

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

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D DE SOLO GRAMPEADO EM SOLO
SEDIMENTAR COM INCLUSÕES VERTICAIS**

LEONARDO RODRIGUES FERREIRA

ORIENTADOR: PROF. RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.
COORIENTADOR: PROF. ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 326/2019

BRASÍLIA/DF: MAIO/2019

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

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D DE SOLO GRAMPEADO EM SOLO
SEDIMENTAR COM INCLUSÕES VERTICAIS**

LEONARDO RODRIGUES FERREIRA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**Renato Pinto da Cunha, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**Ennio Marques Palmeira, PhD (UnB)
(COORIENTADOR)**

**Juan Felix Rodriguez Rebolledo, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Olavo Francisco dos Santos Júnior, DSc (UFRN)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 02 de Maio de 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

FERREIRA, LEONARDO RODRIGUES

Análise Numérica 3D de Solo Grampeado em Solo Sedimentar Com Inclusões Verticais,
131 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2019)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|----------------------|--------------------------|
| 1. Solo Grampeado, | 2. Reforço de Escavações |
| 3. Métodos numéricos | 4. Solo injetado |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Ferreira, L.R. (2019). Análise Numérica 3D de Solo Grampeado em Solo Sedimentar Com Inclusões Verticais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM- 326/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 131 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Leonardo Rodrigues Ferreira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Numérica 3D de Solo Grampeado em Solo Sedimentar Com Inclusões Verticais

GRAU / ANO: Mestre/2019

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

Leonardo Rodrigues Ferreira

SQSW 103 Bl. A, 601

70670-301 – Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

*À minha família. Pilar de amor,
amizade e companheirismo.
Dedico à minha mãe, por ser
fonte eterna de amor e carinho.
Ao meu pai, por ser exemplo de
homem e honestidade. Ao meu
irmão, por me fazer continuar
no momento de maior incerteza.
À minha irmã, por estar sempre
comigo e confiar na minha
capacidade.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família, por todo o suporte, atenção e amor por todo o percurso.

Ao meu orientador por toda a dedicação e paciência para me orientar nesta jornada que se mostrou repleta de desafios e adversidades.

Aos professores da Secretaria de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por todo o conhecimento transmitido com excelência e profissionalismo. Aos funcionários da limpeza, segurança, estagiários e secretárias, por permitirem o pleno funcionamento dos edifícios.

Aos meus colegas e amigos de mestrado. Em especial aos meus amigos Pedro Victor S. Mascarenhas, Felipe L. Nisiyama, Daniela T. Rojas, Luiza Nicolato, Virginie Queiroz e Lucas de Oliveira Mendes.

Aos médicos responsáveis pelo sucesso de minha cirurgia, em especial ao neurocirurgião Dr. Benício O. de Lima.

À empresa Solotrat pela disponibilização dos dados utilizados nas análises e por todo o apoio dedicado ao longo do trabalho, em especial ao colega Max Gabriel Timo Barbosa.

À Universidade de Brasília, meu segundo lar, onde há concentração de conhecimento e grandes mentes, além de disponibilização de uma biblioteca que me foi útil por inúmeras vezes, além de outras infraestruturas indispensáveis à criação deste documento.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro e ao povo brasileiro que trabalha e sustenta o país e a ciência.

RESUMO

O estudo de estruturas reforçadas por meio de solo grampeado é muito relevante uma vez que é uma técnica cada vez mais utilizada, como solução de diferentes problemas de engenharia, em especial no Brasil. Um problema atrelado a esta técnica reside na determinação, ainda em fase de projeto, dos deslocamentos horizontais que ocorrerão devido à obra. Na prática da engenharia, os deslocamentos são estimados utilizando Método dos Elementos Finitos (MEF) em deformações planas (2D), que podem produzir resultados distantes do observado na realidade. Uma vez que estes deslocamentos possuem um valor limite que não deve ser ultrapassado, é necessário estimá-los com melhor precisão, entendendo melhor as ferramentas numéricas. Tem como objetivo determinar uma possível relação entre deslocamentos calculados por elementos finitos bidimensionais e tridimensionais, além de determinar a influência das inclusões verticais no comportamento do maciço e da obra em si, utilizando para isso um caso real de campo. Neste estudo de caso, o deslocamento lateral medido é da ordem de $0,023\%H$, em que H é a profundidade da escavação, enquanto que análises por MEF bidimensionais sugerem deslocamentos horizontais da ordem de pelo menos $0,5\%H$. Foi realizada uma análise de sensibilidade para determinar quais parâmetros mais influenciam o deslocamento. Além disso, o estudo comparou resultados obtidos por meio de análises de MEF bidimensionais e tridimensionais para este caso. Chega à conclusão que o Módulo de Young (E) e o Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0) são os dois parâmetros que mais influenciam tais deslocamentos. Este estudo mostra que o Modelo Constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr Coulomb não é adequado para a simulação deste tipo de estrutura, que apresentam deslocamentos muito pequenos, sugerindo o modelo de Hardening Soil (Schanz, *et al.* 1999) como alternativa viável. Comparado à análise 3D, a análise 2D apresentou deslocamentos horizontais significativamente maiores, o que levou à conclusão de que a análise 2D em MEF não é adequada para previsão de deslocamentos laterais a não ser que seja utilizado um Fator de Redução (FR) que varia de 0,4 a 1,0. O FR é função da Largura (L) pela Profundidade (H) de escavação (L/H) e é válida apenas para este estudo de caso, exigindo mais dados e estudos de outros solos grampeados para se tornar válido para uma gama maior de solos grampeados.

ABSTRACT

The study of Soil Nail Structures is very relevant once it is a construction technique used in a broad variety of situations, especially in Brazil. One issue involving the technique is estimating the lateral displacements in the designing level, before the construction. It is common to use, in practical engineering, the Finite Element Method (FEM) with plain strain consideration, which is a two-dimensional solution, that could lead to distant results observed in practice. Once those displacements have a superior limit boundary, it is necessary to estimate them accurately, with a better understanding of the numerical tools available. The main goal is to determine a possible relation between displacements obtained by two and three-dimensional FEM tools, and to determine the influence of vertical inclusions in the behaviour of the soil mass, using for that a real field case. In this study case, the measured lateral displacement is about 0,023%H, in which H is the depth of excavation, while traditional 2D FEM analysis suggested that the lateral displacement should be at least about 0,5%H. A sensitivity analysis was conducted to determine which parameters influenced the most lateral displacements. Furthermore, the study compares results obtained in 2D and 3D FEM analysis for this case. It concludes that the Young Modulus (E) and the Coefficient of Earth Pressure at Rest (K_0) are the two most important parameters influencing the displacements. The study shows that the Mohr-Coulomb Constitutive Model is not adequate for modelling this kind of structure, suggesting the Hardening Soil Model (Schanz *et al.*, 1999) instead. Moreover, 2D analysis presented larger displacements when compared with the 3D analysis, which led to the conclusion that 2D MEF analysis is not adequate for prediction of lateral displacements unless one uses a Reduction Factor that ranges from 0,4 to 1,0. The Reduction Factor is a function of the Lateral Width over Excavation Depth (L/H), and is valid to the this case study, requiring more data from other soil nail cases to become valid for a broader range of soil nailing situations.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Identificação do problema.....	3
1.2. Justificativa.....	3
1.3. Hipótese.....	4
1.4. Objetivos	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Contenção por meio de solos grampeados	5
2.2. Considerações de projeto de solos grampeados	7
2.2.1. Considerações de projeto	7
2.2.2. Determinação de fatores de segurança.....	10
2.2.3. Deslocabilidade de solos grampeados (FHWA, 2014).....	11
2.2.4. Injeções em solos e seus efeitos	13
2.3. Simulação numérica de solos grampeados.....	16
2.3.1. Modelos Constitutivos – Mohr-Coulomb e <i>Hardening soil</i>	19
2.3.2. Análises e Resultados encontrados na literatura.....	26
2.3.3. Análise de sensibilidade paramétrica e calibração do modelo.....	46
2.4. Parâmetros geotécnicos de deformabilidade e resistência	51
2.4.1. Parâmetros geotécnicos comuns à cidade de São Paulo	51
2.4.2. Parâmetros geotécnicos sugeridos por norma internacional.....	57
3. METODOLOGIA.....	61
3.1. Caso de Estudo	61
3.1.1. Descrição do empreendimento.....	61
3.1.2. Plantas, corte e vista da escavação analisada.....	62
3.1.3. Propriedades dos grampos e concreto projetado.....	68
3.1.4. Dados de inclinômetros e ensaios de arrancamento	69
3.2. Simulação utilizando método dos elementos finitos (2D)	72

3.2.1.	Simulação inicial utilizando proposta de Singh e Babu, 2009.....	73
3.3.	Análise de sensibilidade paramétrica	77
3.3.1.	Excluindo parâmetros com pouca influência nos resultados	78
3.4.	Processo de calibração do modelo	79
3.5.	Conferindo a validade do modelo a partir de modelo tridimensional	80
3.5.1.	Geometria e malha do modelo numérico (3D)	81
3.6.	Verificação com ensaio de arrancamento.....	84
3.7.	Comparação entre os modelos 2D e 3D	85
3.8.	Influência das inclusões verticais	89
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	93
4.1.	Simulação utilizando método dos elementos finitos (2D)	93
4.1.1.	Simulação Inicial utilizando proposta de Singh e Babu (2009).....	93
4.2.	Análise de sensibilidade paramétrica	94
4.2.1.	Gráficos aranha	94
4.2.2.	Índice de elasticidade (EI_{PQ})	97
4.2.3.	Comparação entre os dois métodos.....	98
4.3.	Processo de calibração do modelo	99
4.3.1.	Primeira tentativa de calibração	100
4.3.2.	Segunda tentativa de calibração	101
4.3.3.	Calibração utilizando parâmetros sugeridos por Lanzieri e Neto (2018) .	101
4.3.4.	Calibração utilizando modelo numérico tridimensional (3D)	103
4.3.5.	Utilizando modelo constitutivo alternativo (HS)	105
4.4.	Verificação com ensaio de arrancamento.....	110
4.5.	Comparação entre os modelos 2D e 3D	113
4.6.	Influência das inclusões verticais	116
4.7.	TABELA RESUMO DOS RESULTADOS	121
5.	CONCLUSÃO E SUGESTÃO DE PESQUISAS FUTURAS.....	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Solo grampeado sem injeção multifásica à esquerda e solo grampeado com injeção multifásica à direita (Pitta <i>et al.</i> , 2017).....	2
Figura 1.2 – Técnica de inclusões verticais (direita) para evitar procedimento construtivo que utiliza bermas (esquerda) (Adaptado de Pitta <i>et al.</i> , 2013)	2
Figura 2.1 – Cabeças dos grampos: (a) ϕ aço > 20mm; (b) ϕ aço < 20mm (Lima <i>et al.</i> , 2002).....	5
Figura 2.2 – Etapas de construção de Solo Grampeado (Lima <i>et al.</i> , 2002)	6
Figura 2.3 – Padrões de disposição de grampos (i) quadrada e (ii) alternado (adaptado de FHWA, 2014).....	9
Figura 2.4 – Deformações vertical e horizontal da estrutura de solo grampeado. (Modificado de FHWA (2003))	13
Figura 2.5 – Classificação das técnicas de injeção e seus princípios de ação. (Barbosa, 2018)	14
Figura 2.6 – Setorização da injeção em Solo Grampeado (Pitta <i>et al.</i> , 2013).....	15
Figura 2.7 – Execução dos Grampos Injetados (Pitta <i>et al.</i> , 2013)	15
Figura 2.8 – Aumento da Rigidez da Zona Injetada (Adaptado de Falk, 1998).....	16
Figura 2.9 – Superfície de escoamento do modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (Brinkgrieve, 2018).....	20
Figura 2.10 – Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Brinkgrieve, 2018).....	20
Figura 2.11 – Relação Tensão-Deformação Hiperbólica para carregamento em ensaio triaxial drenado (Adaptado de Brinkgrieve, 2018).....	21
Figura 2.12 – Comportamento rigidez-deformação característico de solo com intervalos típicos de deformação para ensaios laboratoriais e estruturas (Modificado de Atkinson e Salfors (1991)).....	22
Figura 2.13 - Superfície de escoamento do modelo constitutivo <i>Hardening Soil</i> (Brinkgrieve, 2018)	23
Figura 2.14 – Expansão do domínio elástico dado pela lei de endurecimento no plano p' - q (Adaptado de Ferreira, 2017)	23
Figura 2.15 – Simulação numérica de 10m de profundidade proposta por Singh e Babu (modificado de Singh & Babu, 2009)	26

Figura 2.16 –Fator de Segurança global da parede de solo grampeado com o estágio de construção.....	28
Figura 2.17 – Levantamento da base da escavação com o estágio de construção.....	29
Figura 2.18 – Deslocamento lateral da face de escavação com o estágio de construção ..	29
Figura 2.19 – Fator de Segurança Global e Máximo Deslocamento lateral da parede por estágio da construção alternando o método de simulação do elemento estrutural.....	30
Figura 2.20 – Posição na malha dos reforços com relação aos elementos sólidos numa análise pelo método discreto (Farfán, 2008)	31
Figura 2.21 – Ilustração esquemática de elementos sólidos sendo atravessados por elemento de barra embutido (Farfán, 2008).....	32
Figura 2.22 – Idealização do reforço conectado aos elementos sólidos através de elementos de interface (Farfan, 2008)	32
Figura 2.23 – Representação esquemática do deslocamento relativo da interface-barra. (Farfán, 2008).....	33
Figura 2.24 – Talude hipotético com 9m de escavação (dividida em 6 etapas de 1,5 m) simulado, alterando o comprimento dos grampos (Farfán, 2008).....	33
Figura 2.25 – Resultados dos deslocamentos em cada etapa de análise: (a) Para diferentes comprimentos de grampo; (b) para diferentes inclinações do grampo; (c) para diferentes comprimentos dos drenos (Farfán, 2008).....	34
Figura 2.26 – Resultados das influências de (a) tipo de fixação entre o grampo e a parede; (b) tipo de elemento utilizado para simular o grampo nas deformações horizontais de face e (c) influência do tipo de elemento para simulação de interface	36
Figura 2.27 – Posicionamento dos strain gauges e do inclinômetro (Shiu <i>et al</i> , 1997)	37
Figura 2.28 - Força axial normalizada medida pelos strain gauges comparados com a calculada pelo Pláxis	38
Figura 2.29 – (a) Influência da espessura da parede e (b) influência dos processos executivos nos deslocamentos horizontais da face	39
Figura 2.30 – Modelo em elementos finitos utilizado nas análises de Lanzieri e Neto, 2018	40
Figura 2.31 – Deslocamentos horizontais, em metros, após todas as etapas de escavação (Lanzieri e Neto, 2018)	41
Figura 2.32 – Deslocamentos horizontais obtidos pelo cálculo numérico (MEF) e registrados no inclinômetro (SI-1) para a mesma seção (Lanzieri e Neto, 2018).....	41

Figura 2.33 – Deslocamentos horizontais de acordo com a evolução da escavação medidos a (a) 1,5 m; (b) 3,0 m; (c) 6,0 m e (d) 9,0 m de profundidade, pela leitura do inclinômetro SI-1 (Lanzieri e Neto, 2018)	42
Figura 2.34 – Gráfico das leituras realizadas no marco superficial P5 (em azul) após o término da escavação. A linha tracejada representa o recalque (2,1 mm) obtido na modelagem na posição do marco superficial P5 (Lanzieri e Neto, 2018)	42
Figura 2.35 – Esquema de suporte de escavação em obra localizada em Chicago (Finno & Calvello, 2005).....	43
Figura 2.36 – Otimização dos parâmetros de deformabilidade a partir dos valores iniciais e a cada etapa de escavação. (Adaptado de Finno e Calvello, 2005).....	45
Figura 2.37 – Relação entre Resistência não-drenada (S_u), E_{50} otimizado das camadas e tensão vertical efetiva atuante nas camadas (Adaptado de Finno e Calvello, 2005)	46
Figura 2.38 – Gráficos de rápida demonstração de sensibilidade dos Parâmetros.....	50
Figura 2.39 – Calibração do modelo utilizando gráfico de Aranha (Hipotético)	51
Figura 2.40 – Perfil Geológico-geotécnico idealizado (Lanzieri e Neto, 2018).....	54
Figura 2.41 – Resultados dos ensaios triaxiais executados nas etapas 1 e 2 e Envoltória de Resistência estimada (Lanzieri e Neto, 2018).....	55
Figura 2.42 – Módulos de Cisalhamento Inicial (G_0), obtidos por ensaio Cross-Hole e correlações com NSPT (Lanzieri e Neto, 2018)	55
Figura 2.43 – Resultados dos ensaios de Coluna Ressonante na primeira (a) e segunda (b) etapas (Lanzieri e Neto, 2018)	56
Figura 2.44 – Ângulo de atrito efetivo para solos coesivos sob carregamento drenado (Modificado de Terzaghi <i>et al.</i> , 1996, apud FHWA, 2014).....	60
Figura 3.1 – Fluxograma simplificado da Metodologia	61
Figura 3.2 – Planta Geral do Empreendimento	63
Figura 3.3 – Planta do trecho do projeto que será analisado com maior profundidade (medidas em metro).....	64
Figura 3.4 – Distâncias vertical e horizontal entre grampos	64
Figura 3.5 – Vista da Parede de Solo Grampeado que será analisado.....	65
Figura 3.6 – Corte utilizado como seção típica na análise 2D.....	66
Figura 3.7 – Início da sequência construtiva da parede analisada.....	67
Figura 3.8 – Escavação em estágio avançado.....	67
Figura 3.9 – Escavação quase finalizada	68
Figura 3.10 – Geometria dos Grampos e Concreto Projetado.....	68

Figura 3.11 – Cronograma de obra indicando a profundidade escavada.....	69
Figura 3.12 – Dados de inclinômetro (data última leitura: 09/09/2011)	70
Figura 3.13 – Ensaio de arrancamento dos grampos (adaptado de Pitta <i>et al.</i> , 2013).....	71
Figura 3.14 – Ensaio de arrancamento em grampos no dia 12 de março de 2011	71
Figura 3.15 – Ensaio de arrancamento em grampos no dia 13 de Abril de 2011	72
Figura 3.16 – Estratigrafia, posição do nível freático e NSPT obtidos de ensaio SPT executado no local	73
Figura 3.17 – Geometria do modelo numérico (Plaxis 2D).....	75
Figura 3.18 – Malha utilizada no Modelo (Plaxis 2D)	76
Figura 3.19 – Nível freático considerado nos cálculos.....	76
Figura 3.20 – Etapas construtivas simuladas.....	77
Figura 3.21 – Fluxograma da Metodologia simplificada para Análise de Sensibilidade Paramétrica.....	77
Figura 3.22 – Fluxograma simplificado de metodologia da calibração do modelo.....	80
Figura 3.23 – Geometria do Modelo Tridimensional	81
Figura 3.24 – Vista lateral do modelo Tridimensional	82
Figura 3.25 – Vista Frontal do Modelo Tridimensional	82
Figura 3.26 – Malha do Modelo Tridimensional.....	83
Figura 3.27 – Corte com elementos do Modelo Tridimensional	83
Figura 3.28 – Nível d'água estático utilizado no modelo.....	84
Figura 3.29 – Geometria adaptada: trecho central da obra utilizado para simulação das inclusões verticais	90
Figura 3.30 – Modelo considerando a influência das três fileiras de inclusões verticais..	91
Figura 3.31 – Modelo desconsiderando a influência das inclusões verticais	92
Figura 4.1 – Deslocamentos Horizontais (mm) calculados pelo Método Numérico e da leitura do inclinômetro	93
Figura 4.2 – Deslocamentos Horizontais (mm) obtidos na análise numérica 2D	94
Figura 4.3 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 3,5 m	95
Figura 4.4 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 9,0 m	95
Figura 4.5 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 15,0 m	96
Figura 4.6 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 18,0 m	96

Figura 4.7 – Deslocamentos Horizontais obtidos após a primeira tentativa de calibração do modelo comparado com os dados de inclinômetro e da simulação inicial	100
Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais (mm) gerados na simulação da Segunda Tentativa de Calibração.....	101
Figura 4.9 – Deslocamentos horizontais (mm) gerados na simulação da Terceira Tentativa de Calibração, utilizando parâmetros utilizados por Lanzieri e Neto (2018).....	102
Figura 4.10 – Alteração relativa de cada parâmetro nas etapas de calibração do modelo	103
Figura 4.11 – Comparação entre deslocamentos Horizontais (mm) obtidos das simulações em 2D e 3D, considerando parâmetros iniciais e parâmetros enrijecidos.....	104
Figura 4.12 – Comparação entre deslocamento obtidos utilizando diferentes Modelos Constitutivos.....	107
Figura 4.13 – Aumento na rigidez inicial de cada camada devido à injeção no solo (Adaptado de Falk, 1998).....	107
Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais ao fim da escavação com Modelo Calibrado (3D, utilizando modelo <i>HS</i>).....	108
Figura 4.15 – Deslocamentos Horizontais em diferentes etapas da escavação no modelo considerado calibrado.....	109
Figura 4.16 – Histograma com a frequência das forças cisalhantes de interface atuando nos grampos da seção mais solicitada do modelo tridimensional	110
Figura 4.17 – Força cisalhante de interface atuante nos grampos centrais do modelo 3D	111
Figura 4.18 – Forças axiais atuantes nos grampos da seção mais central do modelo 3D sem considerar elemento de viga embutido.....	112
Figura 4.19 - Forças axiais atuantes nos grampos da seção mais central do modelo 3D considerando elemento de viga embutido	112
Figura 4.20 – Possível relação dos Deslocamentos Máximos Horizontais obtidos pelos modelos 2D e 3D, coerentes com valores obtidos pelo inclinômetro	113
Figura 4.21 – Relação entre os DMH obtidos pelos modelos 2D e 3D variando Módulo de Young.....	114
Figura 4.22 – Aparente relação linear entre o Fator de Redução e (H/L)	115
Figura 4.23 - Deslocamentos Horizontais com modelo adaptado sem Inclusões Verticais, em mm.....	116

Figura 4.24 – Deslocamentos Horizontais com modelo adaptado com uma fileira de Inclusões Verticais, em mm	117
Figura 4.25 – Deslocamentos Horizontais com modelo adaptado com duas fileiras de Inclusões Verticais, em mm	117
Figura 4.26 – Deslocamentos Horizontais com modelo adaptado com três fileiras de Inclusões Verticais, em mm	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores de Segurança mínimos recomendados por norma internacional (adaptado de FHWA, 2014)	10
Tabela 2.2 – Valores de $(\delta_h/H)_i$ e C como funções das Condições do Solo (Modificado de Clouterre (1993) e Byrne <i>et al.</i> (1998)).....	12
Tabela 2.3 – Compilação de Resultados de modelos numéricos de solos grampeados realizados por diversos autores (Jiménez, 2008).....	18
Tabela 2.4 – Influência da densidade da malha na simulação com elementos finitos.....	30
Tabela 2.5 – Parâmetros do solo utilizados e parâmetros utilizados nas estruturas no programa FLAC	35
Tabela 2.6 – Parâmetros utilizados nas estruturas utilizados no programa Plaxis	35
Tabela 2.7 – Parâmetros do solo e da estrutura de contenção (Sieira <i>et al.</i> , 2017)	38
Tabela 2.8 Deslocamentos horizontais máximos calculados pelo Plaxis comparado com os dados reais	38
Tabela 2.9 – Exemplo da sensibilidade do dado de saída (δ – Deslocamento horizontal em Determinado Ponto) com possíveis erros devido à variação de cada parâmetro de entrada....	49
Tabela 2.10 – Resumo dos parâmetros de resistência e módulos de deformabilidade (Caldo, 2015).....	52
Tabela 2.11 – Relações comuns nos solos sedimentares de São Paulo (Massad, 2012) ...	53
Tabela 2.12 – Propriedades Elásticas do Solo Baseados em NSPT (AASHTO, 2014)	57
Tabela 2.13 – Propriedades Elásticas baseadas no tipo de solo (Adaptado de AASTHO, 2014).....	58
Tabela 2.14 – Estimativa de Tensão de Ligação solo-grampo (Elias e Juran, 1991, apud FHWA, 2014).....	58
Tabela 2.15 – Correlação entre SPT e Ângulo de atrito para solos granulares (Kulhawy e Mayne, 1990, apud FHWA, 2014).....	59
Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios de arrancamento.....	72
Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados para os grampos e face de escavação	74
Tabela 3.3 – Estratigrafia Local e SPT	74
Tabela 3.4 – Parâmetros Geotécnicos estimados iniciais	74
Tabela 3.5 – Variação paramétrica para determinação de diferentes Índices de Elasticidade	79

Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados nos elementos de viga (grampos e injeções) e de placa (concreto projetado da face de escavação).....	84
Tabela 3.7 – Modelos 3D e 2D utilizados nas análises comparativas e respectiva relação Altura/Largura (H/L) da escavação.....	86
Tabela 3.8 – Variação no Módulo de Young para melhor comparação entre os modelos 2D e 3D.....	89
Tabela 4.1 – Índices de Elasticidade dos parâmetros em diferentes profundidades.....	97
Tabela 4.2 – Comparação entre os métodos de obtenção de sensibilidade paramétrica (Os parâmetros estão em ordem decrescente de influência).....	98
Tabela 4.3 – Parâmetros com muita e pouca influência nos resultados de deslocamentos horizontais no Modelo Numérico.....	99
Tabela 4.4 – E_i estimado a partir de correlação com NSPT.....	105
Tabela 4.5 – Parâmetros de deformabilidade utilizados em um primeiro momento com o Modelo Constitutivo de <i>Hardening Soil</i>	106
Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência utilizados em um primeiro momento com o Modelo de <i>Hardening Soil</i>	106
Tabela 4.7 – Parâmetros de rigidez para o modelo considerado calibrado.....	108
Tabela 4.8 – Resultado dos Ensaio de Arrancamento.....	110
Tabela 4.9 – Variação nos deslocamentos horizontais máximos devido à utilização das Inclusões Verticais.....	119
Tabela 4.10 – Resumo dos resultados obtidos e analisados neste capítulo.....	121
Tabela 5.1 – Valores utilizados para cálculo de sensibilidade paramétrica.....	129
Tabela 5.2 – Parâmetros utilizados na primeira tentativa de calibração.....	130
Tabela 5.3 – Relação Valor Utilizado na Calibração 1 pelo Valor utilizado inicialmente.....	130
Tabela 5.4 - Parâmetros utilizados na segunda tentativa de calibração.....	130
Tabela 5.5 - Relação Valor Utilizado na Calibração 2 pelo Valor utilizado inicialmente.....	131
Tabela 5.6 - Parâmetros utilizados na terceira tentativa de calibração com parâmetros utilizados por Lanzieri e Neto (2018).....	131
Tabela 5.7 - Relação Valor Utilizado na Calibração 3 pelo Valor utilizado inicialmente.....	131

LISTA DE SÍMBOLOS

2D	Duas Dimensões
3D	Três Dimensões
A_g	Área da seção transversal calda de cimento
a	Coesão no gráfico p' - q
A_n	Área da seção transversal da barra de aço
C	Coefficiente dependente das condições do solo
c'	Coesão efetiva
CPTu	Ensaio de cone
CV	Coefficiente de variação
d	Diâmetro da barra de aço
D_{DEF}	Distância na qual os deslocamentos verticais atrás da parede de solo grampeado são significativos
D_{DH}	Diâmetro do furo do grampo
DEM	Método dos elementos discretos
DMH	Deslocamento máximo horizontal
DMT	Dilatômetro de Marchetti
E_{50}^{ref}	Rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente em ensaio oedométrico no primeiro carregamento
E_{ur}^{ref}	Rigidez de recompressão/descarregamento
E	Módulo de Young
E_{50}	Módulo de Young a 50% de deformação
EA	Rigidez axial
E_{eq}	Módulo de elasticidade equivalente do grampo
E_g	Módulo de elasticidade da calda de cimento
E_i	Módulo de Young tangente inicial
EI	Rigidez à flexão
E_{lPQ}	Índice de elasticidade
E_n	Módulo de elasticidade da barra de aço
E_{ur}	Módulo de Young no descarregamento/recompressão

f	Funções de plastificação dos modelos constitutivos
f_c	Lei de endurecimento no CAP do modelo <i>HS</i>
f^s	Lei de endurecimento do modelo <i>HS</i>
\bar{f}^s	Função das tensões desvio e confinantes atuantes no elemento
FEM	<i>Finite Element Method</i> (Método dos Elementos Finitos)
FR	Fator de redução
FS	Fator de segurança
g	Funções de potencial plástico do modelo <i>HS</i> para tensões desvio
g_c	Função potencial plástico no CAP do modelo <i>HS</i>
G	Módulo cisalhante
G_0	Módulo cisalhante inicial
H	Altura/profundidade da parede de contenção
HS	Modelo constitutivo Hardening Soil
HSSmall	Modelo constitutivo Hardening Soil Small
I	Intensidade da injeção
<i>input</i>	Dado de entrada
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
K_0^{NC}	Coefficiente de empuxo para o solo normalmente adensado
L	Largura da parede de contenção
l	Comprimento do grampo
m	Expoente de dependência entre rigidez e níveis de tensão
M	Parâmetro de determinação do formato do CAP do modelo <i>HS</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
N	Número dado pelo ensaio de resistência à penetração SPT
<i>output</i>	Dado de saída / resultado
p	Tensão de confinamento
p_c	Tensão de pré-adensamento isotrópica
p^{ref}	Tensão hidrostática de referência
P	Variável de entrada
\tilde{q}	Tensão desvio definida pela equação 24
q_f	Tensão de desvio última
q_a	Tensão de desvio da assíntota no modelo <i>HS</i>
q_s	Tensão de ligação

Q	Variável de saída
q_s	Resistência mobilizada no contato solo/grampo
R_{all}	Tensão permitida no componente estrutural
R_n	Resistência última do componente
Sh	Espaçamento horizontal entre grampos
SI_{PQ}	Índice de sensibilidade
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
Su	Resistência não drenada
Sv	Espaçamento vertical entre grampos
T_{SKIN}	Força cisalhante atuante na interface grampo/solo
u'_r	Deslocamento relativo entre nós
α	Ângulo de inclinação do grampo ou da parede
γ	Peso específico
γ_i	Fator de carga associado a Q_i
γ^{ps}	Parâmetro de endurecimento
δ_h	Deslocamento horizontal
δ_v	Deslocamento vertical
ε_1^p	Deformação axial do elemento
ε_v^p	Deformação volumétrica do elemento
ν	Coefficiente de Poisson
σ_1'	Tensão principal maior efetiva
σ_2'	Tensão principal secundária efetiva
σ_3'	Tensão principal menor efetiva
σ_p'	Tensão hidrostática
ΣQ_i	Efeito das cargas combinadas atuantes no elemento estrutural
σ_v'	Tensão vertical efetiva
ϕ	Fator de minoração da resistência relacionado com R_n
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ_{cv}	Ângulo de atrito a volume constante
ϕ_m	Ângulo de atrito mobilizado
ψ	Ângulo de dilatação
ψ_m	Ângulo de dilatação mobilizado

1. INTRODUÇÃO

A técnica conhecida como Solo Grampeado (Soil Nailing), em que um reforço metálico é inserido no solo seguido por um bombeamento de calda de cimento, é cada vez mais utilizada mundialmente. Esta técnica, que deriva do método convencional para construção de túneis, também utiliza o jateamento de calda de cimento e areia na face da escavação (FHWA, 2014).

A primeira obra a utilizar esta técnica no Brasil foi a da Rodovia dos Imigrantes, em 1972. Por ser uma obra localizada em meio rural, distante de edificações, as deformações do talude contido não eram uma preocupação, sendo priorizada apenas a estabilidade da contenção. Como nesta obra, muitas outras a sucederam, e por 20 anos a maioria das obras de Solo Grampeado foram de infraestrutura, com pouca preocupação em relação às deformações devido à escavação (Pitta *et al.*, 2017).

Isto gerou um entendimento geral de que obras com Solo Grampeado deformavam excessivamente, não sendo recomendada sua execução em obras dentro do perímetro urbano. Apesar disso, a técnica seguiu evoluindo, ao ponto de poder ser utilizada em obras urbanas. A injeção multifásica foi responsável por esta evolução, reduzindo as deformações na parede de escavação a valores aceitáveis, muitas vezes desprezíveis (Pitta *et al.*, 2017).

A técnica do Solo Grampeado Injetado (que utiliza a injeção multifásica) apresenta diversas vantagens em relação ao Solo Grampeado (sem injeção). Isto porque nesta técnica, o solo é adensado, o que resulta em uma maior tensão confinante, melhorando as propriedades de resistência e deformabilidade. O aumento da coesão local do maciço também é fator importante na melhora destas propriedades, juntamente com a diminuição da permeabilidade global e da homogeneização do solo sendo tratado. A diferença dos métodos é retratada na Figura 1.1 (Pitta *et al.*, 2017).

Além desta técnica, a introdução de inclusões verticais previamente à escavação também começou a ser utilizada como uma forma de enrijecer a face de escavação e permitir a escavação de forma acelerada. Esta técnica evita o uso de bermas de contenção durante a escavação, o que elimina uma etapa no processo construtivo. A Figura 1.2 ilustra esta técnica e a etapa de construção eliminada da produção.



Figura 1.1 – Solo grampeado sem injeção multifásica à esquerda e solo grampeado com injeção multifásica à direita (Pitta *et al.*, 2017)

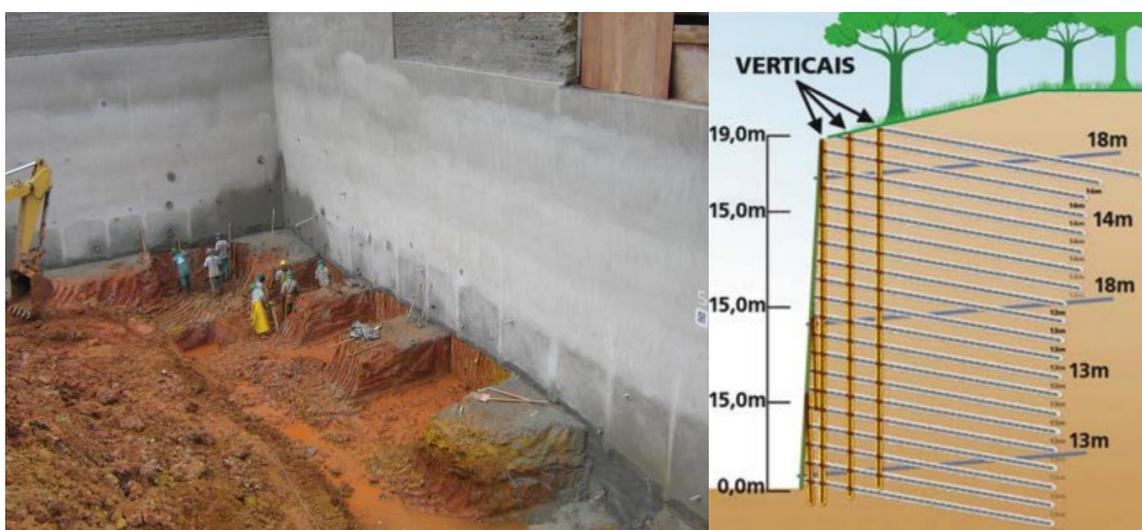


Figura 1.2 – Técnica de inclusões verticais (direita) para evitar procedimento construtivo que utiliza bermas (esquerda) (Adaptado de Pitta *et al.*, 2013)

Todas essas inovações proporcionaram o crescente emprego da técnica. No entanto, as estimativas de deformações geradas devido às escavações são estimativas feitas, em geral, por métodos semi-empíricos. Uma grande limitação deste procedimento é a variedade de detalhes construtivos inerentes aos estudos de caso utilizados para o desenvolvimento do método (Finno e Calvello, 2005). Desta forma, muitas vezes não é possível elaborar previsões acuradas de deslocamento com relação às estruturas vizinhas, por exemplo, que possam vir a ser afetadas por tais construções. Em geral, adota-se que o movimento lateral da parede deve ser limitado a $0,3\% H$ (em que H = Altura da parede da contenção) para solos finos, $0,2\%H$ para solos granulares e $0,1\%H$ para rochas intemperizadas e solos rígidos e densos (FHWA, 2014). Também é possível estimar até onde as deformações são significativas atrás da parede, desde que alguns critérios sejam atendidos, e entre eles está o critério de que as sobrecargas devem ser desprezíveis. (FHWA, 2014)

Desta forma, caso haja alguma estrutura existente nas vizinhanças da obra (situação muito comum em grandes cidades no Brasil), é recomendado o uso de ferramentas numéricas para a determinação das deformações em todos os pontos de interesse.

Estas previsões também esbarram em incertezas relativas às propriedades do solo, detalhes do sistema de suporte e procedimentos construtivos. Foi observado em algumas obras deslocamentos de face considerados desprezíveis, como em Pitta *et al.*, 2013, em que se observou um deslocamento horizontal de face de $0,0063\%H$, o equivalente a 1 mm em valores absolutos. Estes deslocamentos desprezíveis, no entanto, só foram verificados após a construção da contenção, sendo de difícil previsão.

1.1. IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

A técnica de contenção utilizando grampos injetados já se mostrou eficiente em reduzir deslocamentos de face. No entanto, a previsibilidade de tais deslocamentos ainda é um problema. O uso de ferramentas numéricas em duas dimensões (2D) muitas vezes produzem resultados distantes do observado na prática, ao passo que o uso de ferramentas numéricas tridimensionais pode ser oneroso, tanto do ponto de vista financeiro como do ponto de vista computacional e de tempo.

1.2. JUSTIFICATIVA

Tendo em vista a necessidade de minimizar os deslocamentos de face e, principalmente, os deslocamentos causados em estruturas vizinhas, é necessário garantir que a escolha do método de contenção não produza deslocamentos excessivos. Atualmente, o controle dos deslocamentos é feito durante a execução da obra, o que pode causar imprevistos como deslocamentos excessivos e necessidade de revisão do projeto. Isto gera custos adicionais e atrasos de cronograma indesejáveis para o empreendimento.

Desta forma, é de interesse entender melhor o uso de ferramentas numéricas para previsão de tais deslocamentos.

1.3. HIPÓTESE

Existe relação entre os resultados de deslocamentos horizontais máximos calculados em programas de métodos numéricos bidimensionais e os calculados em programas tridimensionais.

O uso de inclusões verticais não influencia os deslocamentos horizontais devido a rigidez dos grampos, porém a injeção sob pressão no maciço produz um solo com maior coesão e maior rigidez, gerando um efeito de reforço do maciço.

1.4. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem por objetivo determinar uma possível relação entre deslocamentos horizontais calculados por programa de elementos finitos bidimensionais e tridimensionais, além de determinar a influência das inclusões verticais no comportamento do maciço e da obra em si, utilizando para isso um caso real de campo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como objetivo introduzir o leitor à técnica de contenção de solos conhecida como solo grampeado, explicar as considerações de projeto da técnica, abordar diversos estudos relevantes acerca do estudo numérico de solos grampeados e, por fim, determinar quais parâmetros de resistência e deformabilidade do solo são mais indicados para análises numéricas de solo grampeado.

2.1. CONTENÇÃO POR MEIO DE SOLOS GRAMPEADOS

Este item tem por objetivo introduzir o leitor à técnica de contenção de solos conhecida como solo grampeado.

O método de estabilização de taludes e encostas conhecido como solo grampeado (*soil nailing*) é cada vez mais utilizado na prática da engenharia civil. Os grampos são elementos passivos de reforço, posicionados sub-horizontalmente no solo (ou rochas intemperizadas) com a intenção de suportar escavações ou taludes (FHWA, 2014)

Podem ser introduzidos por cravação de elementos metálicos (grampo cravado) ou pode-se executar uma perfuração previamente à colocação da barra metálica. No último caso, após a perfuração do maciço realiza-se a instalação e fixação das barras de aço, utilizando centralizadores para mantê-las na posição adequada. O furo é, então, preenchido com calda de cimento. No Brasil, este tipo de instalação é mais comum. (Lima *et al.*, 2002).

Externamente pode-se rosquear o elemento metálico utilizando uma placa metálica e porca, ou dobrar a extremidade em um ângulo de 90 graus, como indicado na Figura 2.1.

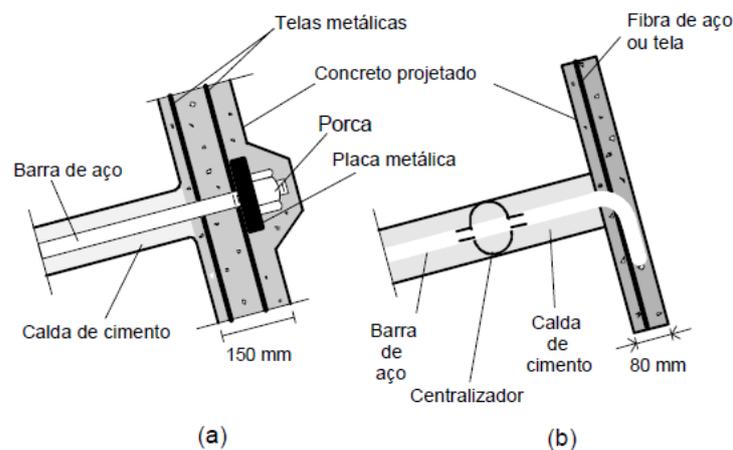


Figura 2.1 – Cabeças dos grampos: (a) ϕ aço > 20mm; (b) ϕ aço < 20mm (Lima *et al.*, 2002)

Estes grampos contribuem para a estabilidade principalmente através da tensão gerada pela deformação do solo ou rocha intemperizada contida. Esta tensão é transferida para o grampo por meio de tensões cisalhantes que ocorrem na interface solo-cimento. As tensões que se desenvolvem podem ser estimadas por meio de procedimentos de projeto. O grampo possui proteção a longo prazo em relação à corrosão, o que garante uma boa performance durante a vida útil. O grampo também interage com a face de escavação, são testados por meio de métodos oficializados (e.g. teste de arrancamento), e passam por controle de qualidade durante a obra. (FHWA, 2014)

Em solos grampeados, o grampo não recebe protensão, o que o difere da técnica de solo atirantado, em geral, uma solução mais onerosa de estabilização (Pitta *et al.*, 2017).

Esta solução tem sido utilizada tanto para estabilização de taludes naturais quanto para escavações. A execução do método ocorre conforme ocorre a escavação, começando o grampeamento a partir do topo e seguindo em direção ao pé do talude. Desta forma, cria-se uma zona de solo reforçado que permite a escavação da etapa seguinte. A altura de cada etapa da escavação depende do tipo de terreno e da inclinação da face de escavação. Se o material da região escavada for estável, os grampos são instalados imediatamente, e caso contrário, aplica-se uma fina camada de concreto projetado, evitando deslocamentos inadmissíveis na face de escavação (Lima *et al.*, 2002). A Figura 2.2 ilustra as etapas de execução da técnica.

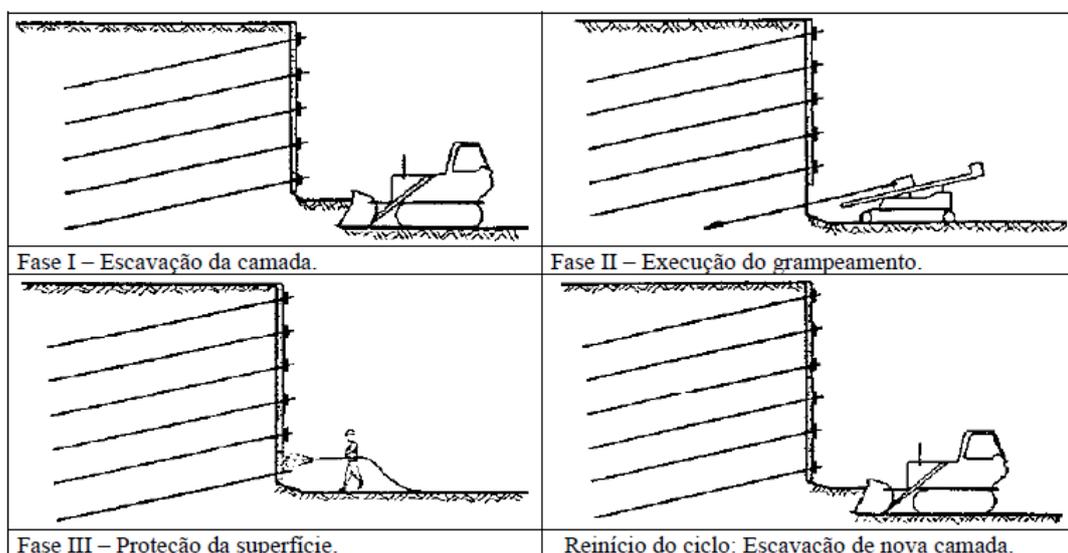


Figura 2.2 – Etapas de construção de Solo Grampeado (Lima *et al.*, 2002)

As decisões de projeto (comprimento do grampo (l), ângulo de inclinação (α), espaçamentos vertical (S_v) e horizontal (S_h) dependem da altura a ser escavada (H), ângulo de inclinação da face; resistência mobilizada no contato solo/grampo (q_s) e variáveis ambientais

que possam alterar as características mecânicas do grampo; tipo (injetado ou cravado) e quantidade de grampos (Lima *et al.*, 2002).

O desenvolvimento de poro-pressões é extremamente indesejável neste tipo de projeto, e caso exista esta possibilidade, deve-se tomar medidas de alívio e mitigação de tais tensões (Lima *et al.*, 2002), utilizando por exemplo DHP (Dreno Horizontal Profundo).

Conforme a obra é executada, o solo sofre descompressão lateral e alívio de tensões, o que gera deformações em direção à escavação. Ao final da obra, os maiores deslocamentos (tanto horizontal como vertical) ocorrem no topo da escavação, atingindo valores da ordem de 0,1%H a 0,5%H, sendo H a profundidade total de escavação (Springer, 2001).

Os fatores que influenciam estes deslocamentos são a sequência construtiva, a profundidade da escavação, o espaçamento entre os grampos e seus comprimentos, fator de segurança global da construção, capacidade de suporte do solo de fundação, inclinação dos grampos, razão entre comprimento do grampo e altura da contenção, além da deformabilidade do solo escavado (Lima *et al.*, 2002).

2.2. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO DE SOLOS GRAMPEADOS

Este item tem como objetivo explicar de forma sucinta as considerações mais relevantes para projeto de solos grampeados, incluindo determinação de fatores de segurança, estimativa de deslocamentos e deformações da estrutura e efeitos das injeções no solo.

2.2.1. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

As considerações iniciais de projeto são separadas em três etapas, sendo a primeira a determinação de requisitos de desempenho do projeto e suas restrições, a segunda a coleta de informações geotécnicas e a terceira a definição de carregamentos.

Na primeira etapa é necessário que o proprietário estabeleça ou confirme os requisitos de desempenho do projeto e suas restrições e confirme os padrões de projeto a serem utilizados. Além disso, o proprietário deve coletar e reunir dados geotécnicos preliminares.

Na segunda etapa, são feitas análises e avaliações de viabilidade e para isso é necessário um entendimento maior das condições geotécnicas. É a partir destas condições que é definida a viabilidade de uma solução por meio de solo grampeado, além de impactarem o projeto. A completa caracterização do local, definição paramétrica, determinação de potencial corrosivo e

potencial de congelamento (em países que apresentam temperaturas abaixo de 0°C) são aspectos importantes do projeto de solos grampeados que precisam estar completas antes da etapa de projeto. Uma avaliação de riscos também deve ser executada, para identificar potenciais riscos de projeto (como a contenção de passagens, controle de tráfego, cronograma, exposição sísmica, entre outros) e também escolher estratégias para mitigar tais riscos. A estética da face do muro deve ser determinada também nesta etapa (FHWA, 2014).

Na terceira etapa devem ser definidas as cargas atuantes na estrutura de solo grampeado. As cargas podem ser permanentes, transientes e excepcionais. No Brasil, a combinação de cargas é definida pela NBR 6118:2014 para estruturas de concreto armado. Nos Estados Unidos, a combinação de cargas deve seguir as regras definidas pela AASHTO, 2014.

A quarta etapa envolve a configuração da parede de solo grampeado e a seleção dos materiais a serem utilizados.

É nesta etapa, após definidas as cargas, as características geotécnicas e os limites geométricos, que o engenheiro deve estabelecer seções típicas preliminares, incluindo número de grampos, espaçamentos horizontais e verticais, inclinação e comprimento dos grampos. Conforme avança o projeto, estes valores devem ser ajustados para garantia da segurança e durabilidade da obra.

O perfil longitudinal (vistas), as plantas, os cortes (seções típicas), a locação dos aparatos (cones e barreiras de tráfego, sistemas de drenagem e serviços de utilidade pública), e outras informações obtidas na etapa 1 são fundamentais na determinação do alinhamento, altura (ou profundidade) e comprimento da parede de solo grampeado. A pesquisa também pode ter indicado limitações para o processo executivo, como obstruções para equipamento de perfuração, que quando levadas em conta no projeto inicial podem potencialmente reduzir prejuízos e trazer mudanças de cronograma.

O engenheiro deve selecionar o material e geometria da face de escavação considerando o projeto, o custo, e as implicações estéticas. A face de escavação pode ser vertical ou quase vertical. Inclinações de até 10° reduzem as forças transferidas aos grampos e permitem o uso de grampos menores. Paredes verticais podem ser esteticamente desconfortáveis, especialmente em trechos curvos de rodovias, uma vez que podem aparentar estarem inclinadas na direção do observador, o que gera desconforto.

Os grampos são instalados em formato de grade, podendo ser quadrada ou alternada, conforme Figura 2.3, e em geral, o espaçamento horizontal Sh é o mesmo que o vertical, Sv . O espaçamento varia em ambas as direções de 1,20 m e 1,80 m, chegando a 2,0 m em algumas ocasiões. O espaçamento pode ser checado de modo que $Sh \times Sv$ seja menor que 4,0 m². A

primeira fileira de grampos não deve ser instalada em uma profundidade maior que 1,0 m do topo do muro. A fileira de grampos mais profunda não deve ser instalada a mais que 1,0 m de distância da base da escavação. Isto é necessário devido ao mal funcionamento da face em situações de balanço. Também deve ser evitado a instalação de grampos a distâncias menores que 1,0 m, uma vez que as transferências de cargas para o solo poderão se sobrepor (como efeito de grupo em estacas).

A inclinação dos grampos costuma variar de 10° a 20° a partir da horizontal, sendo muito comum a inclinação de 15° . A calda de cimento pode fluir nestas inclinações a partir do fundo do furo até a face. Em geral, a calda de cimento preenche todo o furo sem deixar bolsões de ar para dimensões típicas de furo e traço da calda. Inclinações menores que 10° devem ser evitados, uma vez que nestas inclinações bolsões de ar se tornam mais comuns. A presença de bolsões de ar diminui a resistência ao arrancamento e diminui a proteção contra corrosão.

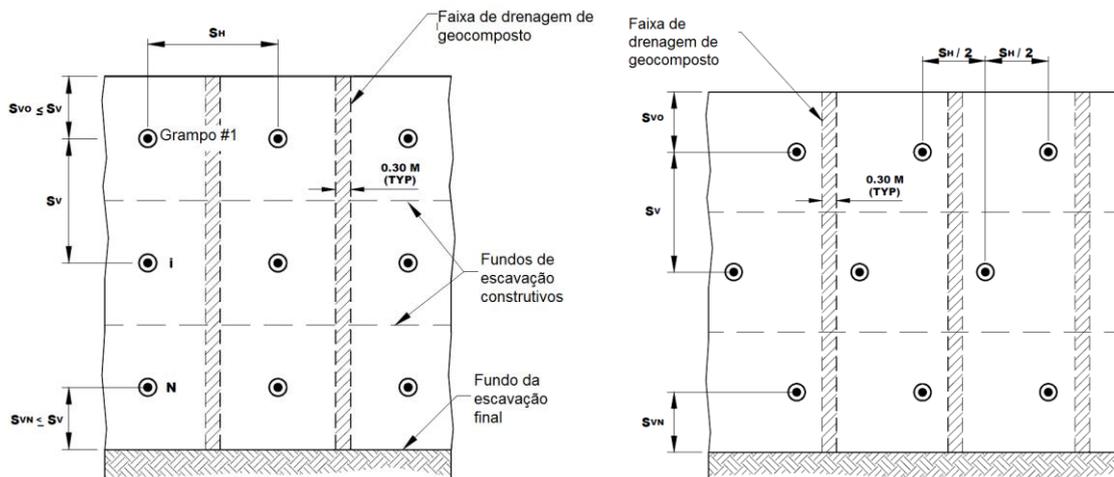


Figura 2.3 – Padrões de disposição de grampos (i) quadrada e (ii) alternado (adaptado de FHWA, 2014)

O comprimento do grampo pode ser estimado, preliminarmente como sendo $0,7H$. Grampos maiores são necessários em solos fracos, em que superfícies de ruptura são profundas, quando existem cargas atuando na superfície atrás da parede ou quando a superfície atrás da parede é inclinada para cima. Comprimentos maiores que $1,2H$ podem indicar que as condições não são propícias para a solução com solo grampeado. Já comprimentos menores que $0,5H$ provavelmente não devem passar nos requisitos de estabilidade.

2.2.2. DETERMINAÇÃO DE FATORES DE SEGURANÇA

O projeto em solos grampeados é baseado em determinação de fatores de segurança, que são calculados a partir de análises de estabilidade de taludes, em geral utilizando Método de equilíbrio limite.

Em geral, os fatores de segurança são expressos como:

$$\Sigma Q_i \leq R_{all} = \frac{R_n}{FS} \quad (1)$$

em que ΣQ_i é o efeito de todas as cargas combinadas que agem sobre o componente considerado (solo, elementos estruturais) em um dado estado limite; R_{all} é a tensão permitida no componente; R_n é a resistência última daquele componente; e o FS é o fator de segurança. FS é o fator único que leva em consideração as incertezas do projeto, materiais e construção. Valores permitidos, que representam condições de trabalho, são obtidas de valores de fatores de segurança.

Alguns valores de Fatores de Segurança recomendados por norma internacional são apresentados na Tabela 2.1.(FHWA, 2014)

Tabela 2.1 – Fatores de Segurança mínimos recomendados por norma internacional (adaptado de FHWA, 2014)

Estado Limite	Condição	Símbolo	FS mínimo recomendado para cargas estáticas	FS mínimo recomendado para cargas sísmicas/dinâmicas
Global	Estabilidade Global	FS _{OS}	1,5	1,1
Global	Construção e escavação	FS _{OS}	1,25-1,33	-
Global	Elevação de base de escavação	FS _{BH}	2,5	2,3
Resistência geotécnica	- Resistência ao arrancamento	FS _{PO}	2,0	1,5
Resistência geotécnica	- Deslizamento lateral	FS _{LS}	1,5	1,1
Resistência Estrutural	- Tensão atuante no grampo (classes 60 e 75)	FS _T	1,8	1,35
Resistência Estrutural	- Tensão atuante no grampo (classes 95 e 150)	FS _T	2,0	1,50
Resistência Estrutural	- Flexão de face	FS _{FF}	1,5	1,1
Resistência Estrutural	- Puncionamento da face	FS _{FP}	1,5	1,1
Resistência Estrutural	- Tensão de tração de parafuso (A307 Bolt)	FS _{FH}	2,0	1,5
Resistência Estrutural	- Tensão de tração de parafuso (A325 Bolt)	FS _{FH}	1,7	1,3

Na prática da engenharia civil atual, a utilização de combinação de cargas e fatores de resistência para o projeto de todo tipo de estrutura é recomendado, o que torna a estrutura resistente para os eventos que possam vir a ocorrer durante sua vida útil.

São utilizados fatores que majoram as cargas e consideram a probabilidade de tais cargas ocorrerem simultaneamente, e fatores que minoram as resistências. Desta forma, é necessário calcular a segurança da mesma estrutura para diversos estados limites.

A condição de projeto com Fatores de Carga e Resistência (Load and Resistance Factor Design – LRFD) é geralmente expresso como:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^N \gamma_i \eta_i Q_i \quad (2)$$

em que:

R_n = Resistência nominal de um componente estrutural selecionado para um determinado estado limite;

ϕ = Fator de minoração da resistência relacionado com R_n ;

Q_i = Carga genérica (ou efeito);

η_i = fator de modificação de carga relacionado à ductilidade, redundância, ou classificação operacional (igual a 1,0 para solos grampeados);

γ_i = fator de carga associado com Q_i ;

$i = 1 \dots N$ e se refere às várias cargas e efeitos em determinado estado limite.

As verificações podem ser feitas pelo método convencional de cálculo, porém, o grampo mais solicitado deverá atender às especificações dadas pelo projeto com LRFD. Se o grampo mais solicitado atender aos critérios mínimos de projeto, todos os outros também atenderão.

2.2.3. DESLOCABILIDADE DE SOLOS GRAMPEADOS

Para o projeto de estruturas de solo grampeado, o deslocamento lateral e vertical máximo da parede devem ser estimados. Os deslocamentos calculados não devem ser superiores às deformações toleráveis (Limite de Serviço) para a parede. Os deslocamentos possuem vetores que apontam no sentido da escavação, ou seja, a parede se desloca no sentido da escavação (FHWA, 2014).

Durante a vida útil da estrutura, é esperado que deslocamentos ocorram, em especial devido à característica passiva dos grampos. Em solos granulares, tais deslocamentos ocorrem predominantemente durante ou logo após a escavação. Deformações após a construção em geral

são pequenas, a não ser que haja deterioração da estrutura, da fundação ou do solo retido. O movimento de *creep* pode ocorrer em solos de partículas finas, aumentando as tensões atuantes nos grampos.

Em geral, os deslocamentos máximos horizontais ocorrem no topo da escavação. Os recalques atrás da parede são geralmente pequenos, e estão na mesma ordem de magnitude que os movimentos horizontais medidos no topo da escavação

Os deslocamentos laterais dependem de alguns fatores, são eles: profundidade da escavação (altura da parede), distância entre os grampos, inclinação dos grampos, método de escavação, magnitude das cargas atuantes, peso da parede e rigidez do solo (FHWA, 2014).

Os deslocamentos verticais também são afetados por fatores similares. Em geral, são maiores perto da face e menores que os deslocamentos laterais medidos no topo da escavação. Os deslocamentos horizontal e vertical no topo da parede de escavação, δ_h e δ_v podem ser estimados como indicado pela Eq. 3.

$$\delta_v \approx \delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i \times H \quad (3)$$

Em que H é a profundidade da escavação e $(\delta_h/H)_i$ é uma relação que depende das condições do solo como indicado pela Tabela 2.2.

A equação é válida para as seguintes situações: (i) a razão $L/H \geq 0,7$, em que L= comprimento dos grampos, H = profundidade da escavação; (ii) a sobrecarga é desprezível; (iii) $FS_{Os} \geq 1,5$ para estabilidade global.

Tabela 2.2 – Valores de $(\delta_h/H)_i$ e C como funções das condições do solo (Modificado de Clouterre (1993) e Byrne *et al.* (1998))

Variável	Rocha intemperizada e solos duros/rígidos	Solo arenoso	Solos finos
$(\delta_h/H)_i$	1/1000	1/500	1/333
C	0,8	1,25	1,5

Os deslocamentos verticais podem ser estimados como significativos até uma distância atrás da parede. Esta distância (D_{DEF}) pode ser estimada a partir da Eq. 4, com os termos ilustrados pela Figura 2.4.

$$D_{DEF} = C(1 - tg \alpha)H \quad (4)$$

Em que:

α = ângulo da parede;

C = Coeficiente dependente das condições do solo, conforme Tabela 2.2.

A depender do entorno da estrutura, é recomendado que se faça estudos de impacto potencial da escavação. Estruturas críticas ou sensíveis devem ser preservadas apesar da construção, dessa forma, a avaliação das deformações deve ser feita.

Deslocamentos horizontais maiores que $0,005H$ durante a construção são motivos de preocupação, uma vez que este representa um limite superior de performance.

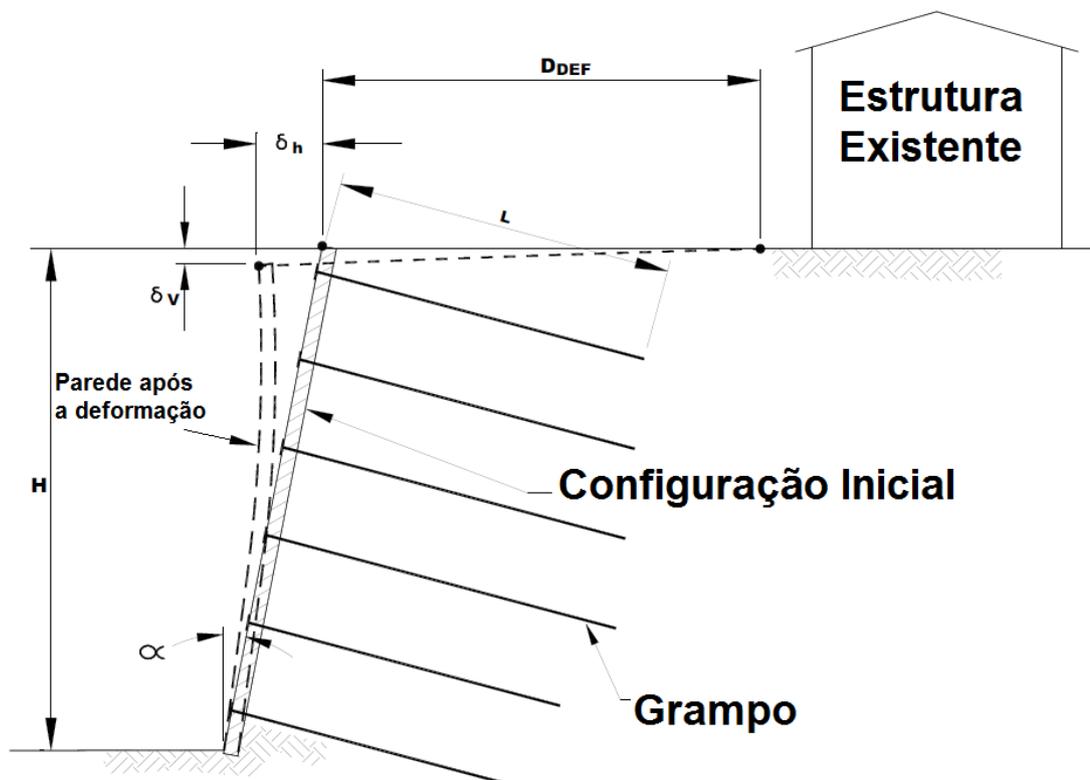


Figura 2.4 – Deformações vertical e horizontal da estrutura de solo grampeado.
(Modificado de FHWA (2014))

2.2.4. INJEÇÕES EM SOLOS E SEUS EFEITOS

A inserção de materiais fluidos sob pressão no solo com a finalidade de melhorar o mesmo são denominadas injeções. As principais melhorias resultantes dessa técnica estão ligadas com a diminuição do índice de vazios, como a diminuição da permeabilidade e da compressibilidade. Além disso, ocorre um aumento da coesão do maciço nos arredores da injeção (Lunardi, 2008).

Existem diferentes formas de se tratar solos a partir de injeções, sendo elas subdivididas em classes. As injeções são classificadas como injeções de faturamento, de compactação, de permeação ou de substituição (*Jet Grouting*). A Figura 2.5 ilustra estas classificações.

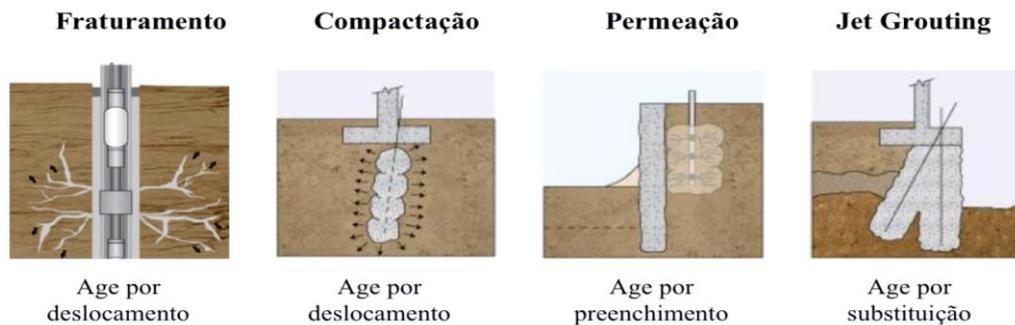


Figura 2.5 – Classificação das técnicas de injeção e seus princípios de ação. (Barbosa, 2018)

Os fluidos injetáveis podem ser classificados em duas categorias, suspensões de partículas ou líquidos (Camberfort, 1977). Quando há a necessidade de impermeabilização completa do solo, em geral, utiliza-se os fluidos líquidos, que promovem um preenchimento completo dos poros e fissuras. Já os fluidos com suspensões de partículas podem ser utilizados para outros fins. São compostos de partículas constituídas de cimento, argila, bentonita e areias.

Os fluidos injetáveis também são classificados de acordo com seu comportamento viscoso ao longo do tempo.

Fluidos que variam de viscosidade ao longo do tempo são denominados fluidos binghamianos. A viscosidade aumenta (endurecimento) ao longo do tempo, característica comum de fluidos cimentícios.

Já os fluidos cujas viscosidades permanecem constantes ao longo do tempo são denominados fluidos newtonianos, como as resinas orgânicas (Barbosa, 2018).

No Brasil, as injeções cimentícias de comportamento binghamiano são as mais utilizadas. Barbosa, 2018, explica que isso se deve não somente ao custo do material (mais barato), como também pelo maior entendimento das propriedades do material. Outros fluidos químicos são patenteados, o que dificulta estudos mais aprofundados e dificulta a difusão de resultados, o que implica na redução do uso de fluidos newtonianos para fins de injeção de solos.

2.2.4.1. Execução da injeção nos grampos

A execução dos grampos injetados é ilustrada pela Figura 2.7. A setorização da injeção é ilustrada pela Figura 2.6.

A sequência executiva compreende a perfuração, preenchimento do furo com calda de cimento (bainha), introdução no furo da barra de aço com centralizadores e mangueiras de injeção (Pitta *et al.*, 2013).



Figura 2.6 – Setorização da injeção em solo grampeado (Pitta *et al.*, 2013)

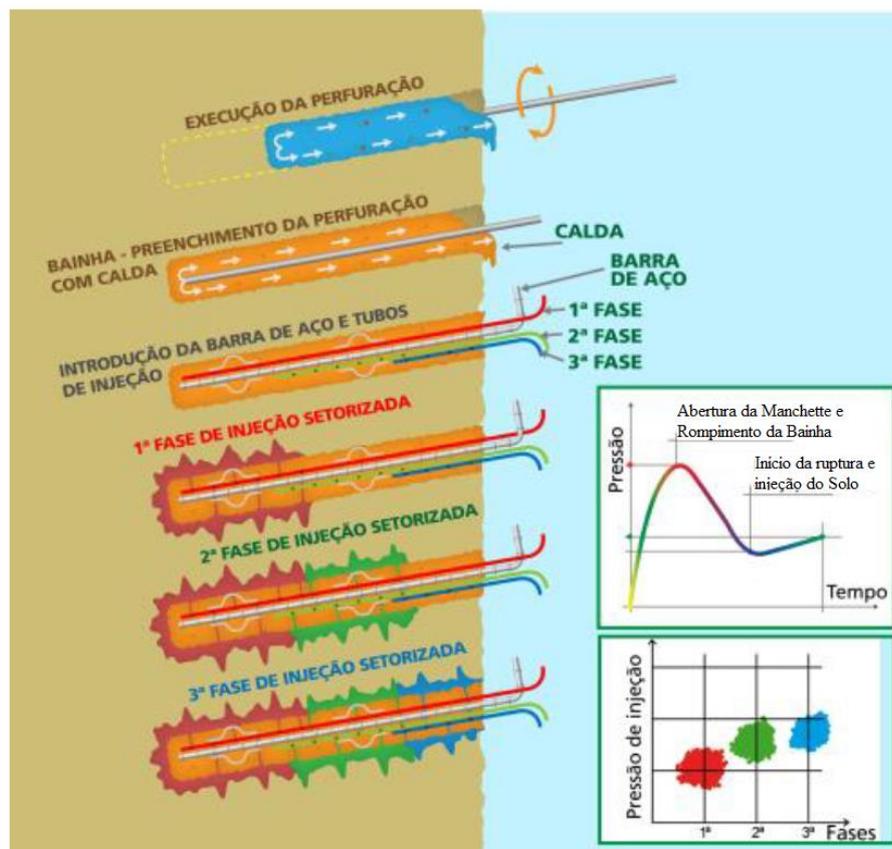


Figura 2.7 – Execução dos grampos injetados (Pitta *et al.*, 2013)

As injeções realizadas em solos grampeados podem ser de compactação ou fraturamento, a depender do solo injetado.

De acordo com Falk (1998), o solo quando é injetado sofre um aumento de rigidez, que pode ser bastante significativo a depender do tipo de solo e da intensidade da injeção, que é a relação do volume injetado pelo volume de solo. Esta relação é ilustrada pela Figura 2.8.

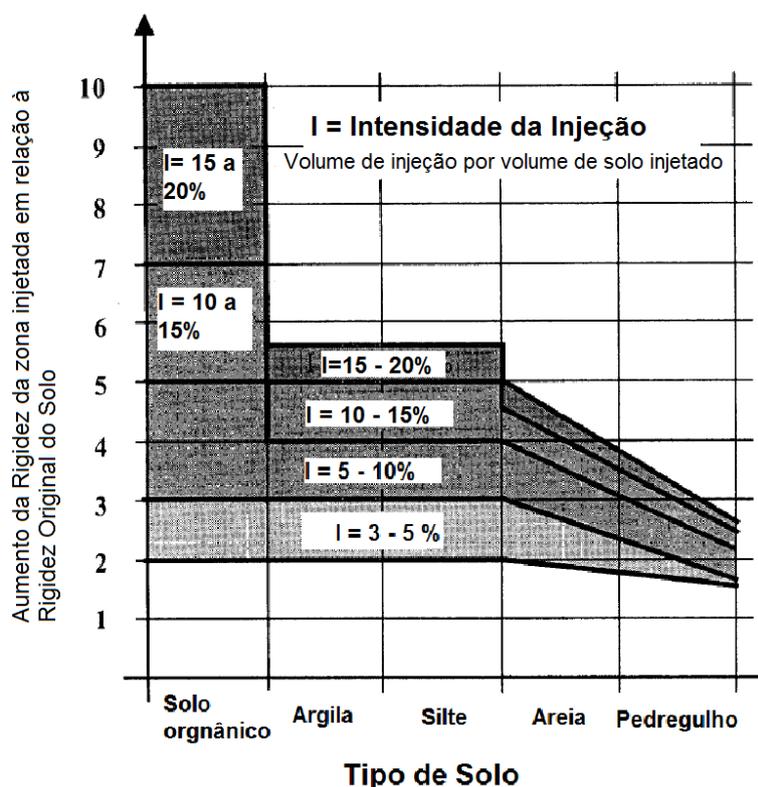


Figura 2.8 – Aumento da rigidez da zona injetada (Adaptado de Falk, 1998)

2.3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE SOLOS GRAMPEADOS

A utilização de métodos numéricos para cálculo de tensões e deformações em problemas geotécnicos tem tido boa aceitação por parte da engenharia, gerando resultados satisfatórios e auxiliando na tomada de decisões do engenheiro.

A simulação numérica para determinação de deformações em estruturas de Solo Grampeado, no entanto, é de alta complexidade, uma vez que nem sempre é possível embutir todos os influenciadores de deslocamentos na simulação com a precisão desejada. Desta forma, diversas técnicas numéricas são utilizadas para este estudo, como o MEF (como em Farfán, 2003; Farfán, 2008; Fan e Luo, 2008), Método dos Elementos Discretos (como em Kim *et al.* 1997) e Método das Diferenças Finitas (como em Sivakumar Babu, *et al.* 2002). Os métodos utilizados para fins de projeto deste tipo de estrutura (Métodos de Equilíbrio Limite) desconsideram os deslocamentos e não são capazes de prever os mesmos. São utilizados principalmente para determinação de FS, sendo eficientes deste ponto de vista (Singh e Babu, 2009).

Sabe-se que a precisão da simulação numérica depende substancialmente do modelo constitutivo do solo utilizado e da escolha apropriada dos parâmetros do modelo. (Singh & Babu, 2009)

Um compilado de resultados resumido de modelos numéricos de solos grampeados realizados por diversos autores e suas conclusões encontra-se na Tabela 2.3.

Neste item, diversos estudos relevantes acerca do estudo numérico de Solos Grampeados serão abordados, com a finalidade de entender e aplicar estes conhecimentos nos capítulos seguintes.

Tabela 2.3 – Compilação de Resultados de modelos numéricos de solos grampeados realizados por diversos autores (Jiménez, 2008)

Autor	Tipo de Modelo	Método Numérico	Modelo Constitutivo	Contato	Conclusões Principais
Shent et al. (1981)	Bidimensional	Elementos Finitos	Hiperbólico de Duncan e Chang	-	Valores de deslocamento horizontal próximos aos registrados em campo.
Unterreiner et al. (1995)	Bidimensional	Elementos Finitos	-	-	Para pequenas deformações é válida a hipótese do estado do plano de deformação.
Lima e Ehrlich (1996)	Bidimensional	-	-	-	Aumento da inclinação provoca maior mobilização da resistência à flexão do grampo.
Springer et al. (2001)	Bidimensional	Diferenças Finitas	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	A relação L/H é diretamente proporcional aos deslocamentos da parede escavada.
Lima et al. (2002)	Bidimensional	Diferenças Finitas	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	Redução 75% nos deslocamentos horizontais com a diminuição de 90 para 80 da inclinação do talude.
Cheng et al. (2002)	Bidimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	Baixa rigidez do parametro gera uma maior mobilização da resistência à flexão dos grampos. Somente grandes deformações mobilizam a resistência à flexão dos grampos.
Tan et al. (2004)	Bidimensional	Elementos Finitos	Hardening Soll	Elementos de interface "Stick-Slip"	O estado plano de deformação não representa adequadamente o comportamento do grampo.
Shiu e Chang (2005)	Bidimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	Elementos de interface "Spring-Slider"	Aumento da inclinação gera maiores deslocamentos horizontais.
Cardos e Carreto (1989)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico - linear Mohr - Coulomb	-	Módulos de deformabilidade para o fundo da vala são 2,5 vezes superiores.
Ho e Smith (1993)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	Elementos finitos Mohr - Coulomb	Instalação do grampo antes da escavação reduz quatro vezes as deformações obtidas ocorridos.
Smith e Su (1997)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Modelo Hiperbólico de Duncan e Chang Modelo Hiperbólico de Duncan e Chang Mohr - Coulomb Modelo Hiperbólico de Duncan	Elementos finitos Mohr - Coulomb	Maiores deslocamentos horizontais ocorridos a um metro de profundidade da crista do talude.
Briaud e Lim (1997)	Tridimensional	Elementos Finitos		-	Distribuição da pressão lateral encontrada é parecida à proposta por Terzaghy e Peck.
Zhang; Song e Chen (1999)	Tridimensional	Elementos Finitos		Elementos de interface "Stick-Slip"	Modelo constituído hiperbólico representa bem as deformações de uma escavação grampeada.
Oliveira e Ferreira (2006)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico - linear Mohr - Coulomb	-	FS em modelagens numéricas tridimensionais são maiores do que com os métodos de equilíbrio limite.

- Informação não encontrada

* Simulação do grampo como tira metálica

2.3.1. MODELOS CONSTITUTIVOS – MOHR-COULOMB E HARDENING SOIL

Devido à grande diversidade de construções e obras envolvendo o ambiente geotécnico (solos e rochas), muitos modelos constitutivos foram criados. Um dos modelos mais utilizados para simulação de diversos problemas é o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. No entanto, este modelo pode não ser adequado para solos grampeados.

Um modelo mais adequado para solos grampeados, é um modelo que considera endurecimento, como o *Hardening Soil Model (HS)* modelo implementado no programa de métodos numéricos Plaxis.

2.3.1.1. Modelo Elástico Perfeitamente Plástico de Mohr Coulomb

O modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb é o modelo mais conhecido no meio geotécnico, apresenta poucos parâmetros de entrada que são relativamente fáceis de obter por meio de ensaios de campo e laboratório. Além disso, os parâmetros são grandezas relacionadas ao comportamento do material, tanto na ruptura quanto durante o carregamento ou descarregamento. Apresenta como desvantagem a simplificação do comportamento do material, considerando-o com comportamento linear elástico perfeitamente plástico.

A superfície de escoamento é dada pelos parâmetros de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), resultando na representação da superfície de escoamento no espaço de tensões principais da Figura 2.9.

As funções de plastificação neste modelo, responsáveis pela representação da superfície de escoamento da Figura 2.9 (quando as seis funções são iguais a zero), quando formuladas em termos das tensões principais são dados pelas equações de 5 a 10 (Brinkgrieve, 2018).

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (5)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (6)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (7)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (8)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (9)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\text{sen } \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (10)$$

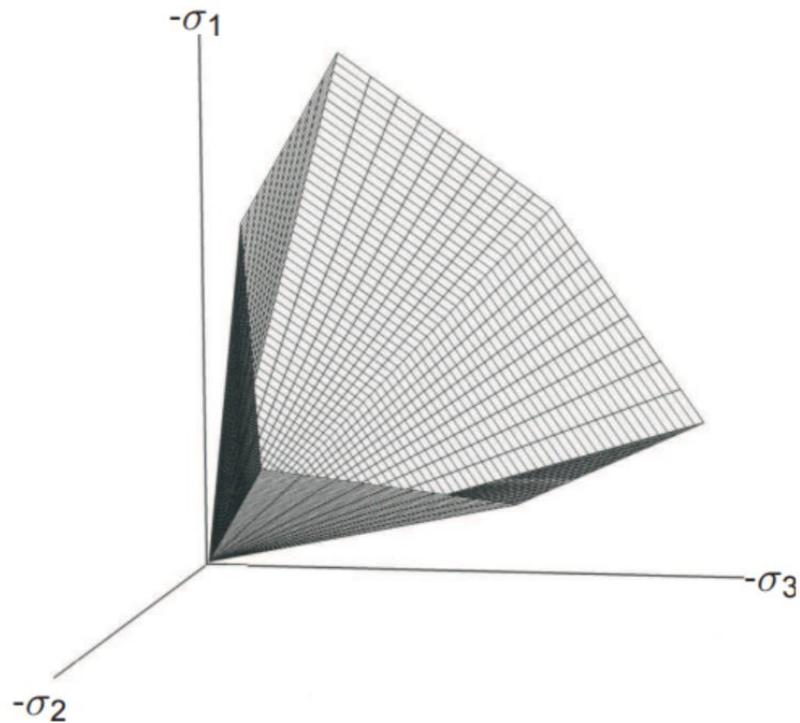


Figura 2.9 – Superfície de escoamento do modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (Brinkgrieve, 2018)

Para elementos cujo estado de tensão se encontra dentro da superfície de escoamento, o comportamento das deformações é linear com a tensão e obedece a lei de Hooke para materiais lineares elásticos isotrópicos (Brinkgrieve, 2018). Esta ideia é bem representada pela Figura 2.10, em que a primeira parte do gráfico demonstra a etapa linear de carregamento, e a segunda demonstra a etapa plástica do carregamento.

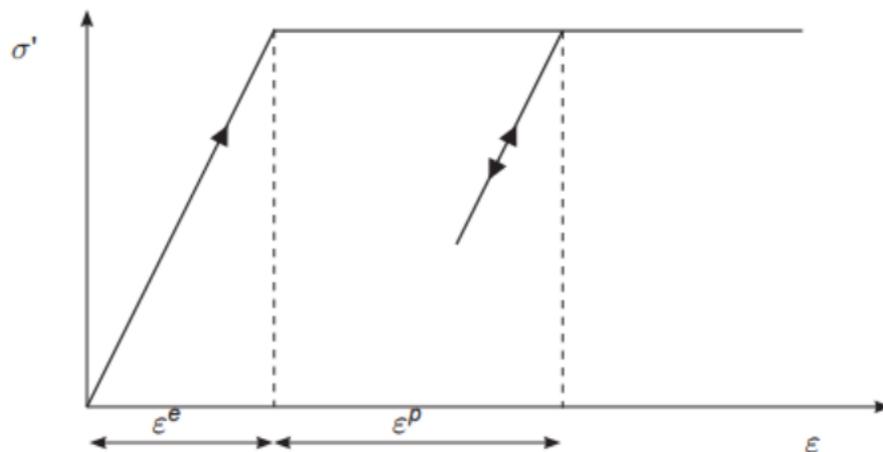


Figura 2.10 – Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Brinkgrieve, 2018)

2.3.1.2. Modelo *Hardening Soil* (HS)

O Modelo *HS* é um modelo menos conhecido comparativamente ao modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, porém é mais adequado para simulação numérica de escavações (Brinkgrieve, 2018). Possui como desvantagem a grande quantidade de parâmetros para simular o problema, nem sempre parâmetros fáceis de obter em laboratório ou campo. Estes parâmetros são menos sensíveis que parâmetros utilizados em Mohr-Coulomb, o que representa uma vantagem. Outra grande desvantagem é o tempo de processamento do cálculo, muito maior no Modelo HS que no Modelo de Mohr-Coulomb.

Outras vantagens deste modelo em relação ao modelo de Mohr-Coulomb é o uso de uma curva hiperbólica para a relação tensão de desvio (q) e a deformação axial (ϵ_1) e também a dependência do nível de tensões atuantes (Brinkgrieve, 2006), como indica a Figura 2.11. No modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb, o módulo de Young é fixo, enquanto que em solos reais, este módulo depende do nível de tensões em que se encontra o elemento.

O comportamento do solo é tipicamente não-linear, ou seja, a deformação do solo não se relaciona linearmente com as tensões atuantes no mesmo. Além disso, ensaios de laboratório (como ensaio triaxial e oedométrico) geralmente diminuem a rigidez do solo para menos da metade de seu valor inicial, pois só conseguem medir deformações a partir de um valor mais elevado (quando não há instrumentos especiais para tal medição) (Brinkgrieve, 2018). A Figura 2.12 mostra um exemplo de curva S típica de decaimento de rigidez de solo quando plotada a rigidez pela deformação cisalhante atuante no elemento.

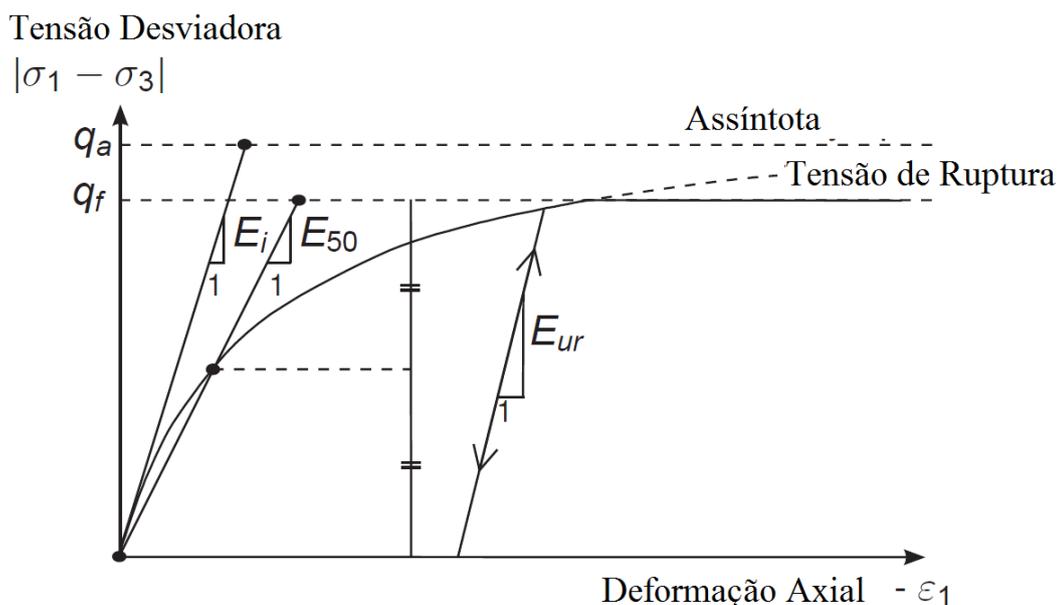


Figura 2.11 – Relação tensão-deformação hiperbólica para carregamento em ensaio triaxial drenado (Adaptado de Brinkgrieve, 2018)

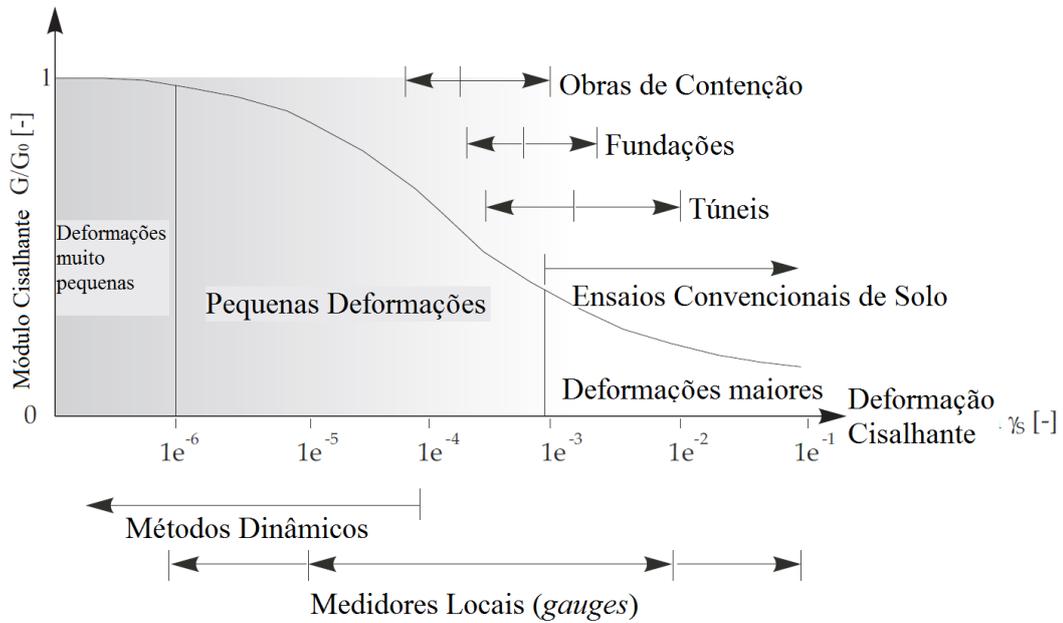


Figura 2.12 – Comportamento rigidez-deformação característico de solo com intervalos típicos de deformação para ensaios laboratoriais e estruturas (Modificado de Atkinson e Salfors, 1991)

A relação entre a tensão de desvio (q) e a deformação axial (ϵ_1) é descrita pela equação 11.

$$\epsilon_1 = \frac{1}{2} \frac{q}{E_{50}} \frac{1}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (11)$$

Em que q_a é o valor da assíntota para a qual tende a hipérbole e o módulo de Young secante a 50% da tensão de ruptura, E_{50} , para o caso de um solo arenoso, e é dependente da tensão principal mínima de acordo com a equação 12. (Ferreira, 2017)

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (12)$$

Em que E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de ruptura definido para uma tensão de referência σ^{ref} , em geral igual a 100kPa e m é um parâmetro do material, que varia normalmente entre 0,5 e 1,0.

A definição de q_a se relaciona com a tensão de ruptura q_f por meio de um coeficiente de ruptura, denominado R_f , a partir da equação 13. Em geral, R_f é considerado igual a 0,9, e q_f é obtido a partir do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conforme a equação 14 (Ferreira, 2017).

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (13)$$

$$q_f = (c \cot \phi + \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (14)$$

O modelo apresenta superfície de escoamento igual à do modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr Coulomb para tensões desviadoras, com o diferencial da existência de uma função *cap* de plastificação, como indicado pela Figura 2.13 no espaço de tensões principais. Este *cap* permite a plastificação do elemento mesmo quando submetido a carregamentos isotrópicos de compressão (Schanz, 1999).

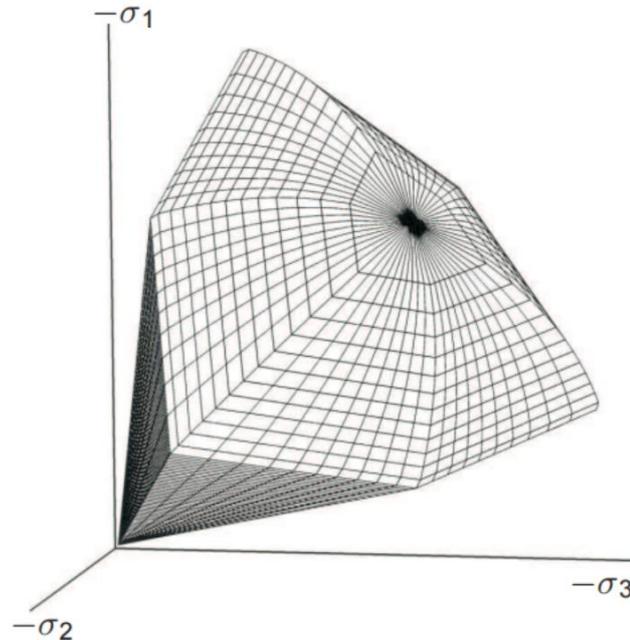


Figura 2.13 - Superfície de escoamento do modelo constitutivo *Hardening Soil* (Brinkgrieve, 2018)

A função que determina o aumento do limite de plastificação, ou seja, a expansão do domínio elástico, é dado pela lei de endurecimento. Para carregamentos plásticos no plano de desvio é possível visualizar a função a partir da representação no plano p' - q da Figura 2.14.

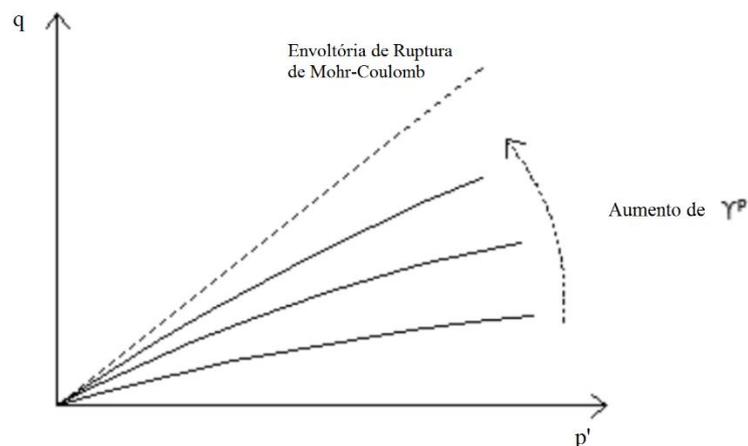


Figura 2.14 – Expansão do domínio elástico dado pela lei de endurecimento no plano p' - q (Adaptado de Ferreira, 2017)

A lei de endurecimento para carregamento de desvio é dado pela expressão matemática da Eq. 15.

$$f^s = \bar{f}^s - \gamma^{ps} = 0 \quad (15)$$

γ^{ps} é o parâmetro de endurecimento, função das deformações plásticas de desvio, como indicado pela equação 16, e \bar{f}^s é uma função das tensões, como indicado pela Eq. 17 (Ferreira, 2017).

$$\gamma^{ps} = (2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx 2\varepsilon_1^p \quad (16)$$

$$\bar{f}^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{qa}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (17)$$

Quando q se iguala em valor a q_f , o elemento atinge a ruptura, a expansão do domínio elástico se encerra e as deformações se tornam puramente plásticas a partir deste momento.

A lei de fluxo para tensões desviadoras plásticas é do tipo não associada, ou seja, a função potencial plástico é uma função distinta das anteriores, e é dada pelas Eq. 18 e 19 (Schanz, 1999).

$$g_{12} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2 - (\sigma_1 + \sigma_2)/2 \cdot \text{sen } \Psi_m \quad (18)$$

$$g_{13} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 - (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \cdot \text{sen } \Psi_m \quad (19)$$

Ψ_m é o ângulo de dilatância mobilizado, ângulo este que é relacionado ao ângulo de resistência ao cisalhamento mobilizado, ϕ_m , e ao ângulo de atrito a volume constante (durante ruptura), ϕ_{cv} (Ferreira, 2017). Esta relação é dada pela Eq. 20 (Schanz, 1999).

$$\text{sen } \Psi_m = \frac{\text{sen } \phi_m - \text{sen } \phi_{cv}}{1 - \text{sen } \phi_m \cdot \text{sen } \phi_{cv}} \quad (20)$$

O ângulo de atrito mobilizado ϕ_m é dado pela equação 21 (Schanz, 1999).

$$\text{sen } \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cotg \phi} \quad (21)$$

O ângulo de atrito a volume constante pode ser encontrado a partir da equação 22 (Schanz, 1999).

$$\text{sen } \phi_{cv} = \frac{\text{sen } \phi - \text{sen } \Psi}{1 - \text{sen } \phi \cdot \text{sen } \Psi} \quad (22)$$

Já para a lei de endurecimento no *cap*, a equação 23 é a utilizada no modelo (Schanz, 1999).

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p + a)^2 - (p_c - a)^2 \quad (23)$$

Em que $a = c \cot \phi$ e M é um parâmetro do modelo que é função de K_0^{NC} . Além disso, tem-se que $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ e \tilde{q} é definido pela equação 24 (Schanz, 1999).

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad (24)$$

Em que α é dado pela equação 25 (Schanz, 1999).

$$\alpha = \frac{3 + \text{sen } \phi}{3 - \text{sen } \phi} \quad (25)$$

A função potencial plástico, dada por g_c , neste caso é associada à lei de endurecimento, como explícito na equação 26 (Schanz, 1999).

$$f_c = g_c \quad (26)$$

Por fim, os parâmetros de entrada exigidos pelo modelo *Hardening Soil* são os seguintes:

Parâmetros de rigidez:

E_{50}^{ref} : Rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão (pode ser considerado $E_{50}^{\text{ref}} = 1,25E_{oed}^{\text{ref}}$);

E_{oed}^{ref} : Rigidez tangente em ensaio oedométrico no primeiro carregamento;

E_{ur}^{ref} : Rigidez de recompressão/descarregamento (por padrão, $E_{ur}^{\text{ref}} = 3 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$)

m : expoente de dependência entre rigidez e níveis de tensão. Para solos moles é realístico usar valores de $m=1$, Janbu (1963) recomenda valores aproximados de $m=0,5$ para areia e siltes noruegueses, enquanto von Soos (1990) encontrou valores de m variando entre 0,5 e 1 (Brinkgrieve *et al.* 2018).

Parâmetros de ruptura (baseados em Mohr-Coulomb):

c : coesão efetiva;

ϕ : ângulo de atrito efetivo;

ψ : ângulo de dilatância.

Em relação aos outros parâmetros (considerados ‘avançados’), sugere-se o uso dos valores recomendados por padrão do próprio programa (Plaxis). Para informações mais aprofundadas acerca dos modelos constitutivos, sugere-se a leitura do “*Plaxis Scientific Manual 2018*” e do “*Plaxis Material Models Manual 2018*”, e em especial o artigo “The hardening soil model: Formulation and verification”, por Schanz e outros, 1999.

2.3.2. ANÁLISES E RESULTADOS ENCONTRADOS NA LITERATURA

Uma compilação de resultados encontrados na literatura é abordado neste item.

2.3.2.1. Metodologia proposta por Singh e Babu, 2009

O comportamento de longo prazo de solos grampeados pode ser simulado como um problema de deformações planas (2D) em condições drenadas. Elementos triangulares com 15 nós são utilizados para obtenção de melhores resultados, obtendo malhas de densidade apropriada.

Malhas grossas são utilizadas globalmente, ao passo que malhas finas são utilizadas na região próxima aos grampos. Os contornos do problema são localizados distantes o suficiente para que suas influências sejam mínimas nos resultados. O problema simulado está representado pela Figura 2.15.

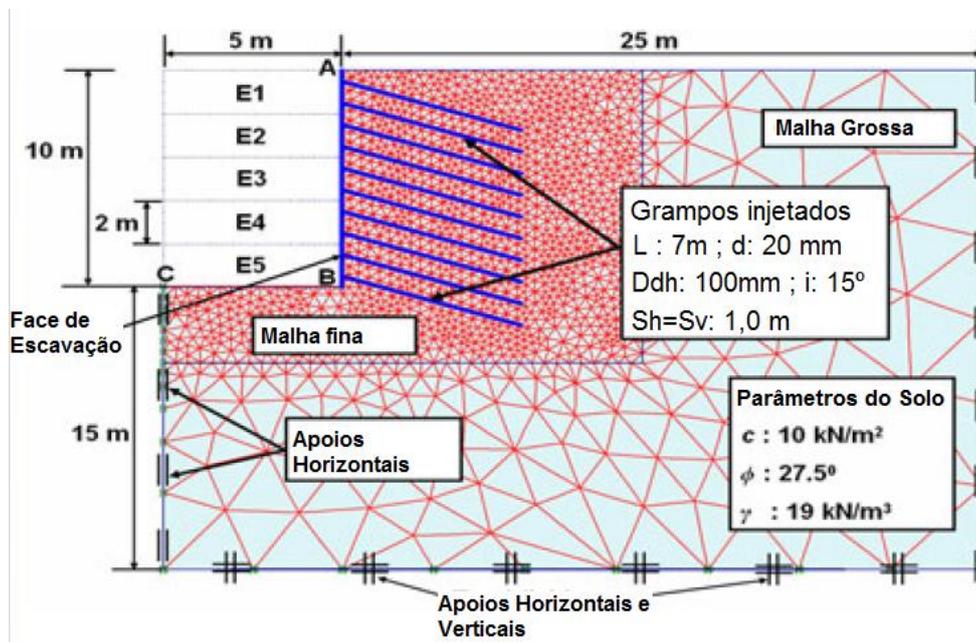


Figura 2.15 – Simulação numérica de 10m de profundidade proposta por Singh e Babu (modificado de Singh & Babu, 2009)

Para simular o elemento estrutural (grampo), é comumente utilizado um elemento de seção transversal em formato retangular. Os parâmetros mais importantes a serem considerados para a simulação dos grampos são a rigidez axial EA e a rigidez à flexão EI . Na prática, elementos

estruturais de placa (*plate*) ou de geogrelha (*geogrid* - que exige apenas a rigidez axial EA como entrada) são utilizadas na simulação dos grampos do solo grampeado utilizando Plaxis. Esses dois elementos possuem seção transversal retangular, com largura de 1 m na direção perpendicular ao plano.

Como os grampos possuem seção transversal circular é necessário calcular a rigidez axial e rigidez à flexão equivalente. O módulo de elasticidade equivalente deve ser determinado levando em consideração a área de aço e de calda de cimento da seção transversal. Tal cálculo é feito da seguinte maneira:

$$E_{eq} = E_n \left(\frac{A_n}{A} \right) + E_g \left(\frac{A_g}{A} \right) \quad (27)$$

Em que: E_g é o módulo de elasticidade da calda de cimento; E_n é o módulo de elasticidade da barra de aço; E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente do grampo; $A = 0,25\pi D_{DH}^2$ é a seção transversal do grampo; $A_g = A - A_n$ é a seção transversal da calda de cimento; $A_n = 0,25\pi d^2$ é a área da seção transversal da barra de aço, d é o diâmetro da barra e D_{DH} é o diâmetro do furo.

Considerando S_h a distância horizontal entre os grampos, sabendo o módulo de elasticidade equivalente E_{eq} (Eq. 27) para cada grampo, então a rigidez axial e à flexão podem ser determinadas utilizando as equações 2 e 3, respectivamente:

$$Rigidez Axial EA \left[\frac{kN}{m} \right] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left(\frac{\pi D_{DH}^2}{4} \right) \quad (28)$$

$$Rigidez à flexão EI \left[\frac{kNm^2}{m} \right] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left(\frac{\pi D_{DH}^4}{64} \right) \quad (29)$$

A metodologia proposta segue o seguinte passo a passo:

- No programa de entrada (*input*), a geometria da estrutura de solo grampeado (incluindo os grampos e a face de escavação), as condições de contorno, os estágios construtivos, e as propriedades do material são definidas. Em seguida é gerada a malha de elementos finitos, com a densidade desejada e tensões in situ calculadas a partir do procedimento K_0 (K_0 -procedure);
- Terminado o modelo físico no programa de entrada, é feito o prosseguimento para o programa de cálculo (*calculation program*). A opção de Construção por estágios (*staged construction*) é utilizada para simular a construção da estrutura de solo grampeado. Neste caso foram realizados 5 estágios, indicados por E1, E2, E3, E4 e E5 na Figura 2.15. Em cada estágio de construção, a escavação de profundidade de 2m foi simulada desativando a região de solo correspondente e ativando os

elementos estruturais. A análise neste caso foi realizada como “Análise Plástica” (*plastic analysis*);

- Após cada estágio de escavação, o fator de segurança para estabilidade global é calculado utilizando a opção de cálculo “*Phi/c reduction*”. Nesta técnica o mecanismo de falha é identificado automaticamente, que é normalmente assumida na análise convencional (Matsui e San, 1992). Dawson *et al.* (1999) mostraram que estes fatores de segurança se aproximam de valores obtidos por métodos convencionais de análises geotécnicas. Também indicam que esse método é mais geral e flexível e é mais vantajoso particularmente quando o mecanismo de falha é complexo, como no caso de solos grampeados.

Foram feitas diferentes análises para diferentes modelos constitutivos, sendo eles o modelo Elasto-Plástico de Mohr-Coulomb (Modelo MC), o modelo Hardening Soil (modelo HS), e o modelo Hardening Soil small (HSsmall), sendo os dois últimos modelos mais complexos. Os resultados obtidos são expostos a seguir.

- O tempo de processamento do modelo HS foi de 4 a 5 vezes maior que o modelo MC, e o do modelo de HSsmall foi de 9 a 10 vezes maior que o modelo MC.
- Não houve diferença significativa no cálculo da estabilidade global diante da mudança dos modelos, conforme Figura 2.16;

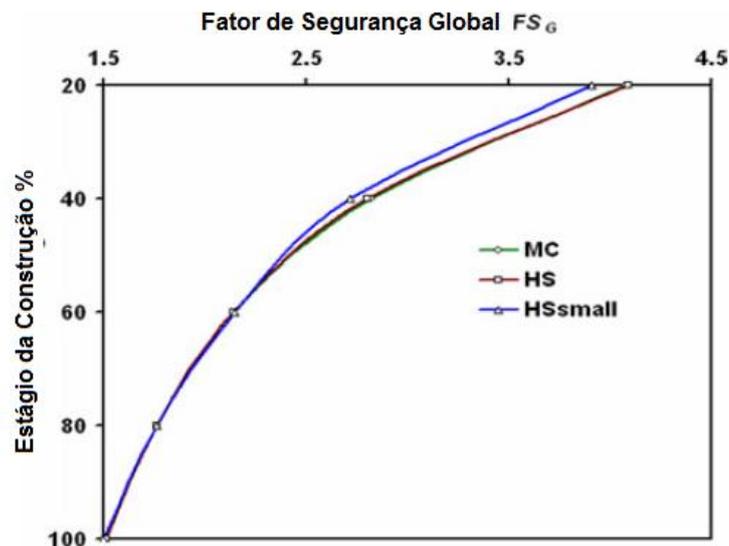


Figura 2.16 –Fator de segurança global da parede de solo grampeado com o estágio de construção (Singh e Babu, 2009)

- O modelo MC apresentou maiores deformações (levantamento) na base da escavação em relação aos outros dois modelos, conforme Figura 2.17.

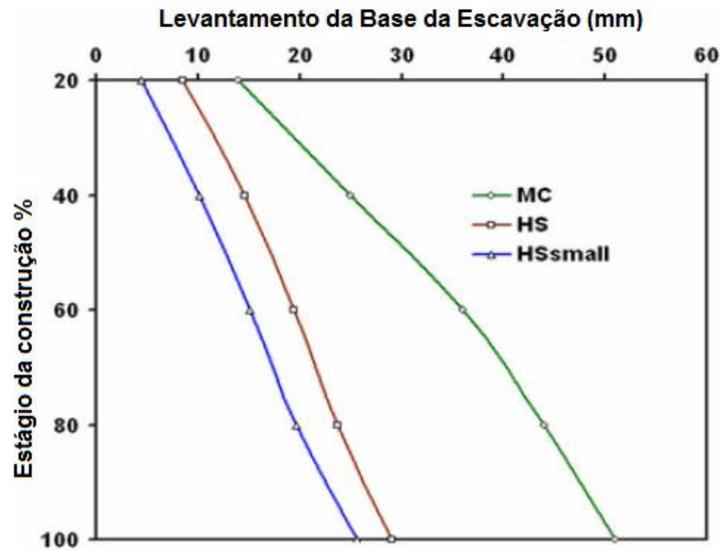


Figura 2.17 – Levantamento da base da escavação com o estágio de construção

- O Modelo MC apresentou deslocamentos laterais de face de escavação significativamente menores que os obtidos pelos dois outros modelos, conforme Figura 2.18.

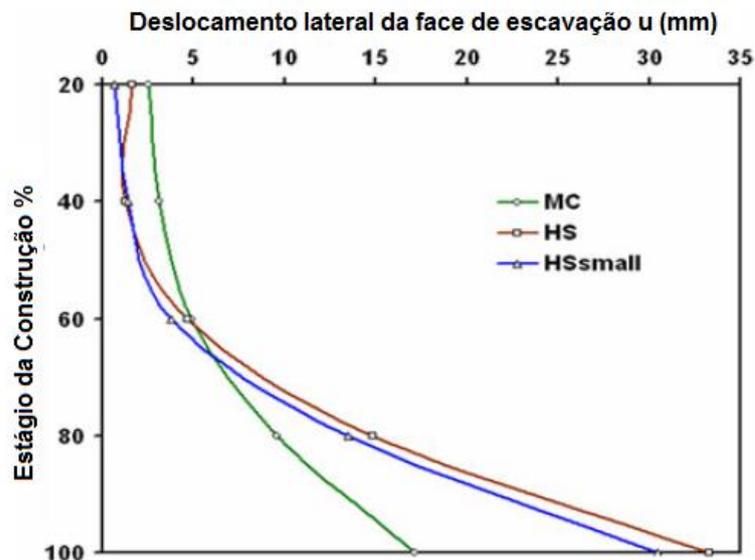


Figura 2.18 – Deslocamento lateral da face de escavação com o estágio de construção (Singh e Babu, 2009)

- O uso de geogrelha (*geogrid*) ou de elemento de placa (*plate*) não altera os deslocamentos laterais da face de escavação. O uso de elementos de placa apresentou maiores fatores de segurança global durante a construção quando

comparado com o uso de elemento de geogrelha; ao final da construção, porém, ambos métodos apresentaram valores semelhantes de fator de segurança global, conforme Figura 2.19.

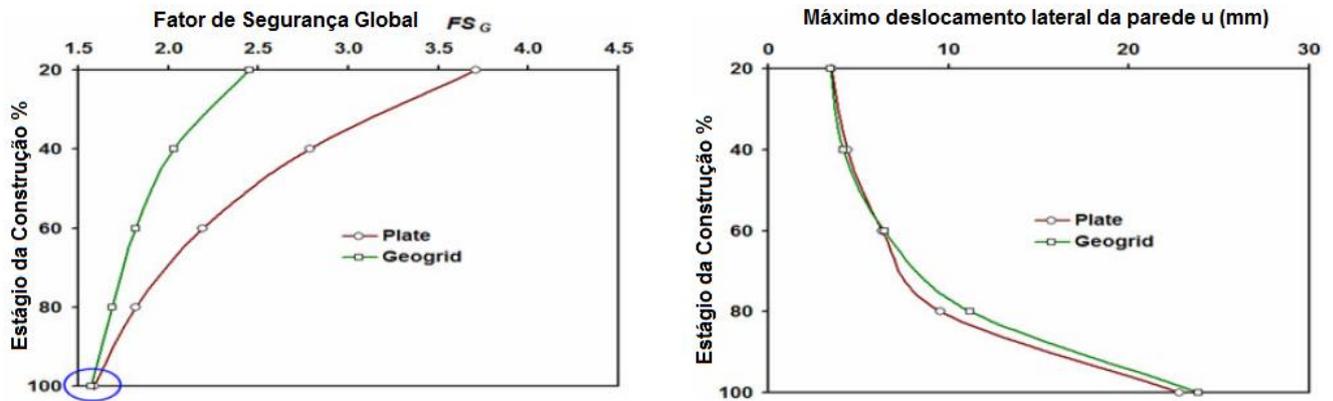


Figura 2.19 – Fator de segurança global e máximo deslocamento lateral da parede por estágio da construção alternando o método de simulação do elemento estrutural (Singh e Babu, 2009)

- Quanto mais fina a malha, maiores são os deslocamentos obtidos e maiores os custos computacionais, conforme Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Influência da densidade da malha na simulação com elementos finitos

Densidade da malha	Elementos por unidade de volume	Fator de Segurança Global	Deslocamento horizontal máximo	Tempo de cálculo normalizado para malha de média densidade
Muito Grossa	0,39	1,610	20,93	0,46
Grossa	0,60	1,598	22,31	0,61
Média	0,98	1,592	22,86	1,00
Fina	2,08	1,553	24,79	2,24
Muito Fina	4,14	1,521	28,35	6,18

*Os valores de FS global correspondem à parede totalmente construída. Se o FS for determinado após cada estágio de construção, o tempo de cálculo pode variar ainda mais drasticamente.

2.3.2.2. Modelagem dos reforços (Farfán, 2008)

Os elementos estruturais dos grampos podem ser modelados por três métodos, sendo eles o método discreto, o método embutido e o método semi-embutido (Farfán, 2008). Nestes dois últimos métodos, a malha não depende da geometria nem da disposição dos reforços. Assim, estes métodos permitem analisar diversas posições do reforço para uma mesma malha de fundo, não sendo necessário refazê-la. Isto representa mais agilidade no processo de modelagem e

projeto. Os elementos que representam os reforços não precisam possuir conectividade com os elementos sólidos, podendo os últimos serem atravessados.

A hipótese considerada na formulação dos métodos discreto e embutido é a de aderência perfeita entre o reforço e o solo, não considerando o deslocamento relativo existente entre o reforço e o solo. Já no método semi-embutido, é considerado um elemento de interface entre o solo e a estrutura, que permite a consideração do deslocamento relativo entre eles.

O método discreto analisa as estruturas considerando-as elementos de barra na forma convencional do MEF. Os elementos de barra são posicionados com seus nós coincidentes aos nós dos elementos circundantes. A Figura 2.20 ilustra este método, com os elementos de barra coincidindo seus nós com os nós dos elementos sólidos.

Este método permite impor condições de contorno (forças ou deslocamentos) ao elemento estrutural de reforço, uma vez que os nós são coincidentes com os nós da malha. Por outro lado, apresenta dificuldades na geração da malha de elementos finitos, uma vez que para casos reais é possível que os reforços tenham comprimentos e inclinações variados.

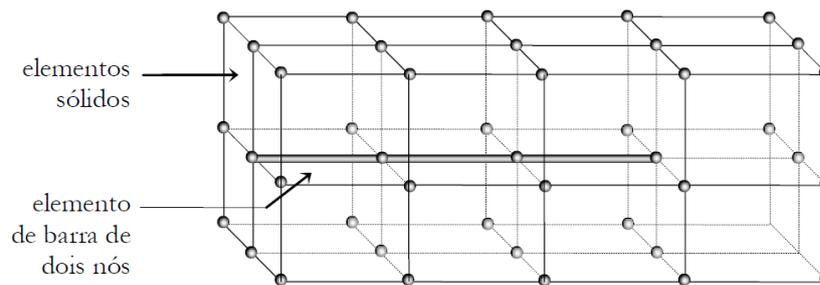


Figura 2.20 – Posição na malha dos reforços com relação aos elementos sólidos numa análise pelo método discreto (Farfán, 2008)

Já o método embutido permite uma representação dos reforços em sua exata posição espacial, sem incrementos nos graus de liberdade no sistema, uma vez que os reforços atravessam livremente os elementos sólidos da malha de elementos finitos. Neste método, o reforço é dividido (ou discretizado) em elementos de barra qualificados como “embutidos”. Estes elementos são divididos de acordo com o elemento sólido atravessado, sendo um elemento de barra de dois nós para cada elemento atravessado. Estes elementos de barra não possuem conectividade com a malha de elementos finitos, o que os torna “virtuais”, ou seja, são utilizados como fatores de alteração (aumento) da rigidez de cada elemento atravessado. Assim, como estes elementos de barra não apresentam nós na malha, não é possível a aplicação de condições de contorno diretamente sobre os mesmos. A Figura 2.21 apresenta esquematicamente os elementos sólidos atravessados e a barra embutida discretizada.

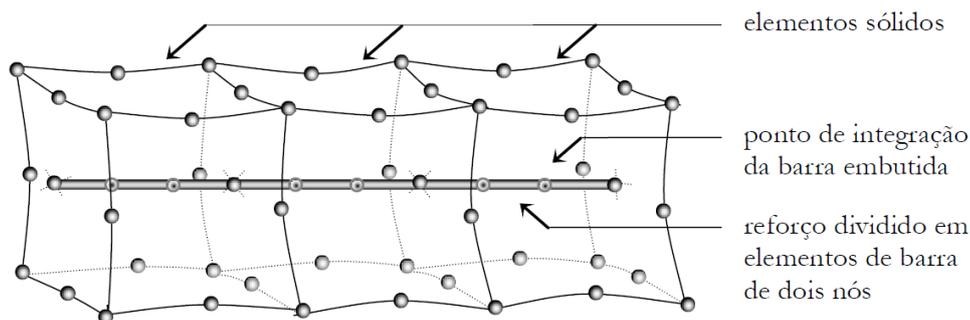


Figura 2.21 – Ilustração esquemática de elementos sólidos sendo atravessados por elemento de barra embutido (Farfán, 2008)

O método semi-embutido, apresentado na tese supracitada, associa boas características dos métodos discreto e embutido. É permitido neste método a possibilidade de aplicar condições de contorno diretamente nas inclusões, e a simulação do deslocamento relativo existente entre o reforço e o solo.

O procedimento se inicia pela discretização do reforço em segmentos correspondentes a cada elemento atravessado. Estes segmentos são elementos de barra que se conectam aos elementos sólidos por meio de elementos de interface. Os elementos de interface são representados e calculados como molas. A Figura 2.22 representa a idealização do reforço conectado à malha por meio de elementos de interface.

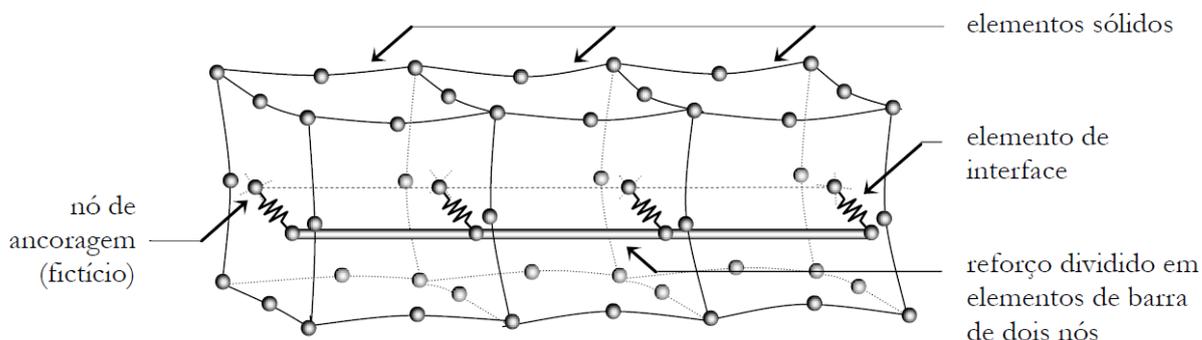


Figura 2.22 – Idealização do reforço conectado aos elementos sólidos através de elementos de interface (Farfan, 2008)

A barra é dividida automaticamente, e graças a essa divisão os nós de barra são visíveis a nível global, o que permite aplicação de condições de contorno nas barras (como forças ou deslocamentos impostos). Isto permite a simulação de ensaios de arrancamento, por exemplo.

Além disso, é possível aplicar diferentes propriedades de interface em diversos trechos de um mesmo reforço.

Os elementos de interface têm como função transmitir o campo de deslocamentos dos elementos atravessados mobilizando tensões nas barras. Também levam em conta o movimento relativo entre os materiais sólidos e a barra, prevendo possíveis rupturas no contato.

Uma visualização didática de como se dá o deslocamento após a malha ter sido deformada nesse método é representada na Figura 2.23.

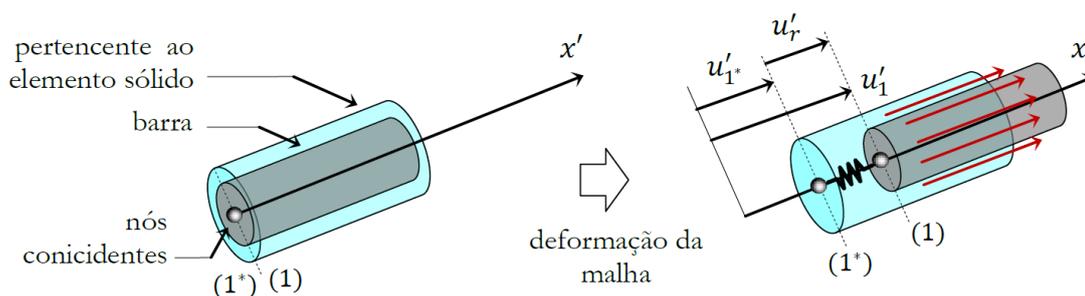


Figura 2.23 – Representação esquemática do deslocamento relativo da interface-barra. (Farfán, 2008)

Em um primeiro momento, as posições dos nós do elemento de mola são coincidentes. Quando a malha se deforma, a mola é mobilizada e os deslocamentos nodais determinam o deslocamento relativo u'_r . Este método foi introduzido por Farfán, e abaixo o resumo de seus resultados é observado.

Os resultados obtidos por Farfán estão resumidos abaixo.

No estudo apresentado por Farfán, o método semi-embutido foi colocado em teste simulando diferentes configurações de grampos, utilizando diferentes inclinações e diferentes tamanhos de grampos. Foi estudado também o efeito de drenos sub-horizontais atuantes juntamente com os reforços e seus efeitos no talude.

Na primeira etapa da pesquisa foram comparadas quatro configurações diferentes dos grampos. Cada configuração possui cinco linhas de grampos com inclinação constante e igual a 5° . Além disso, em cada configuração o tamanho dos grampos são modificados, começando com 8 m, em seguida 10 m, 12 m e por fim 14 m.

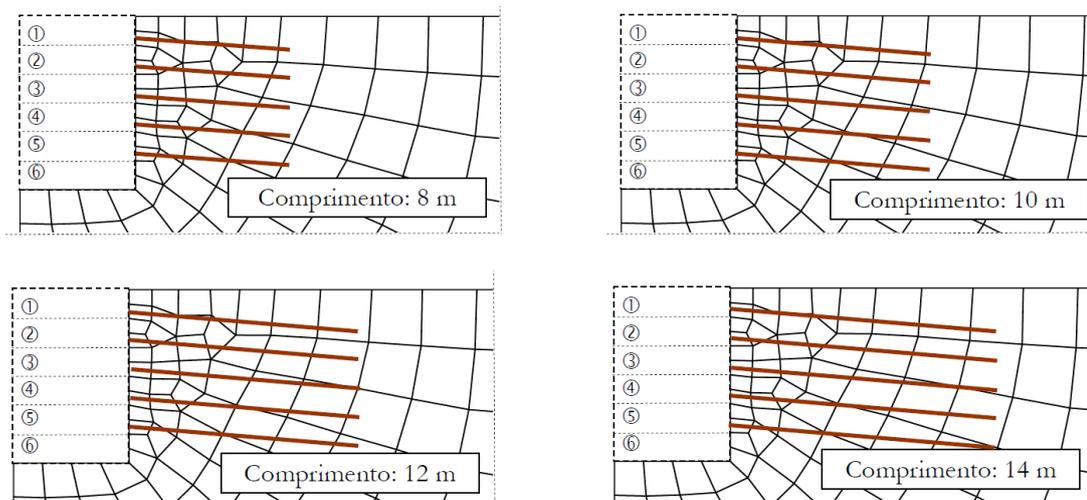


Figura 2.24 – Talude hipotético com 9m de escavação (dividida em 6 etapas de 1,5 m) simulado, alterando o comprimento dos grampos (Farfán, 2008)

Na segunda etapa o tamanho do grampo foi fixado em 8 m e as inclinações variaram em ângulos de 0°, 5°, 10° e 15°. A terceira etapa analisou a influência do uso de drenos horizontais profundos nos resultados das análises, variando de 8 m, 11 m, e 14 m. Foram analisados resultados de força axial nos grampos, tensão cisalhante e resistência no contato solo-calda de cimento, e deslocamento horizontal da parede após escavação.

Os resultados para deslocamento horizontal estão detalhados na Figura 2.25.

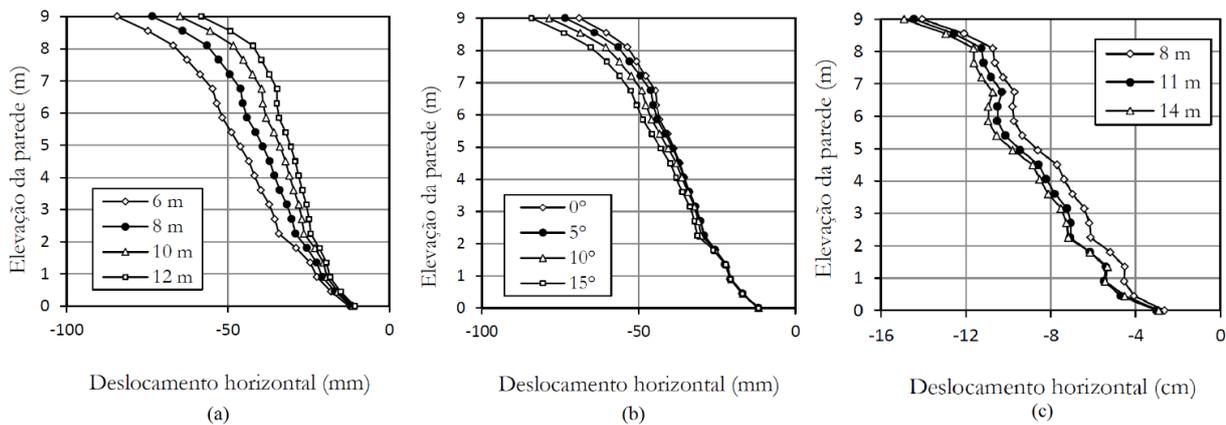


Figura 2.25 – Resultados dos deslocamentos em cada etapa de análise: (a) para diferentes comprimentos de grampo; (b) para diferentes inclinações do grampo; (c) para diferentes comprimentos dos drenos (Farfán, 2008)

É possível perceber pelos gráficos apresentados na Figura 2.25 que o fator que mais influencia nos deslocamentos, mantendo todo o resto constante, é a mudança no tamanho dos grampos. Além disso, observa-se um formato bastante diferente quando se adiciona fluxo de água ao problema, apresentando deformações mais elevadas, devido às forças de sucção e poropressão que surgem no interior da massa de solo.

Outro resultado apresentado é a força axial desenvolvida no comprimento do grampo: quanto maior o grampo, maior a força desenvolvida (porém essa força tende a um limite superior); quanto mais horizontal o grampo (menor a inclinação) maiores as forças axiais desenvolvidas; não foi notado padrão para a força axial conforme o aumento no tamanho dos drenos.

Também é feita uma análise da resistência no contato, que se mantém quase que constante para grampos de diferentes profundidades. Isto significa que, para uma escavação vertical, o valor de resistência ao arrancamento se mantém constante para diferentes profundidades.

2.3.2.3. Modelagem numérica comparada (Gerscovich *et al.*, 2005)

Resultados de simulações numéricas de uma escavação vertical de 10,5 m de altura, comparando os programas computacionais FLAC (que utiliza Método das Diferenças Finitas) e Plaxis (que utiliza Método de Elementos Finitos) são abordados neste item. São consideradas diferentes alternativas para a simulação do grampo e da interface grampo-solo (Gerscovich *et al.*, 2005).

Nas simulações feitas foi considerada uma escavação de 3,0 m de largura e 10,5 m de profundidade, sem consideração de nível d'água. A construção foi simulada em 7 etapas, sendo cada uma delas constituída de escavação de 1,5 m, introdução da barra e injeção do grampo, concretagem da face escavada.

Os parâmetros do solo e das estruturas adotados estão dispostos na Tabela 2.5 e na Tabela 2.6.

Tabela 2.5 – Parâmetros do solo utilizados e parâmetros utilizados nas estruturas no programa FLAC

Parâmetro do solo	Valor	Material (FLAC)	Parâmetro	Valor
Módulo de Young (E)	45 MPa	Grampo	$\sigma_{aço}$	500 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25		$E_{aço}$	205 GPa
Peso específico natural (γ)	18,5 kN/m ³		$G_{injeção}$	9 GPa
Coesão efetiva (c')	10 kPa		q_s	150 kPa
Ângulo de atrito (ϕ)	32°	Parede	E_{parede}	24 GPa
Ângulo de dilatância (ψ)	7,5°	Nota: $\sigma_{aço}$ = tensão de escoamento do aço, E = Módulo de Young, G = Módulo Cisalhante, q_s = resistência ao arrancamento do grampo		
Coefficiente de empuxo no repouso (k_0)	0,5			

Tabela 2.6 – Parâmetros utilizados nas estruturas utilizados no programa Plaxis

Material (Plaxis)	Parâmetro	Valor
Grampo	EA	185 MN
	EI	130 kN.m ²
	W	0,74 kN/m
Parede	EA	1,6x10 ⁹ kN/m
	EI	1,3x10 ⁶ kN.m ² /m
	w	0,65 kN/m
	ν	0,2

Nota: EA = Módulo de rigidez axial; EI = módulo de rigidez à flexão, w = peso relativo; ν = coeficiente de Poisson

As comparações realizadas foram em relação à influência do tipo de fixação entre o grampo à parede (grampo fixo e grampo livre), à influência do tipo de elemento para a simulação do

grampo (deslocamentos previstos pelo FLAC e simulação com grampo como elemento de barra com interface, geotêxtil com interface e geotêxtil sem interface pelo Plaxis), à influência do tipo de elemento para simulação de interface.

Os resultados obtidos de deslocamentos horizontais de face para influência do tipo de fixação entre o grampo e a parede estão demonstrados na Figura 2.26 (a) juntamente com o resultado das influências do tipo de elemento utilizado para simular os grampos, Figura 2.26 (b). Já o resultado para influência do tipo de elemento para simulação de interface está representado pela Figura 2.26 (c).

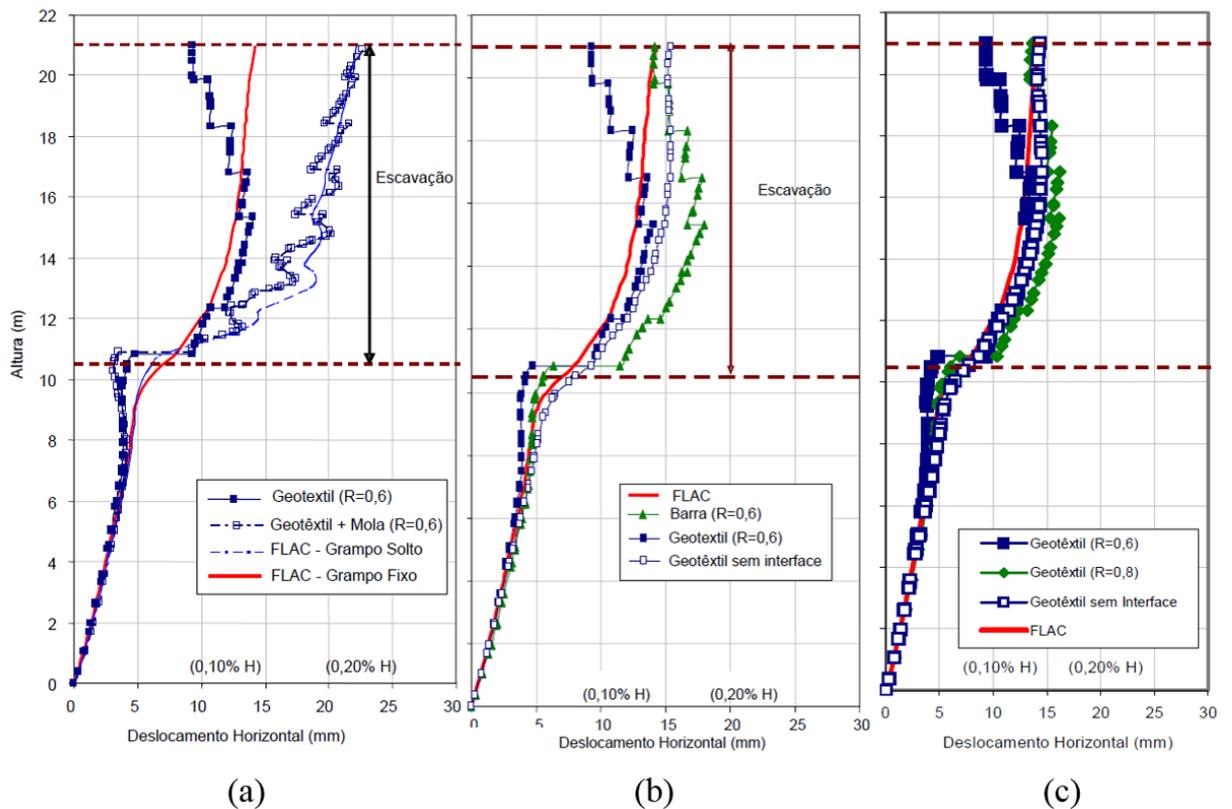


Figura 2.26 – Resultados das influências de (a) tipo de fixação entre o grampo e a parede; (b) tipo de elemento utilizado para simular o grampo nas deformações horizontais de face e (c) influência do tipo de elemento para simulação de interface

Os resultados indicam que não há diferença substancial para deslocamentos horizontais de face entre os programas FLAC e Plaxis. O uso de grampos fixos à parede resultou em deslocamentos horizontais menores quando comparado com grampos livres. O uso de interface causou discontinuidades nos deslocamentos nos pontos onde os grampos encontram a parede. Observou-se pequena diferença nos deslocamentos ao utilizar elementos de interface. Também foi observada pouca influência da rigidez à flexão (barra x geotêxtil no Plaxis) para níveis de deformação inferiores à condição de ruptura.

2.3.2.4. Análise paramétrica de solo grampeado instrumentado de Hong Kong

Uma análise paramétrica de um solo grampeado instrumentado em um solo granítico em Hong Kong é abordada neste item (Sieira *et al.*, 2017). A escavação de 13,50 m de profundidade é simulada utilizando o programa de elementos finitos Plaxis, e os resultados de tensão nos grampos e deformações de face prevista pelo programa são confrontados com os valores reais obtidos em obra.

A partir de então, é feita uma análise paramétrica, verificando a importância de diferentes espessuras de revestimento de face e de diferentes processos executivos, avaliando sua influência na magnitude dos deslocamentos horizontais máximos obtidos.

Os instrumentos utilizados foram strain gauges posicionados nos grampos, que medem as tensões axiais atuantes nos grampos, e inclinômetros, que medem os deslocamentos horizontais da massa de solo. O posicionamento de tais instrumentos está esquematizado na Figura 2.27,

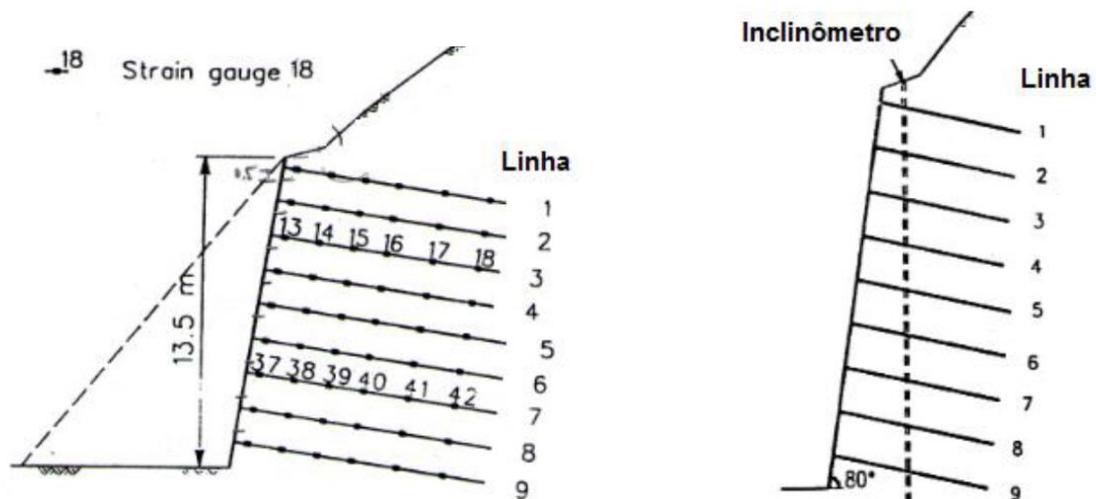


Figura 2.27 – Posicionamento dos strain gauges e do inclinômetro (Shiu *et al.*, 1997)

O modelo constitutivo utilizado para simular os materiais geotécnicos foi o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb. Os parâmetros foram obtidos de investigação geológica-geotécnica realizada na obra, sendo a estratigrafia dividida em dois materiais: granito totalmente decomposto e granito moderadamente decomposto. Os parâmetros utilizados para a contenção foram obtidos de obra semelhante de outro estudo em Portugal. Tais parâmetros estão resumidos na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Parâmetros do solo e da estrutura de contenção (Sieira *et al.*, 2017)

Material (Plaxis)	Parâmetro	Valor	Material: Granito	Total Decomposto	Moderada/ decomposto
Grampo	EA	185 MN	γ (kN/m ³)	19,0	25,0
	EI	130 kN.m ²	E (MPa)	60	6.000
	W	0,74 kN/m	ν	0,30	0,20
Parede	EA	1,6x10 ⁹ kN/m	c (kPa)	16,0	20,0
	EI	1,3x10 ⁶ kN.m ² /m	ϕ (°)	37	37
	w	0,65 kN/m	E = Módulo de deformabilidade; γ = peso específico do solo; ν = Coeficiente de Poisson; c = coesão ; ϕ = ângulo de atrito		
	ν	0,2			

Nota: EA = Módulo de rigidez axial; EI = módulo de rigidez à flexão, w = peso relativo; ν = coeficiente de Poisson

Foi feita a calibração do modelo comparando os resultados de deformação horizontal máximas em cada etapa de escavação de cálculo com as deformações máximas reais fornecidos pelo inclinômetro, além de comparar os resultados das forças máximas nos grampos ao longo da profundidade.

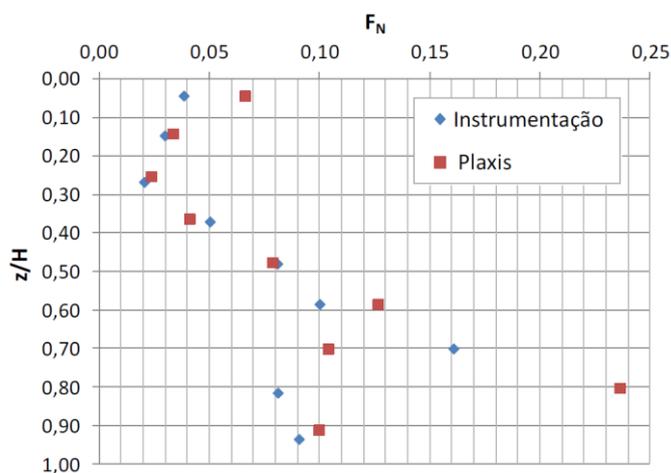


Figura 2.28 - Força axial normalizada medida pelos strain gauges comparados com a calculada pelo Plaxis

Tabela 2.8 Deslocamentos horizontais máximos calculados pelo Plaxis comparado com os dados reais

Etapa de Escavação	Deslocamentos Horizontais Máximos (mm)	
	Plaxis	Inclinômetro
01	5,7	0
02	9,7	8,4
03	13,0	8,4
04	13,9	10,9
05	16,5	12,5

A partir dos resultados comparados na Tabela 2.8 é possível perceber que na primeira etapa de escavação o Plaxis prevê um deslocamento de 5,4 mm enquanto em campo não se verifica nenhum deslocamento. Com o prosseguimento da escavação os resultados se aproximam bastante, com o Plaxis fornecendo valores mais conservadores. O valor máximo calculado pelo Plaxis foi de 16,5 mm ao passo que o medido em obra foi de 12,5 mm.

A Figura 2.28 apresenta os resultados dos esforços previstos pela simulação e os obtidos em obra por meio de strain gauges. É observado bons resultados ao comparar o calculado pelo Plaxis e os dados obtidos dos strain gauges. Os esforços variam com a profundidade com crescimento praticamente linear no trecho central.

A análise paramétrica efetuada analisou a influência da espessura da face de escavação, e o resultado indicou que não há diferença na deformação horizontal para diferentes espessuras. Esse resultado indica o que o tratamento da face tem como objetivo evitar rupturas locais, não influenciando de forma significativa os valores de deslocamentos horizontais máximos, conforme Figura 2.29.

Já a análise da influência da velocidade de escavação analisou duas situações: um processo executivo em que cada etapa de escavação é executada em um dia, e um processo executivo em que em um dia são executadas duas etapas de escavação. Os resultados apontam que em termos de deslocamentos horizontais não há diferença significativa entre os dois processos, como ilustrado pela Figura 2.29.

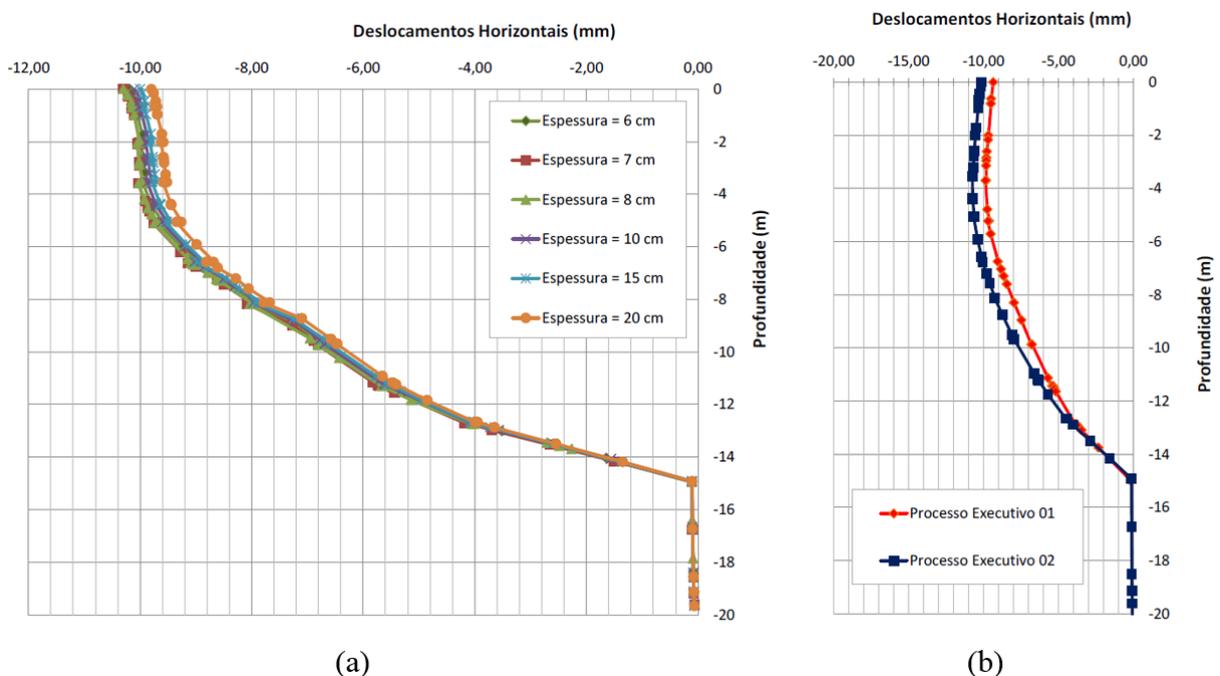


Figura 2.29 – (a) Influência da espessura da parede e (b) influência dos processos executivos nos deslocamentos horizontais da face

2.3.2.5. Análise numérica tridimensional de escavação (Lanzieri e Neto, 2018)

Uma análise de escavação suportada por meio de solo grampeado é analisada em MEF 3D será abordada neste item (Lanzieri e Neto, 2018). Teve como objetivo investigar o comportamento e mecanismos de estabilização por meio da inclusão de grampos no maciço.

Os parâmetros geotécnicos utilizados para análise foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais e de campo executadas na obra. Foi utilizado como software de MEF o Abaqus. O modelo foi calibrado a partir de comparação com deslocamentos calculados e medidos em obra a partir de dados de inclinômetros e marcos superficiais.

A obra está localizada na cidade de São Paulo –SP, para a implantação de quatro subsolos do Hospital da Beneficência Portuguesa, localizado no bairro da Bela Vista. Como a obra apresentou diversos desafios (como grande profundidade de escavação, geometria com cantos convexos e uma edificação antiga à montante da escavação) muitos estudos foram realizados juntamente com a apresentação de novos artigos.

As paredes verticais de até 14 m com estabilização em solo grampeado chamaram a atenção de pesquisadores. Apesar das características desfavoráveis desta obra, o solo grampeado apresentou deslocamentos satisfatórios, dentro dos intervalos previstos pela literatura.

O modelo em elementos finitos em três dimensões é o ilustrado na Figura 2.30.

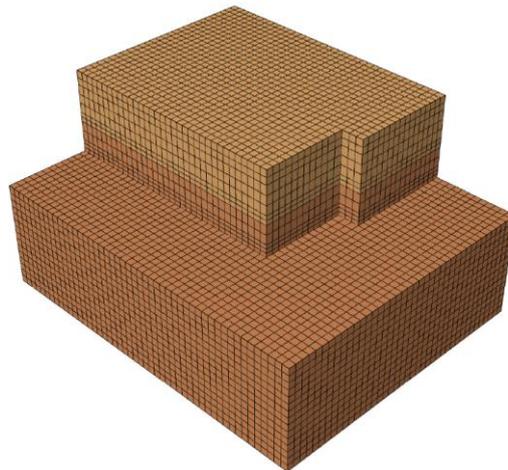


Figura 2.30 – Modelo em elementos finitos utilizado nas análises de Lanzieri e Neto, 2018

Como esperado, os deslocamentos calculados resultaram semelhantes aos deslocamentos registrados pela instrumentação. O deslocamento horizontal máximo observado foi de 7,1 mm, como indicado pela Figura 2.31.

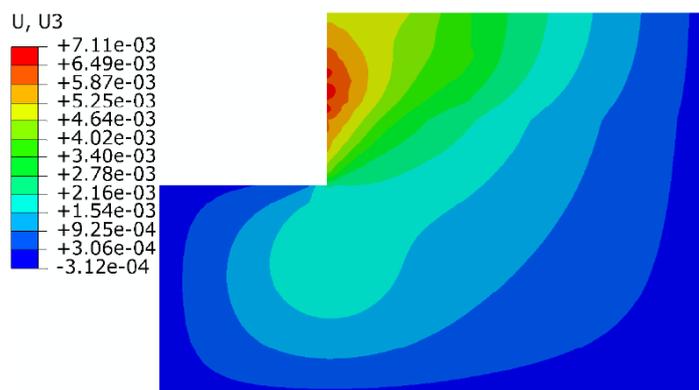


Figura 2.31 – Deslocamentos horizontais, em metros, após todas as etapas de escavação (Lanzieri e Neto, 2018)

Observa-se que os maiores deslocamentos horizontais não ocorreram no topo do maciço estabilizado como esperado, mas sim à meia altura da parede. Isto pode ter ocorrido devido ao maior número de grampos nas linhas superiores do maciço, com espaçamentos horizontais Sh de 0,65 m.

Os deslocamentos horizontais calculados (MEF) e medidos por instrumentação (SI-1) para as etapas de escavação de 7,4 m e 11,5 m estão representadas pela Figura 2.32.

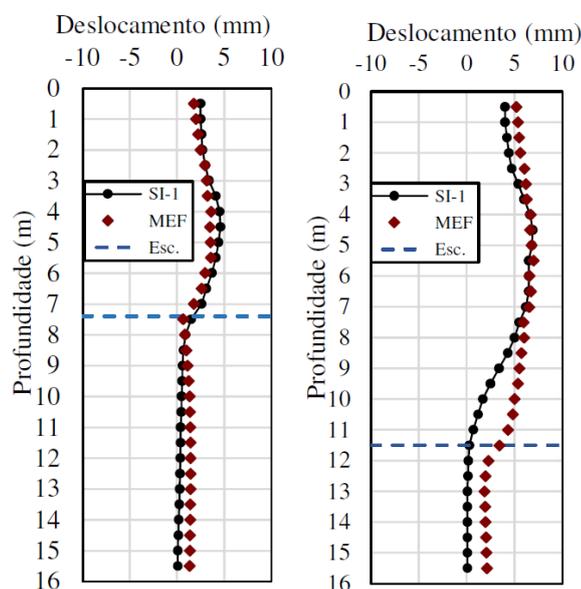


Figura 2.32 – Deslocamentos horizontais obtidos pelo cálculo numérico (MEF) e registrados no inclinômetro (SI-1) para a mesma seção (Lanzieri e Neto, 2018)

Observou-se grande compatibilidade entre os resultados de deslocamentos horizontais medidos e calculados. Abaixo de 9 m os resultados do modelo se deslocaram em relação aos medidos pelo inclinômetro SI-1. Isto se deve ao alívio de tensões no fundo da escavação, que causam o deslocamento horizontal da massa de solo na região abaixo da escavação.

Os resultados para deslocamentos nas cotas de 1,5 m, 3 m, 6 m e 9 m de profundidade com a evolução da escavação estão demonstrados na Figura 2.33.

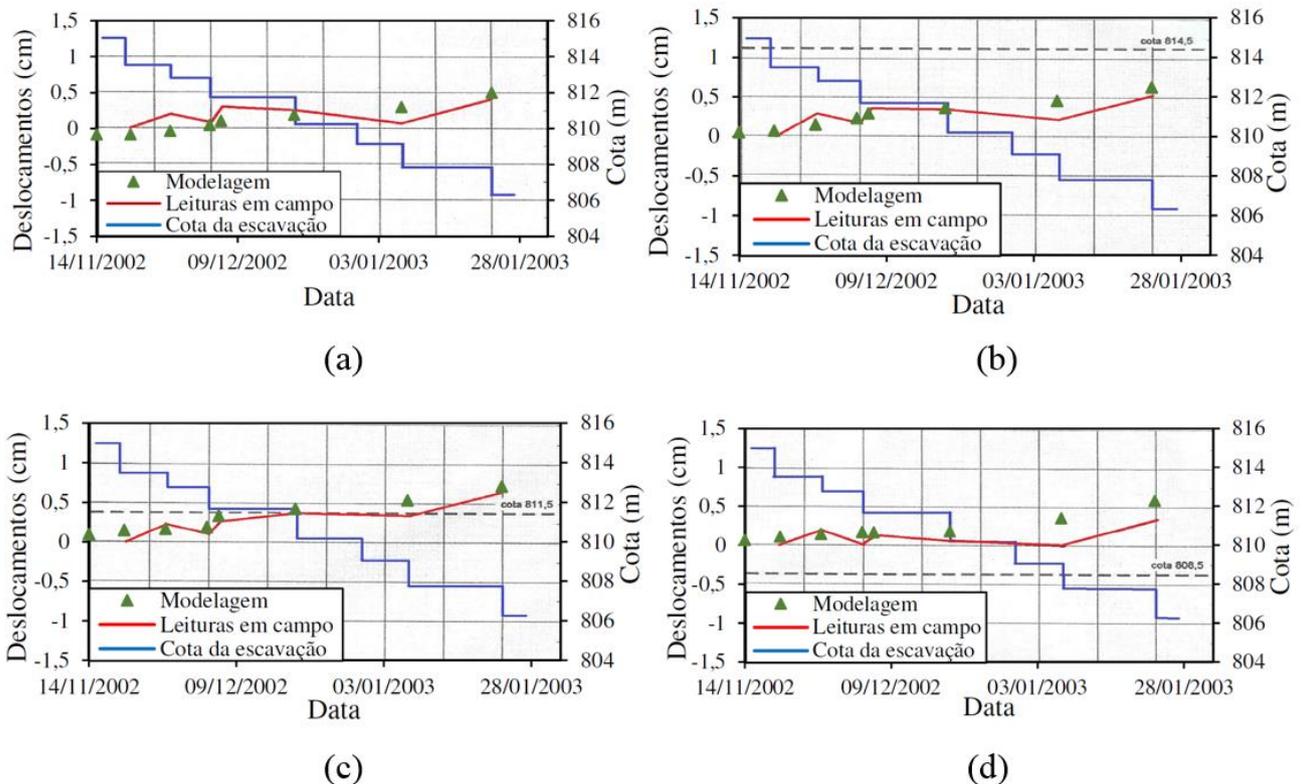


Figura 2.33 – Deslocamentos horizontais de acordo com a evolução da escavação medidos a (a) 1,5 m; (b) 3,0 m; (c) 6,0 m e (d) 9,0 m de profundidade, pela leitura do inclinômetro SI-1 (Lanzieri e Neto, 2018)

Os resultados para deslocamentos verticais também foram comparados com dados obtidos em campo, em especial o marco superficial P5, localizado no topo da escavação. Esta comparação está representada na Figura 2.34

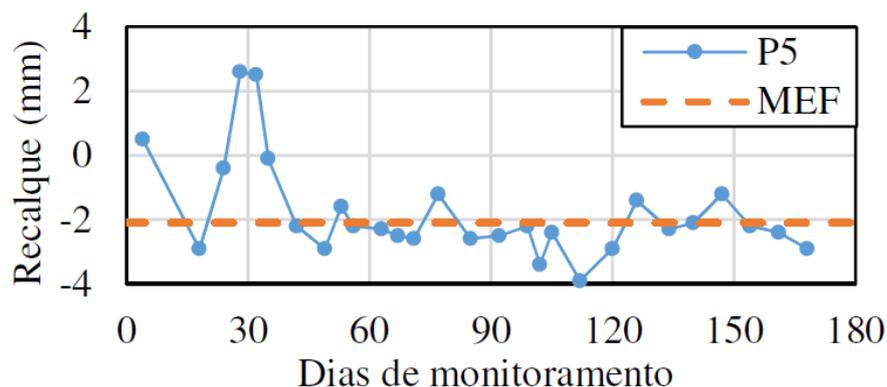


Figura 2.34 – Gráfico das leituras realizadas no marco superficial P5 (em azul) após o término da escavação. A linha tracejada representa o recalque (2,1 mm) obtido na modelagem na posição do marco superficial P5 (Lanzieri e Neto, 2018)

Conclui-se que o modelo numérico tridimensional utilizado para a simulação de obra apresentou resultado satisfatório. Os parâmetros de deformabilidade empregados no modelo se mostraram adequados e condizentes com os níveis de deformações calculados pela modelagem numérica.

2.3.2.6. Modelagem inversa e método observacional de solo atirantado

Uma metodologia de retroanálise será apresentada neste item, denominada Modelagem Inversa e Método Observacional (Finno e Calvello, 2005). O artigo, “*Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling*”, traz à luz um software que possibilita a previsão de deslocamentos de face de escavação de forma automatizada, utilizando dados obtidos de etapas anteriores da escavação.

O software supracitado é denominado UCODE (Poeter e Hill, 1998), e a calibração do modelo numérico é conduzido por ele. É um código computacional que permite a modelagem inversa como um problema de estimativa paramétrica. O programa foi desenvolvido para fluxo de água subterrânea, mas pode ser utilizado efetivamente em problemas geotécnicos uma vez que trabalha com qualquer software executável em formato *batch*.

Isto é uma característica importante do programa, uma vez que pode trabalhar separadamente do software de análise numérica, realizando modificações apenas nos valores de entrada (*input*) do modelo.

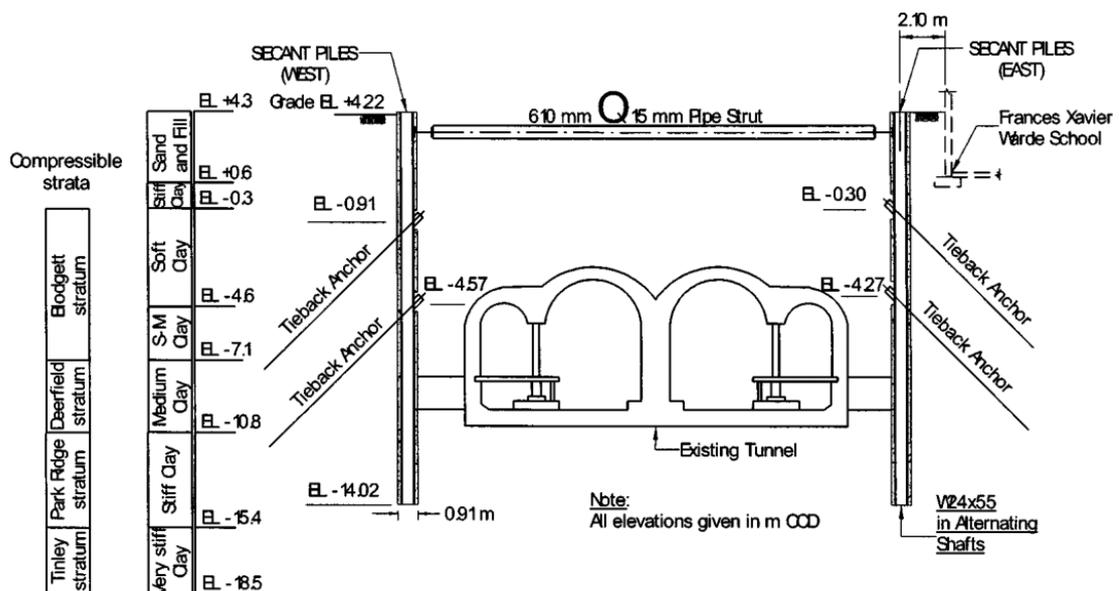


Figura 2.35 – Esquema de suporte de escavação em obra localizada em Chicago (Finno e Calvello, 2005)

O objeto de estudo foi uma escavação com esquema de suporte de estacas adjacentes e tirantes na cidade de Chicago. O projeto incluiu a escavação de 12,2 m de argila mole a argila média, com distância de 2,0 m de uma escola assente sobre fundações rasas. A estratigrafia e o esquema de suporte estão detalhados na

Figura 2.35.

O problema foi considerado como deformações planas, a estratigrafia foi considerada uniforme e oito camadas de solo foram consideradas. Os movimentos laterais do solo atrás das estacas secantes foram obtidas por meio de cinco inclinômetros localizados no entorno da obra. Os movimentos verticais foram obtidos por pontos de controle localizados nas paredes da escola, no telhado e em oito pilares de seu interior. As medidas dos instrumentos foram realizadas antes da construção e em intervalos frequentes durante a construção.

O modelo constitutivo utilizado é o caracterizado pelo software Plaxis como *Hardening-Soil*, um modelo notadamente elastoplástico que considera endurecimento.

Os seis parâmetros desse modelo são o ângulo de atrito, ϕ , a coesão, c , ângulo de dilatância, ψ , módulo de Young secante a 50% da tensão, E_{50}^{ref} , o Módulo oedométrico tangente, E_{oed}^{50} , e o expoente m , que se relaciona com os módulos citados a depender dos níveis de tensões (E representando E_{50} , E_{oed} e E_{ur}):

$$E = E^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (30)$$

Uma análise de sensibilidade indicou que os parâmetros relevantes e não correlacionados para os deslocamentos eram os parâmetros E_{50}^{ref} e ϕ (Calvello e Finno, 2004). Os resultados também eram sensíveis a mudanças nos valores do parâmetro m , porém, este não foi incluído na regressão já que este coeficiente se correlaciona com o parâmetro E_{50}^{ref} , o que indica que estes parâmetros podem não permitir uma otimização única e simultânea.

Da perspectiva da simulação, os resultados da análise de sensibilidade indicaram que os parâmetros que mais influenciam os deslocamentos calculados são os relativos às camadas 1, 3 e 4. Entretanto, ao tentar otimizar todos os parâmetros relevantes simultaneamente (E_{50}^{ref} e ϕ das camadas 1, 3 e 4) a regressão não convergiu para valores significativos dos parâmetros. Quando os parâmetros de ruptura (ϕ) foram mantidos constantes e iguais aos valores iniciais, e os parâmetros de deformabilidade foram otimizados, a calibração obteve sucesso.

Calvello e Finno (2004) mostraram que os níveis das tensões cisalhantes ao redor da escavação são muito menores que aqueles correspondentes à ruptura para a grande maioria do solo. Isto é esperado para escavações com esquema de suporte que restringem deslocamentos consideráveis. Pode-se esperar, portanto, que parâmetros de deslocabilidade tenham maior influência nos deslocamentos calculados que os parâmetros de resistência.

Como resultado, a otimização dos parâmetros de deslocabilidade, notadamente os módulos de Young, sofreram significativo incremento, alcançando valores bastante elevados quando comparado com a estimativa inicial obtida por ensaio de laboratório.

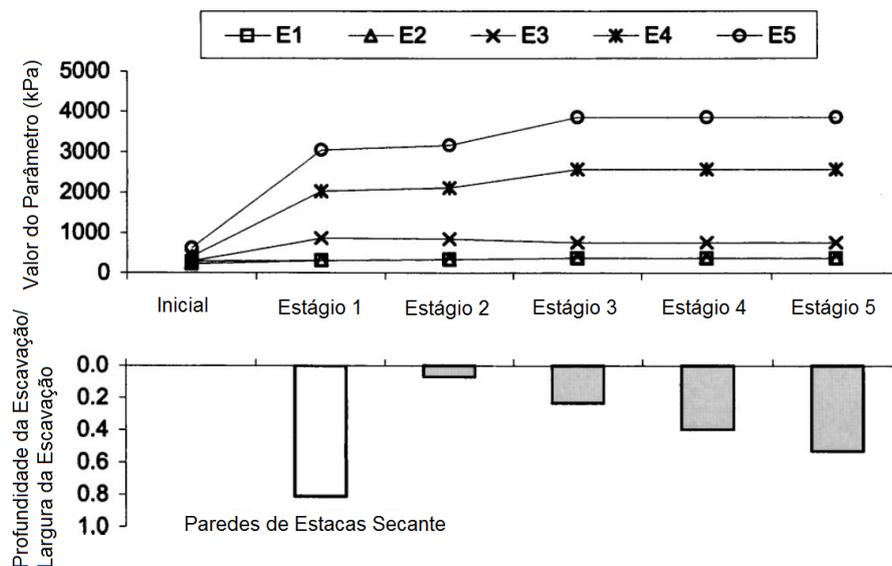


Figura 2.36 – Otimização dos parâmetros de deformabilidade a partir dos valores iniciais e a cada etapa de escavação. (Adaptado de Finno e Calvello, 2005)

A escavação simulada é notadamente um problema tridimensional sendo simulada como um problema de deformações planas. Quando a escavação estava em seus estágios iniciais, a maior parte da parede pode ser adequadamente modelada como um problema de deformações planas, e assim, nos estágios 1 e 2 da escavação há pouca variação paramétrica na otimização, como demonstra a Figura 2.36. Quando a escavação se aprofunda (estágio 3), a razão entre profundidade e comprimento aumenta, e maiores valores dos parâmetros são necessários para compensar a falta de restrições na direção normal ao problema.

Notadamente, os valores de Módulo de Young nas camadas mais profundas apresentaram valores bastante mais elevados quando comparados aos estimados em laboratório (valores iniciais). Segundo os autores, para fazer a comparação entre os valores otimizados e valores típicos de engenharia é necessário primeiramente utilizar a Eq. 30 e considerar as tensões efetivas atuando na camada de solo. Os autores fazem uma relação entre os valores de resistência não drenada (S_u), os valores de Módulo de deformabilidade E_{50} otimizados, e a

tensão efetiva vertical atuante nas camadas de solo. O resultado está representado na Figura 2.37.

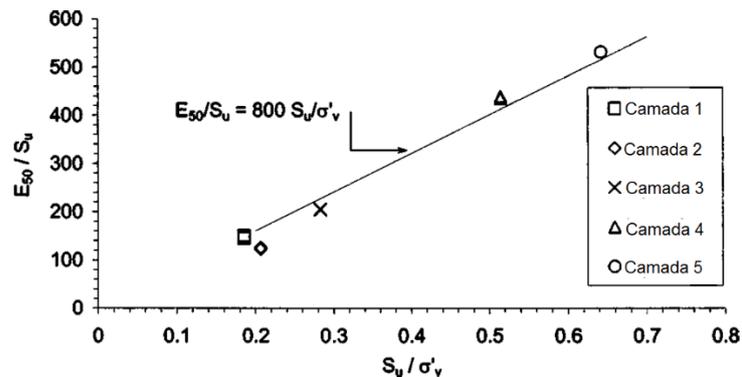


Figura 2.37 – Relação entre resistência não-drenada (S_u), E_{50} otimizado das camadas e tensão vertical efetiva atuante nas camadas (Adaptado de Finno e Calvello, 2005)

Os autores concluem que a análise inversa proposta utilizando dois softwares comerciais e disponíveis resultou em análise eficiente e previu de forma satisfatória os deslocamentos da escavação em Chicago. Os valores otimizados de rigidez da argila são significativamente maiores que as estimativas iniciais baseadas em ensaios triaxiais. Os valores otimizados de rigidez possuem relação com a razão entre resistência não drenada da argila e às tensões efetivas verticais atuantes nas camadas.

2.3.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARAMÉTRICA E CALIBRAÇÃO DO MODELO

O texto deste item é baseado em texto publicado por Loucks *et al.*, 2005.

Os modelos numéricos são uma forma de simular e projetar novas estruturas geotécnicas, inclusive estruturas de solos grampeados. Os modelos preveem valores de performance (como deslocamentos horizontais e verticais por exemplo) e indicadores. Os resultados dos modelos são baseados na geometria e parâmetros geotécnicos/estruturais utilizados, além de outros fatores (como tamanho e formato da malha de elementos finitos). Estes dados são utilizados como parâmetros de entrada (dados de *input*) e, mesmo que sendo representativos, sabe-se que os resultados obtidos (*output*) serão imprecisos.

Os modelos sempre são simplificações do sistema real de estudo. Assim, não é possível prever o futuro com precisão, e é certo que os resultados serão, até certo ponto, incertos.

Uma análise de sensibilidade procura determinar a mudança nos valores dos resultados (*output*) após pequenas mudanças nos valores dos dados de entrada (*input*). É a investigação da

importância da imprecisão ou incerteza dos dados de entrada no processo de modelagem ou tomada de decisão.

Esta análise pode ser utilizada para diversos fins, incluindo para estudos detalhados que avaliam a importância e interação entre parâmetros individuais. Os dados de tais análises podem ser utilizados para interpretar resultados e identificar em quais parâmetros de entrada os esforços devem ser focalizados para melhoria do modelo, além de direcionar a mudança de tais dados.

Várias técnicas foram desenvolvidas para determinar o quão sensíveis são os resultados devido a variações nos dados de entrada. A maioria das abordagens analisa a mudança no valor de um parâmetro apenas, assumindo constantes os outros parâmetros. A alteração de valores de cada parâmetro de entrada influencia de diferentes maneiras os valores dos resultados. Em geral, apenas alguns poucos parâmetros influenciam substancialmente o valor de determinado resultado.

Se apenas alguns dados de saída são de interesse (como, por exemplo, deslocamento horizontal em uma profundidade específica), então certamente as alterações deverão ser realizadas apenas nos dados de entrada que afetam estes resultados de forma significativa.

2.3.3.1. Coeficientes de sensibilidade

Uma medida de sensibilidade é o coeficiente de sensibilidade. Este é a derivada de uma determinada variável de saída do modelo em relação a uma variável de entrada (parâmetro). Métodos analíticos são descartados por três motivos principais:

- Obter a derivada de muitos modelos é muitas vezes inviável;
- Necessidade de assumir uma relação matemática (geralmente linear) ao obter estimativas de derivadas fazendo pequenas mudanças nas variáveis de entrada, nos arredores de seus valores mais prováveis;
- Grandes variações de valor observados em modelos geotécnicos.

Isto motivou a substituição de métodos analíticos por abordagens estatísticas e numéricas para a análise de sensibilidade.

Para qualquer análise de sensibilidade são feitas duas hipóteses: as distribuições estatísticas de cada parâmetro de entrada são corretas e o modelo é suficientemente realístico em relação ao processo que se quer representar. Em geral, nenhuma destas hipóteses estará completamente correta.

Uma análise determinística simples de sensibilidade (Benaman, 2002, apud Loucks 2005) pode ser utilizada para determinar se a distribuição estatística deve ser determinada com cuidado ou não. Caso os resultados sofram grandes alterações com a mudança de distribuição, então esta distribuição deve ser escolhida com cuidado.

Um coeficiente de sensibilidade pode ser utilizado para medir a magnitude da variação de uma variável de saída Q por unidade de variação na magnitude de um parâmetro de entrada P , a partir de seu valor provável P_0 . Determina-se SI_{PQ} como o índice de sensibilidade para uma variável de saída Q com respeito à mudança ΔP no valor da variável de entrada P a partir de seu valor base P_0 . Sabendo que o dado de saída $Q(P)$ é uma função de P , o índice de sensibilidade pode ser definido como

$$SI_{PQ} = [Q(P_0 + \Delta P) - Q(P_0 - \Delta P)]/2\Delta P \quad (31)$$

Outros índices de sensibilidade podem ser definidos (McCuen, 1973, apud Loucks 2005). Definindo o índice i para representar o decréscimo e j para representar o acréscimo no valor do parâmetro de entrada a partir de seu valor base P_0 , o índice de sensibilidade SI_{PQ} para o parâmetro P e a variável de saída Q pode ser definido como:

$$SI_{PQ} = \{ |(Q_0 - Q_i)/(P_0 - P_i)| + |(Q_0 - Q_j)/(P_0 - P_j)| \} / 2 \quad (32)$$

ou

$$SI_{PQ} = \text{máx} \{ |(Q_0 - Q_i)/(P_0 - P_i)|, |(Q_0 - Q_j)/(P_0 - P_j)| \} \quad (33)$$

Uma expressão adimensional da sensibilidade é o índice de elasticidade, EI_{PQ} , que mede a variação relativa nos dados de saída Q para variações nos dados de entrada P , e pode ser definido como

$$EI_{PQ} = [P_0/Q(P_0)]SI_{PQ} \quad (34)$$

2.3.3.2. Uma análise de sensibilidade determinística simples

Esta abordagem é baseada na ideia de variar um parâmetro incerto, ou um grupo de parâmetros, por vez.

A variável de saída de interesse pode ser qualquer medida ou indicador (como, por exemplo, deslocamento horizontal de um certo ponto, ou o fator de segurança Global da obra). Assim, não se sabe se o aumento ou diminuição de determinada variável é melhor ou pior. Talvez, muito ou pouco de certa variável seja indesejável. A ideia principal é a de que a vários

parâmetros (ou grupos de parâmetros) são designados valores altos e baixos. Estas faixas podem definir mínimos e máximos para cada parâmetro, 5% e 95% de determinada distribuição de um parâmetro, ou algum outro critério desejado.

É realizado, então, o cálculo do modelo com várias alternativas, uma de cada vez, de modo que seja possível avaliar o impacto destes erros com várias combinações na variável de saída.

A Tabela 2.9 ilustra os resultados que seriam obtidos caso determinados parâmetros variassem dentro de sua faixa de valores, mantendo os outros constantes (o exemplo a seguir foi idealizado pelo autor e é apenas ilustrativo, os parâmetros e resultados não foram obtidos de modelos numéricos e não refletem a variabilidade real de nenhuma obra):

Tabela 2.9 – Exemplo da sensibilidade do dado de saída (δ – Deslocamento horizontal em determinado ponto) com possíveis erros devido à variação de cada parâmetro de entrada

		Deslocamento Horizontal em Determinado Ponto (δ)		
		$\delta(-)$ Menor Valor (mm)	δ Nominal (mm)	$\delta(+)$ Maior Valor (mm)
Parâmetro	Módulo de Young (E)	1,5	2,5	3,1
	Coesão (c)	2,4	2,5	2,6
	Ângulo de atrito (ϕ')	2,45	2,5	2,55
	Coefficiente de Poison (v)	2,1	2,5	2,9

Em alguns casos é necessário demonstrar tais resultados de forma gráfica, para que sejam rapidamente compreendidos e assimilados. É possível utilizar três gráficos para executar tal tarefa, sendo eles o gráfico de tornado (Eschenbach, 1992, apud Loucks, 2005), o gráfico de Pareto e o gráfico de aranha. Cada um destes gráficos está exemplificado na Figura 2.38.

A representação pelo gráfico de aranha possui uma limitação quanto ao número de parâmetros que pode-se comparar ao mesmo tempo, uma vez que muitos parâmetros comprometem a visualização dos dados. A vantagem deste gráfico é que ele permite relações entre cada parâmetro, e revela relações não lineares entre os resultados (deslocamento horizontal) e a variação dos parâmetros. Para o exemplo, as variações foram normalizadas em termos de porcentagem de variação em relação ao valor base (inicial) de cada parâmetro.

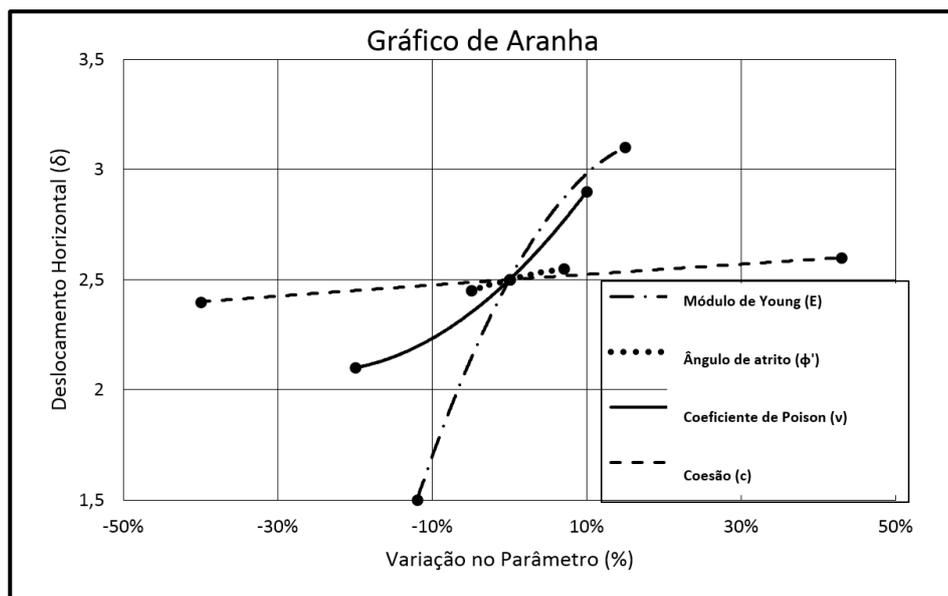
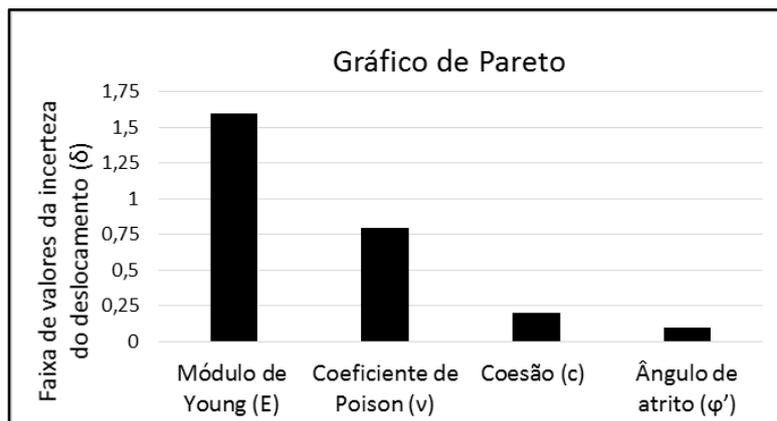
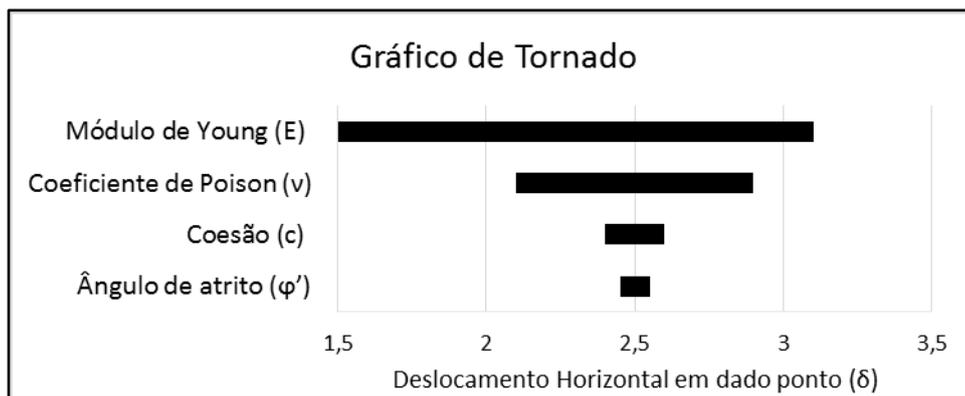


Figura 2.38 – Gráficos de rápida demonstração de sensibilidade dos Parâmetros

A partir de tais gráficos é possível perceber, visualmente, quais parâmetros devem ser alterados para realizar a calibração dos modelos. No exemplo supracitado, ao utilizar os valores base de cada parâmetro obtivemos o deslocamento horizontal em determinado ponto igual a 2,5 mm. Suponha que ao medir o valor real em obra, este deslocamento na verdade atingiu 3,0 mm. Para calibrar o modelo então, será mais eficiente alterar o valor do Módulo de Young utilizado

em, aproximadamente, 10% a mais do valor base. A alteração de outros parâmetros não traria o resultado desejado. A Figura 2.39 permite a visualização de tal procedimento

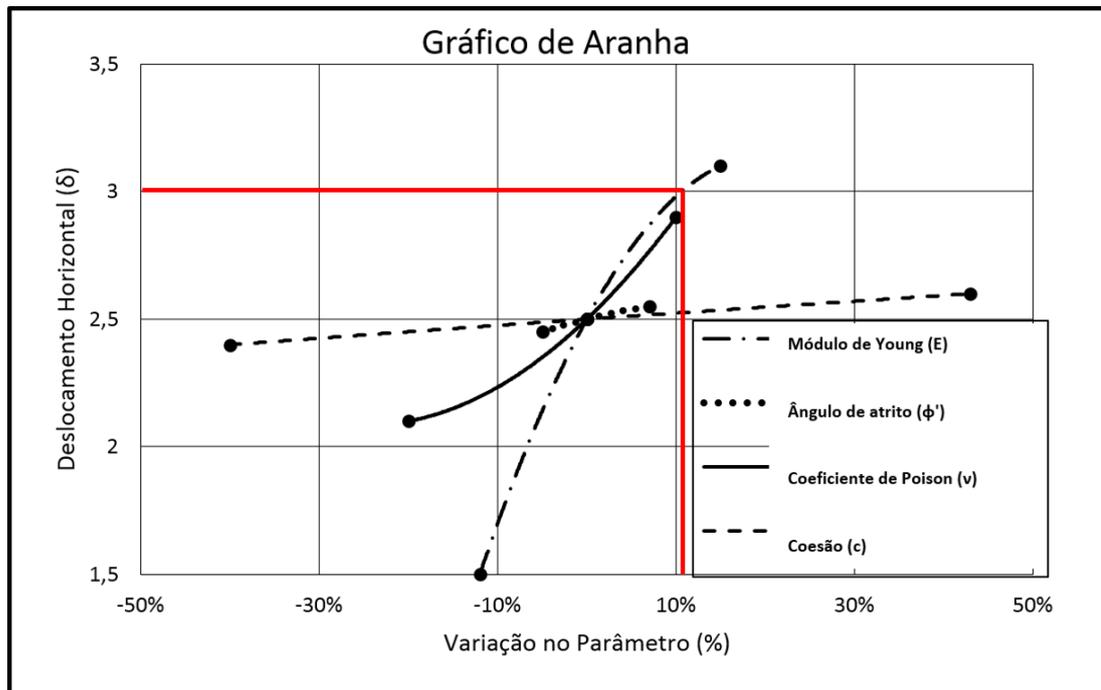


Figura 2.39 – Calibração do modelo utilizando gráfico de Aranha (Hipotético)

2.4. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA

Os parâmetros geotécnicos são parâmetros de entrada (*input*) do modelo constitutivo utilizado na simulação numérica, e, por isso, possuem importância significativa nos resultados obtidos (*output*). Assim, será necessário calibrá-los para obtenção de resultados próximos àqueles medidos em obra.

2.4.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS COMUNS À CIDADE DE SÃO PAULO

Neste item serão abordados trabalhos em que os parâmetros geotécnicos da cidade de São Paulo foram estudados, em especial aqueles da bacia sedimentar da cidade. Além disso, também será abordado um trabalho em que tais parâmetros foram utilizados para a análise de um solo grampeado executado na cidade.

2.4.1.1. Estimativa de parâmetros dos solos variegados da Formação São Paulo utilizando ensaios in situ (Caldo, 2015)

É possível encontrar na literatura disponível, faixas de valores comumente medidas nos solos variegados da cidade de São Paulo, o que será de grande utilidade para criar a noção de ordens de grandeza de tais parâmetros.

Em Caldo, 2015, alguns valores de parâmetros obtidos por meio de investigações geotécnicas (SPT, DMT, ensaio pressiométrico e CPTu), localizados na linha verde (ou linha 2) do metrô de São Paulo. No total, foram avaliadas onze “ilhas” de ensaios, e o resumo dos parâmetros estão na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Resumo dos parâmetros de resistência e módulos de deformabilidade (Caldo, 2015)

Ilhas	K_0 - DMT	Su (kPa) CPTu	Ei (MPa) CPTu	Ei (MPa) DMT
28	1 – 2,4	30 – 220	10 – 100	15 – 160
5042	1 – 2,1	19 – 400	7 – 190	1 – 200
5112	1 – 3,3	60 – 600	24 – 300	8 – 200
5146	1 – 2,4	15 – 600	6 – 300	5 – 200
5221	1 – 3,7	35 – 400	15 – 200	17 – 200
5249	1,1 – 2,4	60 – 600	25 - 100	11 – 140
5282	1,3 – 2,6	40 – 400	15 - 200	130 – 300
5299	1 – 3,2	40 – 400	15 - 150	5,5 – 200
5341	1,2 – 3,9	40 – 400	15 – 200	10 – 200
5377	1 – 2,6	40 – 400	15 – 200	10 – 200
5438	1 – 4,3	15 - 400	6 - 140	8,0 - 250

Da análise da tabela, é possível a determinação de intervalos de valores dos parâmetros (Caldo, 2015):

- A resistência não drenada (Su) varia em um intervalo de 15 a 600 kPa;
- O intervalo de valores para o módulo de elasticidade tangente inicial dos resultados do CPTu e DMT é de 1 a 300 MPa;
- O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) varia de 1 a 4,3.

2.4.1.2. Parâmetros sugeridos para solos variegados de São Paulo (Massad, 2012)

Massad redige acerca dos solos variegados de São Paulo, um solo típico da bacia sedimentar da cidade, caracterizado por camadas alternadas de argilas pouco arenosas e areias finas pouco argilosas.

As propriedades de engenharia variam amplamente neste tipo de solo. As consistências variam de média a rija, mas o comportamento é de solo rijo ou até mesmo duro.

Também escreve sobre as argilas duras cinza-esverdeadas (taguá). São de ampla ocorrência na bacia sedimentar, e ocorrem sempre abaixo do nível d'água. A consistência deste tipo de argila é dura, e em geral é associada a lentes de areias finas, argilosas, muito compactas. Possuem como característica o fato de serem fortemente sobreadensadas, efeito provocado por erosão de vales de rios.

Correlações com SPT são sugeridas para obtenção de Módulo de Young tangente inicial (E_i) e para obtenção do módulo cisalhante inicial (G_0):

- $E_i = (16 \text{ a } 25) \cdot \text{SPT}$ (em MPa)
- $G_0 = 5 \cdot \text{SPT}$ – Taguá localizado no Ibirapuera (em MPa)
- $G_0 = (11 \text{ ou } 12) \cdot \text{SPT}$ – Argilas Vermelhas da Av. Paulista ou Solos Variegados do Ibirapuera (em MPa)

Massad também enfatiza o Módulo de Young como uma função da profundidade (maior quanto mais profundo) e função da deformação (menor quanto mais deformado o elemento).

Também é evidenciado a relação entre o Módulo de Young inicial (E_i) e a tensão uniforme (σ_p), em outras palavras, o confinamento, além da relação entre Módulo de Young inicial (E_i) e Módulo de Young a 50% de deformação (E_{50}) com a resistência não drenada (S_u), exposto na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Relações comuns nos solos sedimentares de São Paulo (Massad, 2012)

Solo	E_i / σ'_p	E_i / S_u	E_{50} / S_u
Argila Porosa Vermelha	100 – 240	600	480
Argila Rija Vermelha	150	520	420
Solos Variegados	243	400	290
Taguá	176	1200	230

2.4.1.3. Parâmetros de resistência e deformabilidade de solos compactados (Pozzebon, 2017)

A partir de pesquisa realizada por Pozzebon, 2017, foram verificados parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo.

A massa específica seca variou de 13,7 a 16,7 kN/m³.

Os ensaios triaxiais revelaram valores de coesão que variam de 21 a 68 kPa (com alguns poucos casos atingindo valores de 130 kPa) para solos não saturados e de 14 a 26 kPa para solos saturados. Além disso, os valores de ângulo de atrito efetivo (ϕ') em ensaios CU (adensado, não drenado) variaram de 28° a 35°, e em ensaios UU (não adensado, não drenado) esses valores variaram de 20° a 31°.

Os módulos de deformabilidade secante a 50% da ruptura (E_{50}) apresentaram variações de 5 a 50 MPa, a depender da tensão confinante as quais as amostras estavam submetidas.

2.4.1.4. Utilizados em simulação tridimensional de solo grampeado (Lanzieri e Neto, 2018)

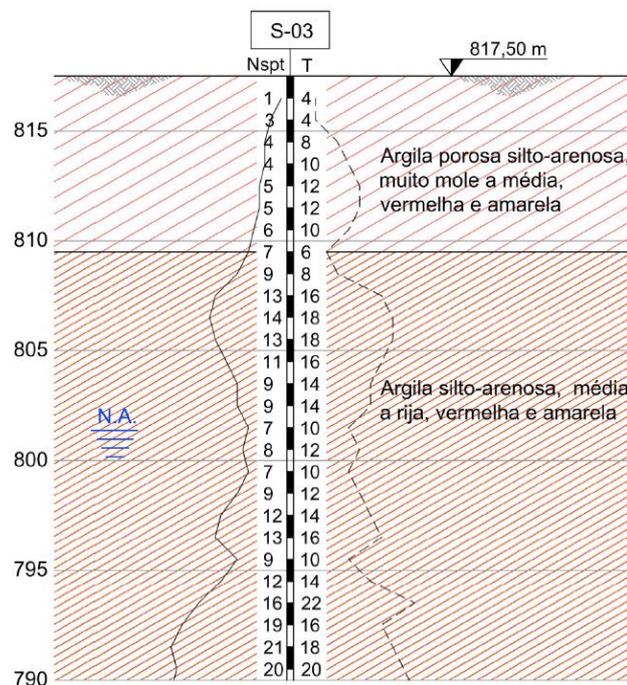


Figura 2.40 – Perfil Geológico-geotécnico idealizado (Lanzieri e Neto, 2018)

A campanha de investigações geotécnicas foi realizada em duas etapas. A primeira foi executada antes da escavação e é composta pelos ensaios: Sondagem SPT-T, ensaios de laboratório (granulometria completa, peso específico dos grãos, ensaio de compactação, adensamento, ensaios triaxiais UU e coluna ressonante) e ensaio de arrancamento dos grampos.

A segunda campanha de ensaios foi executada com o terreno já escavado e os ensaios realizados foram os de SPT-T, Ensaios de laboratório (ensaio triaxial UU, adensamento e coluna ressonante), ensaio cross-hole, ensaio de placa e Camkometer.

O perfil geotécnico obtido por sondagem é o ilustrado pela Figura 2.40.

Os resultados da primeira e segunda campanhas de ensaios triaxiais UU definiram uma envoltória de resistência em que foi possível determinar parâmetros como intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito efetivo (ϕ'). Os resultados e a envoltória estão detalhados na Figura 2.41.

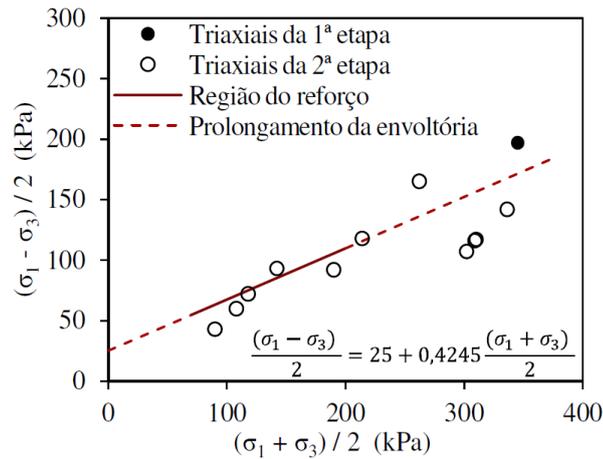


Figura 2.41 – Resultados dos ensaios triaxiais executados nas etapas 1 e 2 e envoltória de resistência estimada (Lanzieri e Neto, 2018)

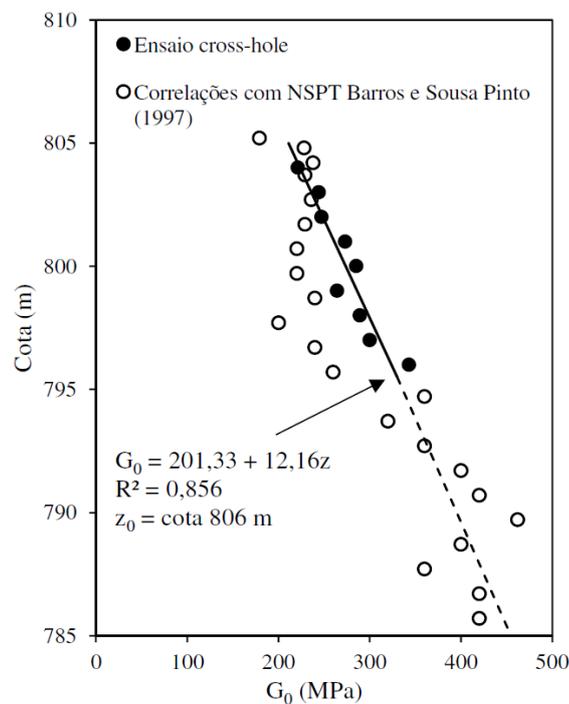


Figura 2.42 – Módulos de cisalhamento inicial (G_0), obtidos por ensaio Cross-Hole e correlações com NSPT (Lanzieri e Neto, 2018)

Da envoltória de resistência estimada, foi determinado um intercepto coesivo (c) de 25kPa e um ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 23°. A média das tensões principais na camada de argila rija, da região reforçada, varia de 84 a 177 kPa.

O parâmetro de Módulo de Cisalhamento inicial (G_0) foi obtido por ensaios de Cross-Hole e comparado com correlações de NSPT (Barros e Sousa Pinto, 1997), ilustrado na Figura 2.42.

Além destes dois ensaios, foram executados também ensaios de coluna ressonante, e os resultados estão ilustrados na Figura 2.43.

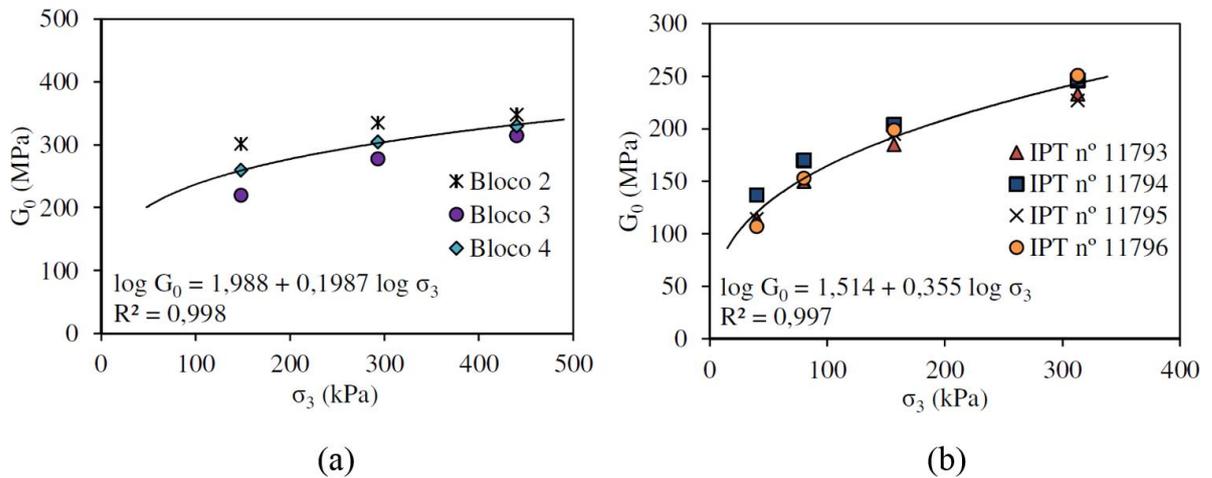


Figura 2.43 – Resultados dos ensaios de coluna ressonante na primeira (a) e segunda (b) etapas (Lanzieri e Neto, 2018)

Os ensaios de arrancamento revelaram a influência do número de fases de injeção na resistência ao arrancamento dos grampos. Os resultados revelaram que com execução de injeção apenas na bainha a média da carga de ruptura é de 25 kN/m, com injeção na bainha e mais uma fase esta média sobe para 33 kN/m, e com mais duas fases sobe para 36 kN/m.

Para determinação do módulo de elasticidade foi utilizada a relação da teoria da elasticidade que determina:

$$E = G \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad (35)$$

Uma vez que G_0 está relacionado à baixíssimas deformações, também foi utilizada a relação proposta por Santos e Gomes Correia (2001) para ajuste do módulo de cisalhamento equivalente a uma deformação específica (γ)

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{[1 + 0,385(\frac{\gamma}{\gamma_{0,7}})]} \quad (36)$$

Para ajustar o valor de E , no entanto, é necessário determinar a deformação no maciço devido à escavação. Look (2007) menciona que obras de contenção apresentam deformações

(ϵ) da ordem de 0,01% a 0,1%. Pela calibração do modelo, obteve-se uma deformação média, na região reforçada com grampos de 0,02%.

Na conversão de G_0 para G foi utilizada a deformação de referência ($\gamma_{0,7}$) igual a $2,75 \times 10^{-5}$, determinada a partir dos ensaios realizados pelo IPT e apresentados em Decourt *et al.*, 2003.

Foi decidido que os parâmetros de G_0 utilizados seriam os determinados por ensaio de cross-hole, devido à sua maior confiabilidade, e o resultado para o módulo de Young E (em MPa), considerando Coeficiente de Poisson igual a 0,3, é o indicado na Eq. (37)

$$E = 136 + 8.Z \quad (37)$$

em que Z é a profundidade da escavação em metros, e E está em MPa.

2.4.2. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS SUGERIDOS POR NORMA INTERNACIONAL

Normas internacionais indicam que para determinação de parâmetros geotécnicos em projetos de solo grampeado devem ser realizadas investigações de campo e testes laboratoriais. Devem ser estabelecidos as profundidades das diferentes camadas estratigráficas, nível freático, peso específico de cada camada estratigráfica relevante, resistência ao cisalhamento das camadas, coesão das camadas em que os grampos serão instalados.

Nos locais em que estimativas de deslocamentos horizontais da parede ou de deslocamentos verticais da superfície são necessárias, o projetista também deverá determinar os módulos de deformabilidade baseado nos resultados de campo e laboratório.

2.4.2.1. Propriedades elásticas baseadas no tipo de solo (AASHTO, 2014)

Tabela 2.12 – Propriedades Elásticas do Solo Baseados em NSPT (AASHTO, 2014)

Tipo de Solo	E_s (kPa)
Siltes, areia siltosa, misturas ligeiramente coesivas	384 (N_1) ₆₀
Areia fina limpa a média e siltes ligeiramente arenosos	672 (N_1) ₆₀
Areias grossas e areias com pouco pedregulhosa	960 (N_1) ₆₀
Pedregulhos arenosos e pedregulhos	1152 (N_1) ₆₀

Tabela 2.13 – Propriedades elásticas baseadas no tipo de solo (Adaptado de AASTHO, 2014)

Tipo de Solo	Intervalo do Módulo de Young - E_s (MPa)	Coefficiente de Poisson, ν
Argila – Mole sensível	2,4 – 14,4	0,4 – 0,5 (não drenado)
Argila – Média rija a rija	14,4 – 48	0,4 – 0,5 (não drenado)
Argila – Muito Rija	48 – 96	0,4 – 0,5 (não drenado)
Loess	14,4 – 57,6	0,1 – 0,3
Silte	1,92 – 19,2	0,3 – 0,35
Areia fina – fofa	7,68 – 11,52	0,25
Areia fina – Medianamente densa	11,52 – 19,2	0,25
Areia fina – densa	19,2 – 28,8	0,25
Areia –fofa	9,6 – 28,8	0,20 – 0,36
Areia – Medianamente densa	28,8 – 48	0,20 – 0,36
Areia – densa	48 – 76,8	0,30 – 0,40
Pedregulho – solto	28,8 – 76,8	0,20 – 0,35
Pedregulho – Medianamente denso	76,8 – 96	0,20 – 0,35
Pedregulho – denso	96 – 192	0,30 – 0,40

2.4.2.2. Força de ligação solo-grampo

A resistência ao arrancamento do grampo é uma grandeza de importância fundamental para o projeto de contenção utilizando solo grampeado. Este valor é obtido idealmente pelo comprimento do grampo que se encontra atrás da superfície de ruptura, o diâmetro do furo e a tensão de ligação da interface solo-grampo.

Tabela 2.14 – Estimativa de tensão de ligação solo-grampo (Elias e Juran, 1991, apud FHWA, 2014)

Método de execução do Furo	Tipo de Solo	Tensão de ligação (kPa)
Perfuração rotativa	Argila siltosa	34 – 48
Perfuração rotativa	Areia / Pedregulho	103 – 180
Perfuração rotativa	Areia siltosa	103 – 152
Perfuração rotativa	Silte	62 - 76
Perfuração rotativa	Residual de Piedmont	41 – 117
Perfuração rotativa	Coluvião fino	76 – 152
Cravado com encamisamento	Areia/Pedregulho com pouca sobrecarga	193 – 241
Cravado com encamisamento	Areia/Pedregulho com muita sobrecarga	283 – 427
Cravado com encamisamento	Moreia Densa	380 – 483
Cravado com encamisamento	Coluvião	103 – 180
Perfuração com broca	Aterro de areia siltosa	20 – 40
Perfuração com broca	Areia fina siltosa	55 – 89
Perfuração com broca	Areia siltosa argilosa	62 – 138

A tensão de interface (q_u) é a resistência ao cisalhamento última da interface solo-grampo. Para projetos preliminares, a tensão de interface pode ser estimada utilizando a literatura, correlações com parâmetros obtidos de investigações de campo e utilizando experiências locais prévias.

Ortigão (1997) também propôs uma relação entre o NSPT e a tensão de ligação, descrita na Eq.38:

$$q_s = 50 + 7,5N \quad (38)$$

Em que q_s está em kPa.

Springer (2006) também propôs uma relação entre o NSPT e a tensão de ligação, conforme Eq. 39:

$$q_s = 45,12 \ln(N) - 14,99 \quad (39)$$

q_s também expresso em kPa.

2.4.2.3. Resistência ao cisalhamento

O ângulo de atrito efetivo de solos granulares (areais) pode ser estimado a partir do ensaio de SPT como indicado pela Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Correlação entre SPT e ângulo de atrito para solos granulares (Kulhawy e Mayne, 1990, apud FHWA, 2014)

SPT N_{60}	Densidade do Solo	Densidade Relativa	ϕ' (°)
0 a 4	Muito Fofa	<20	<30
4 a 10	Fofa	20 – 40	30 a 35
10 a 30	Média	40 – 60	35 a 40
30 a 50	Compacta	60 – 80	40 a 45
>50	Muito Compacta	> 80	> 45

Já para solos coesivos em carregamentos drenados, é possível obter o ângulo de atrito a partir do gráfico gerado por Terzaghi, Peck e Mesri em 1996:

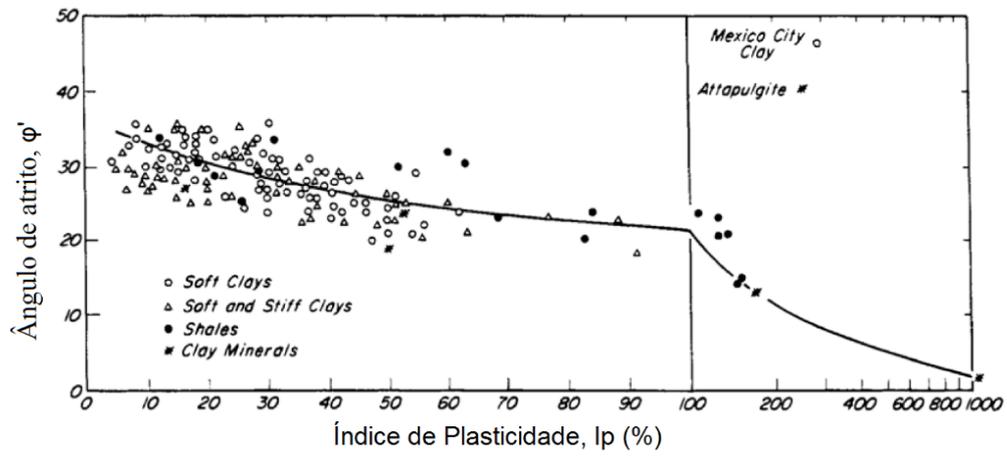


Figura 2.44 – Ângulo de atrito efetivo para solos coesivos sob carregamento drenado (Modificado de Terzaghi *et al.*, 1996, apud FHWA, 2014)

3. METODOLOGIA

O fluxograma que descreve, de forma simplificada, a metodologia está ilustrado na Figura 3.1. Este capítulo é responsável por ilustrar o leitor a respeito da metodologia utilizada nas análises, de forma a responder às perguntas elaboradas no capítulo introdutório.

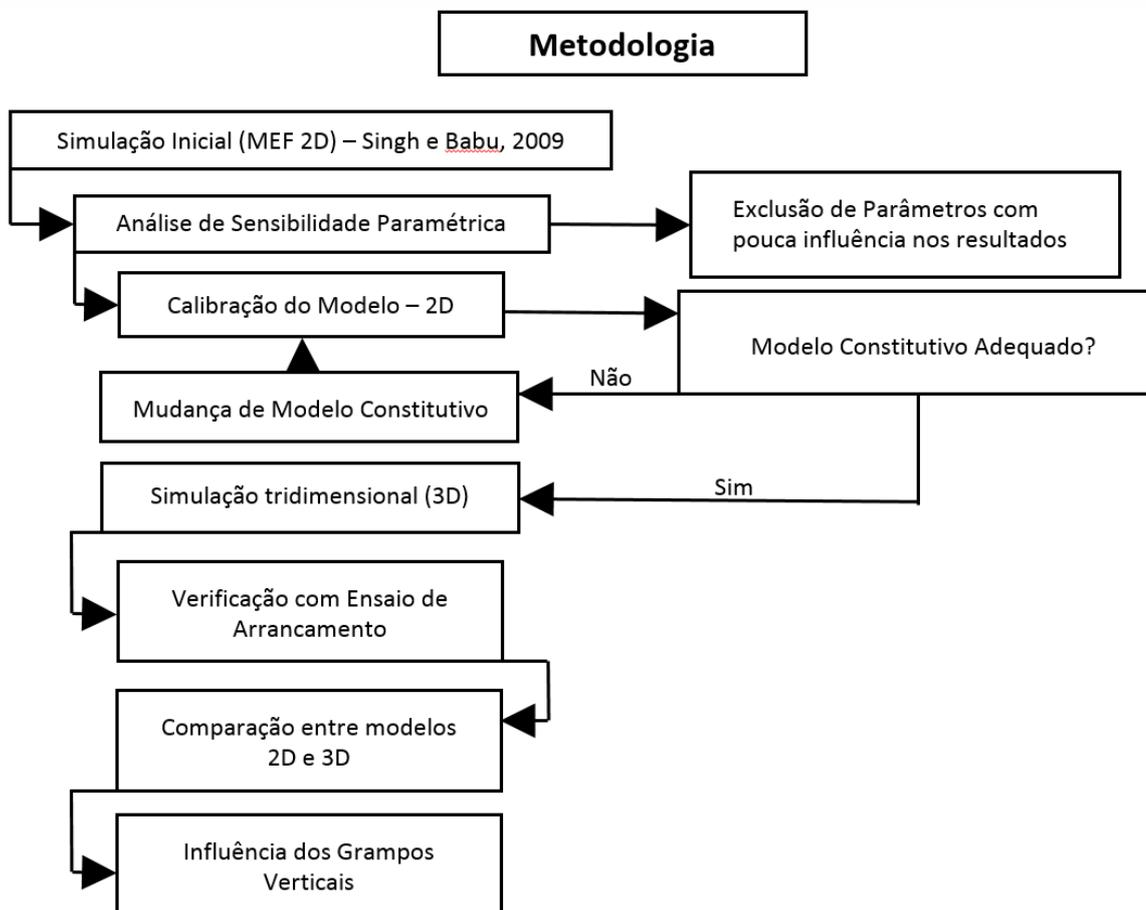


Figura 3.1 – Fluxograma simplificado da Metodologia

3.1. CASO DE ESTUDO

Neste item serão abordados os detalhes a respeito do caso de obra analisado.

3.1.1. DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O edifício Ideal Office localizado na Rua Alfredo Pujol em São Paulo é um empreendimento comercial imobiliário. Em seu projeto está previsto dois pavimentos de garagens subterrâneas, em que os taludes escavados foram estabilizados por meio da técnica de

solo grampeado. A escavação totalizou uma profundidade de quase 19,0 m e apresentou deslocamentos baixíssimos, da ordem de 0,02% da profundidade.

O solo local caracteriza-se por ser sedimentar e apresentar duas porções. A porção superior não apresentava nível d'água e alterna camadas de areia fina e camadas de argila siltosa e arenosa. A porção inferior é de argila siltosa do sedimento terciário de São Paulo (taguá) e continha o lençol freático presente em seu topo.

Assim, o solo pode ser classificado como solo variegado presente na região da cidade de São Paulo. Massad, 2012, cita que o solo variegado é caracterizado por camadas de argilas pouco arenosas alternadas com camadas de areias finas pouco argilosas, estratigrafia esta semelhante ao encontrado na obra. As propriedades de engenharia variam amplamente, e as consistências variam de média a rija, mas se comportam como solos rijos e até mesmo duros (Massad, 2012)

3.1.2. PLANTAS, CORTE E VISTA DA ESCAVAÇÃO ANALISADA

Neste item, as informações geométricas do projeto serão apresentadas.

3.1.2.1. Planta

A Figura 3.2 representa a Planta Geral do Empreendimento, e na parte inferior da mesma está localizado o trecho de interesse para o estudo. Os inclinômetros foram instalados nesta parte da escavação, e será nela que as análises serão aprofundadas.

A Figura 3.3 apresenta de forma mais detalhada este trecho do projeto.

Rua Alfredo Pujol

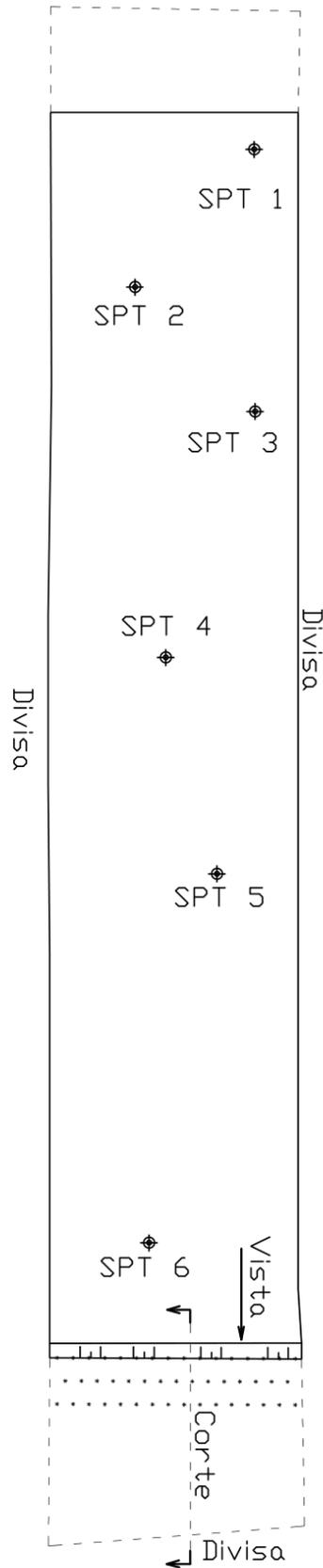


Figura 3.2 – Planta Geral do Empreendimento

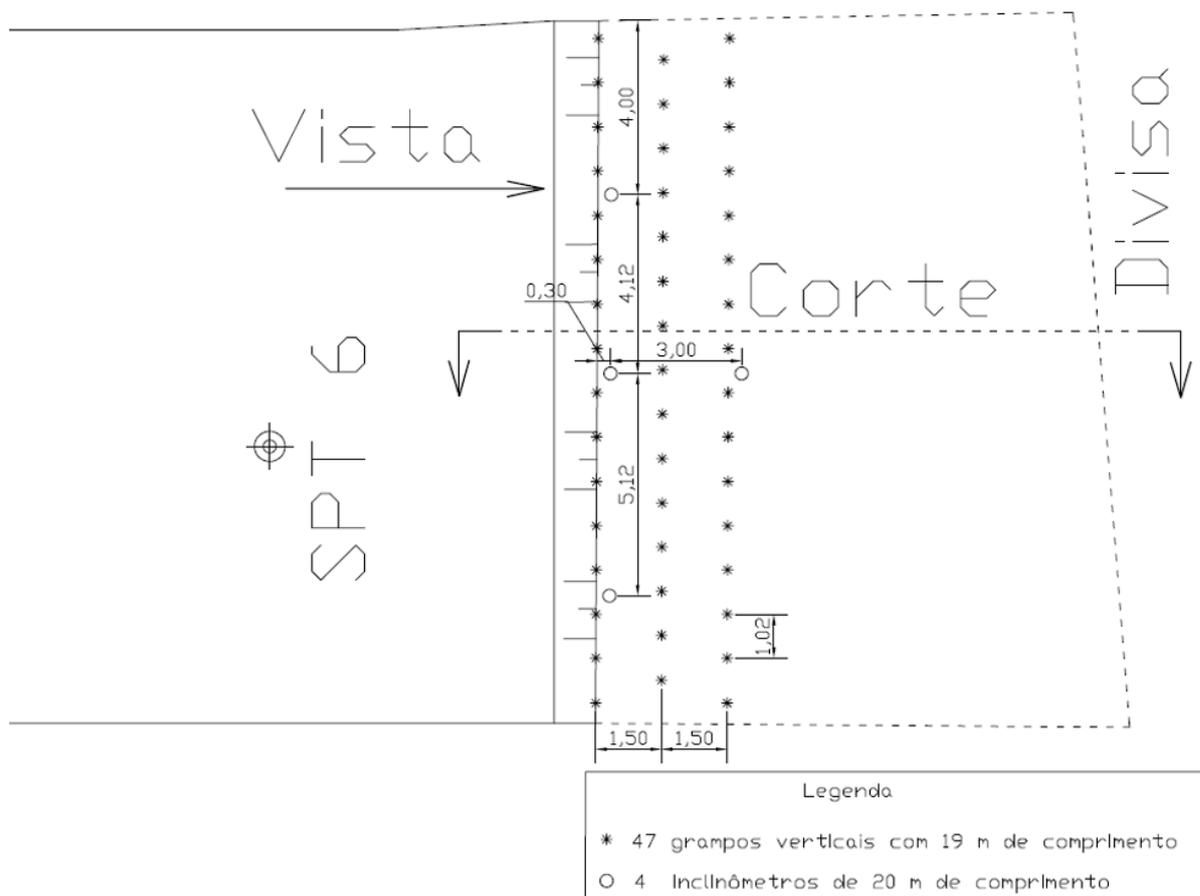


Figura 3.3 – Planta do trecho do projeto que será analisado com maior profundidade (medidas em metro)

3.1.2.2. Vista

A vista da parede de solo grampeado da análise está representada na Figura 3.5.

As distâncias entre grampos giram em torno dos valores $S_v = 0,99$ m e $S_h = 1,02$ m.

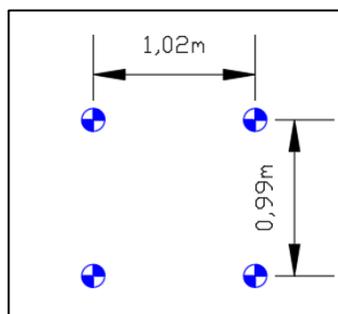


Figura 3.4 – Distâncias vertical e horizontal entre grampos

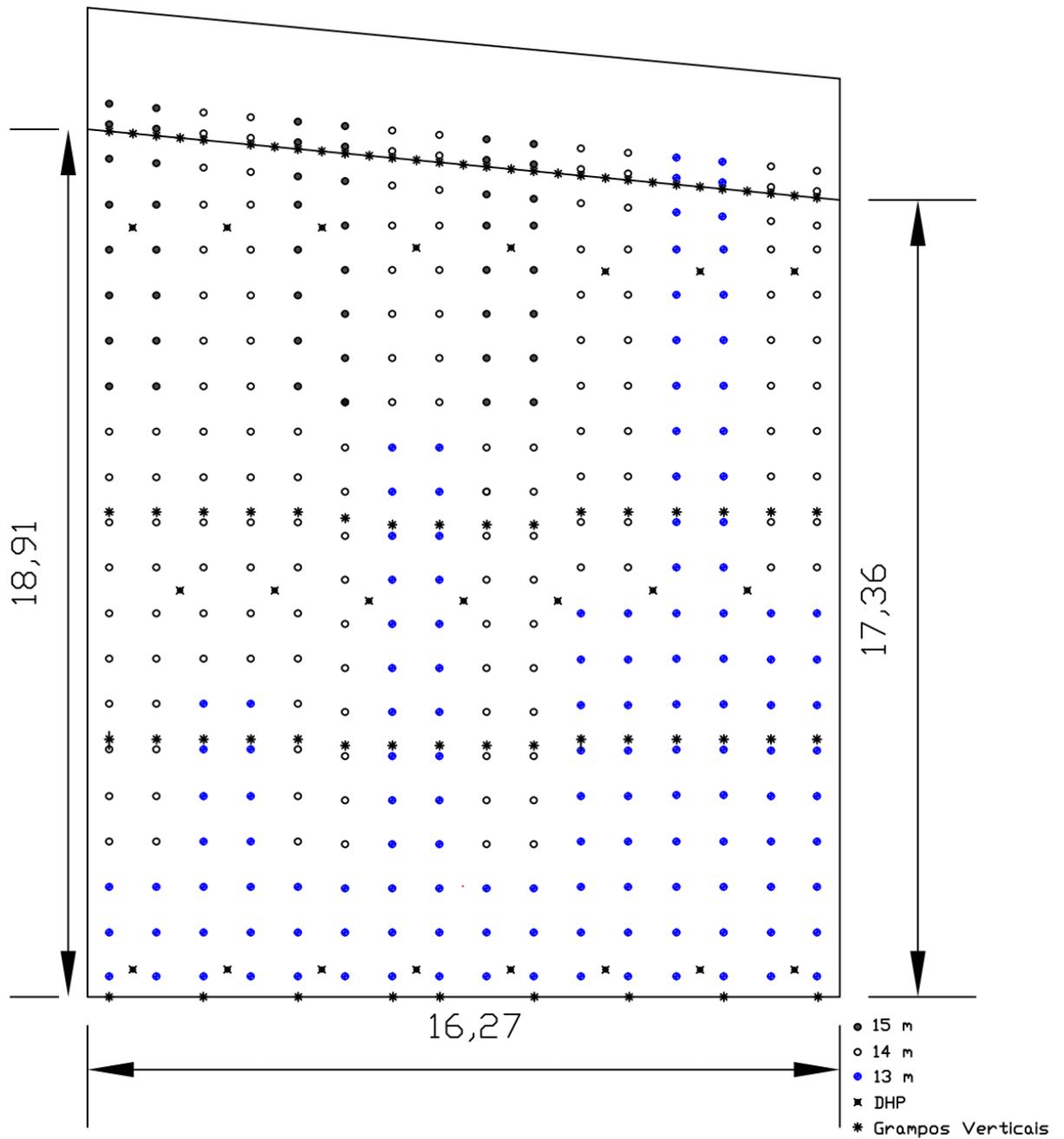


Figura 3.5 – Vista da Parede de Solo Grampeado que será analisado

No total, são 134 grampos de 13 m, 148 grampos de 14 m e 48 grampos de 15 m, além de 88 inclusões verticais que variam de comprimento, e 23 DHPs.

3.1.2.3. Corte

O corte utilizado como seção típica nas análises bidimensionais está ilustrado na Figura 3.6. A estratigrafia também está ilustrada sendo as camadas representadas por diferentes cores.

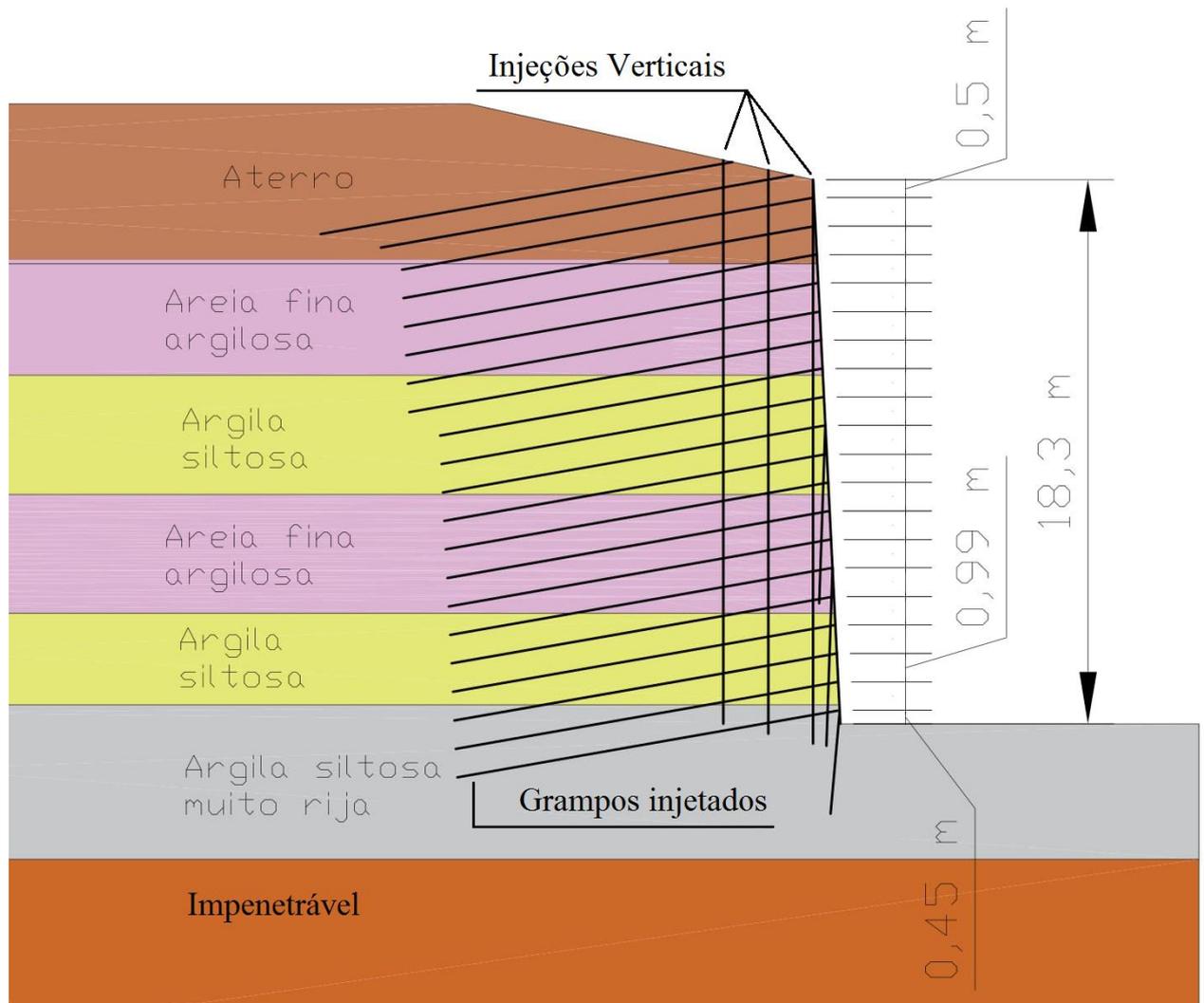


Figura 3.6 – Corte utilizado como seção típica na análise 2D

3.1.2.4. Registros fotográficos

Alguns registros fotográficos expostos para melhor entendimento da obra realizada. A Figura 3.7 ilustra o início da escavação da seção analisada, a Figura 3.8 a escavação em estágio avançado, e a Figura 3.9 a escavação quase finalizada.



Figura 3.7 – Início da sequência construtiva da parede analisada



Figura 3.8 – Escavação em estágio avançado



Figura 3.9 – Escavação quase finalizada

3.1.3. PROPRIEDADES DOS GRAMPOS E CONCRETO PROJETADO

Os grampos possuem diâmetro de aproximadamente 8 cm. O aço CA50 utilizado possui diâmetro de 16 mm, com proteção à corrosão de epoxy. As barras são inclinadas em 10° em relação à horizontal, para baixo. O concreto projetado na frente de escavação possui 7,0 cm de espessura. A Figura 3.10 reproduz a geometria mencionada.

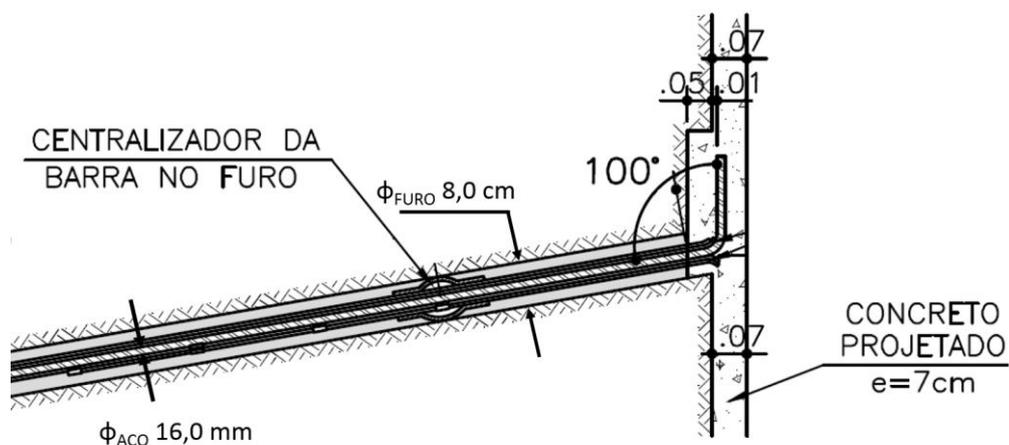


Figura 3.10 – Geometria dos grampos e concreto projetado

3.1.4. DADOS DE INCLINÔMETROS E ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Os dados de inclinômetros, extensômetros e ensaios de arrancamento são resumidos neste item.

3.1.4.1. Cronograma de Obra

O cronograma da obra é ilustrado na Figura 3.11, indicando a profundidade de escavação pela data da execução.

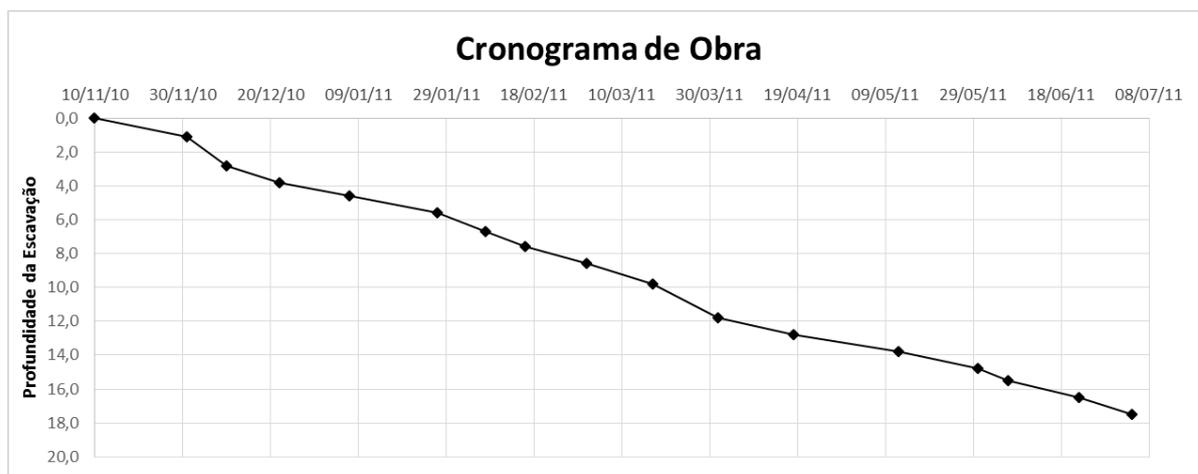


Figura 3.11 – Cronograma de obra indicando a profundidade escavada

3.1.4.2. Inclinômetros

O inclinômetro com dados mais representativos de deslocamento ao fim da escavação é o denominado inclinômetro 2, que se encontra no centro da parede, próximo à face. O resultado das observações ao final da construção (e que serão bastante utilizados) estão demonstrados na Figura 3.12

A legenda indica a profundidade da escavação quando os dados foram obtidos.

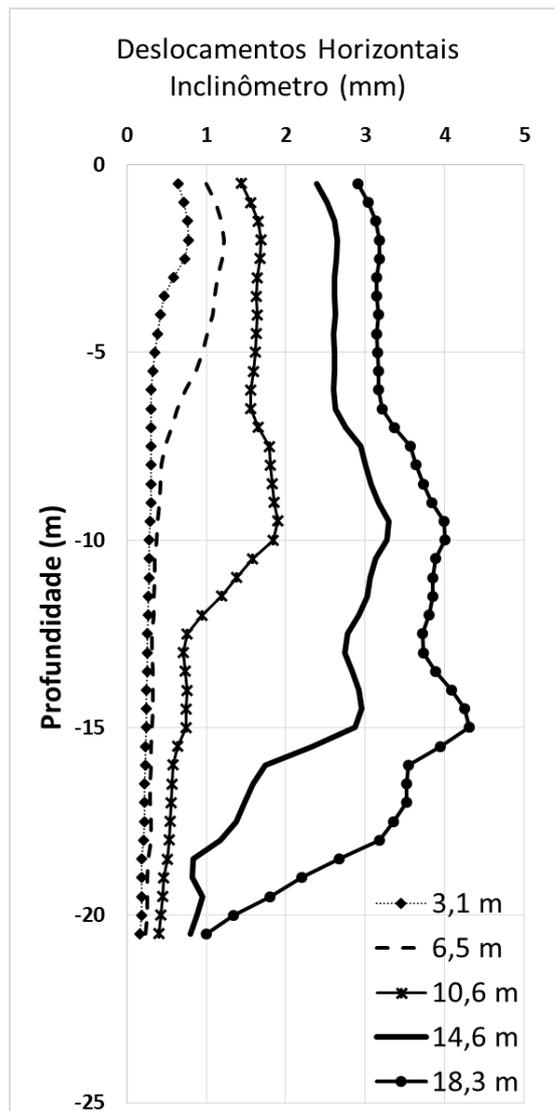


Figura 3.12 – Dados de inclinômetro (data última leitura: 09/09/2011)

Importante notar que o maior deslocamento registrado foi de 4,2 mm, em uma escavação de profundidade 18,3 m, o que significa um deslocamento máximo de 0,022% H , dentro, portanto dos valores aceitáveis de deslocamento, como discutido no subcapítulo 2.2.

3.1.4.3. Dados de Ensaio de Arrancamento

Foram realizados ensaios de arrancamento em diferentes dias e em diferentes profundidades da obra.

Os ensaios realizados no dia 12 de março de 2011 foram feitos em grampos localizados a 6,0 metros de profundidade, quando a profundidade da escavação já alcançava 8,0 metros de profundidade. Os resultados destes ensaios estão ilustrados na Figura 3.14.

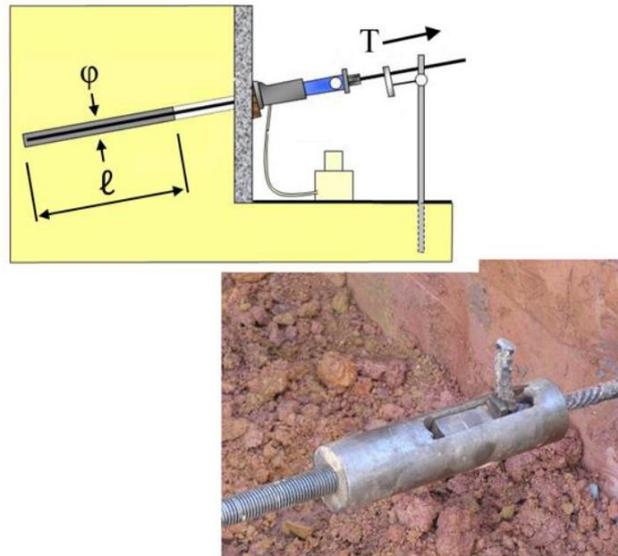


Figura 3.13 – Ensaio de arrancamento dos grampos (adaptado de Pitta *et al.*, 2013)

O ensaio de arrancamento foi feito de forma similar a ensaios de arrancamento de tirantes, com um comprimento livre e um comprimento ancorado. Neste dia, o comprimento livre foi de 1,0 metro e o comprimento ancorado de 2,0 metros. O aço utilizado foi CA-50, com diâmetro de 16mm. Foram realizadas duas fases de injeção.

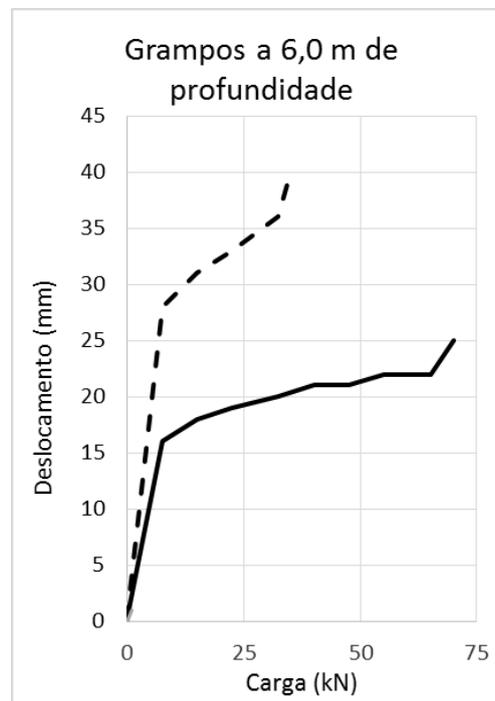


Figura 3.14 – Ensaio de arrancamento em grampos no dia 12 de março de 2011

Já os realizados no dia 13 de Abril de 2011 foram feitos em grampos localizados a 9,0 metros de profundidade, quando a escavação já alcançava 12,0 metros de profundidade. Os resultados deste ensaio estão ilustrados no gráfico da Figura 3.15.

Neste dia, o comprimento livre foi de 2,0 metros e o comprimento ancorado de 2,0 metros. O aço utilizado tem 16 mm de diâmetro e é classificado como CA-50. Também foram realizadas duas fases de injeção.

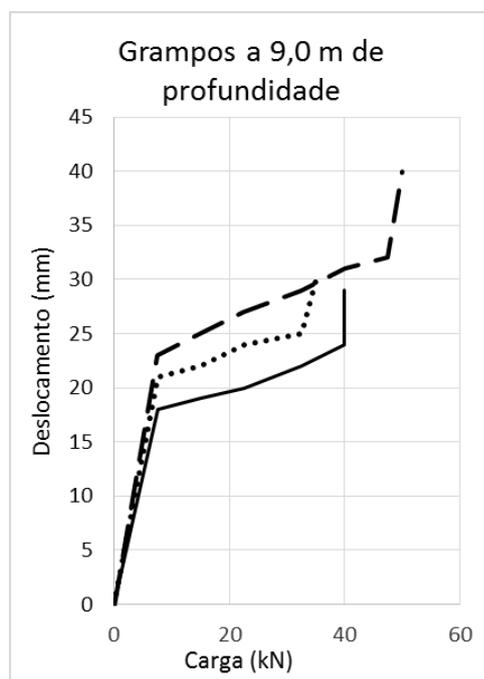


Figura 3.15 – Ensaio de arrancamento em grampos no dia 13 de Abril de 2011

O resultado resumido dos ensaios de arrancamento estão explícitos na Tabela 3.1, incluindo resistência ao arrancamento (T_{MAX}), resistência por metro de grampo, e adesão q_s .

Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios de arrancamento

Profundidade do Grampo (m)	Resistência ao arrancamento – T_{MAX} (kN)	Resistência por metro de grampo (kN/m)	Adesão q_s (kPa)
6,0	35	17,5	73
	70	35	146
Médias 6,0	52,5	26,5	109,5
9,0	50	25	104
	40	20	84
	35	17,5	73
Médias 9,0	41,6	20,8	87

3.2. SIMULAÇÃO UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (2D)

Apesar de ser um problema tipicamente tridimensional, foi possível simular a obra de forma bidimensional, simplificando a análise. Esta simplificação acarretou em custos computacionais menores, porém trouxe imprecisões nos resultados.

3.2.1. SIMULAÇÃO INICIAL UTILIZANDO PROPOSTA DE SINGH E BABU, 2009

O software Plaxis 2D foi utilizado para a simulação inicial, e a metodologia proposta por Singh e Babu, 2009, foi reproduzida como modelo do solo grampeado. Esta metodologia está descrita no item 2.3.2.1.

O solo do maciço foi dividido em 7 camadas, de forma idealizada, seguindo resultados do ensaio de SPT realizado no local. Para cada camada foram adotados parâmetros geotécnicos em consonância com os valores expostos no Capítulo 2.4.

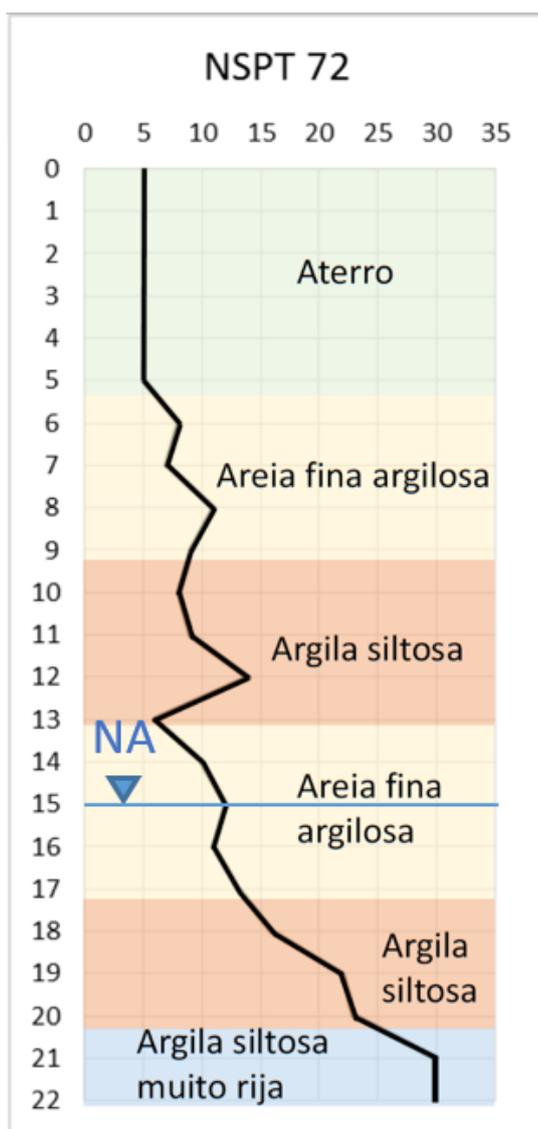


Figura 3.16 – Estratigrafia, posição do nível freático e NSPT obtidos de ensaio SPT executado no local

Os parâmetros utilizados para a face de escavação e para os grampos estão detalhados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados para os grampos e face de escavação

Material (Plaxis)	Parâmetro	Valor
Grampo	EA	$1,53 \cdot 10^5$ kN/m
	EI	53,74 kN.m ²
	W	0,5 kN/m/m
Parede	EA	$4 \cdot 10^{10}$ kN/m
	EI	$4 \cdot 10^7$ kN.m ²
	w	8,3 kN/m/m
	v	0,15

Nota: EA = Módulo de rigidez axial; EI = módulo de rigidez à flexão, w = peso relativo; v = coeficiente de Poisson

O modelo constitutivo utilizado é o de Mohr-Coulomb, conforme metodologia apresentada, o ensaio foi considerado drenado, e os parâmetros foram obtidos da estratigrafia definida por sondagem a percussão e seus valores de NSPT.

Tabela 3.3 – Estratigrafia Local e SPT

	Profundidade (m)	NSPT 72	NSPT 60	Estratigrafia local
Camada 1	0 a 5	~5	~6	Aterro
Camada 2	5 a 9	5 a 11	6 a 13	Areia fina argilosa
Camada 3	9 a 13	8 a 14	10 a 17	Argila Siltosa rija
Camada 4	13 a 17	6 a 12	7 a 14	Areia fina argilosa
Camada 5	17 a 20	13 a 16	16 a 19	Argila siltosa
Camada 6	20 a 25	22 a 30	26 a 36	Argila siltosa muito rija
Camada 7	25	>30	>36	Impenetrável

A partir do item 2.4 foi possível estimar valores iniciais para os parâmetros geotécnicos de cada camada. Estes valores estão descritos na Tabela 3.4. Importante ressaltar os elevados valores de K_0 da cidade de São Paulo, presentes na literatura disponível acerca desta geologia específica.

Tabela 3.4 – Parâmetros Geotécnicos estimados iniciais

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coeficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico - kN/m ³
Camada 1	32	40	40	0,30	0,7	16
Camada 2	34	25	13	0,25	1,5	17
Camada 3	25	50	40	0,33	1,5	17
Camada 4	34	25	13	0,25	1,5	17
Camada 5	23	45	38	0,33	1,5	18
Camada 6	30	60	70	0,33	1,5	18
Camada 7	-	1000	200	0,3	1	23

A partir dos valores iniciais estimados foi possível simular os deslocamentos da escavação, e compará-los com os valores observados em obra. Com estes valores foi possível prosseguir para a próxima etapa.

3.2.1.1. Geometria e malha do Modelo Numérico (2D)

O modelo foi criado de modo que as restrições impostas aos deslocamentos horizontais localizados nas extremidades da geometria não influenciassem de forma significativa os resultados dos deslocamentos da escavação. Assim, uma distância de 40 metros foi imposta entre o início do talude e a extremidade esquerda da geometria. Além disso, uma distância de 22 metros foi imposta entre o fundo da escavação e a extremidade de baixo do modelo, respeitando os dados obtidos por sondagem à percussão, que já indicavam uma camada muito rígida na camada 6. A Figura 3.17 ilustra a geometria adotada.

Como proposto por Singh e Babu (2009), a malha foi criada com uma região mais fina (elementos menores, portanto mais elementos) próximo à face de escavação, e uma região de malha mais grossa distante da face de escavação (elementos maiores, portanto, menos elementos), como indicado pela Figura 3.18.

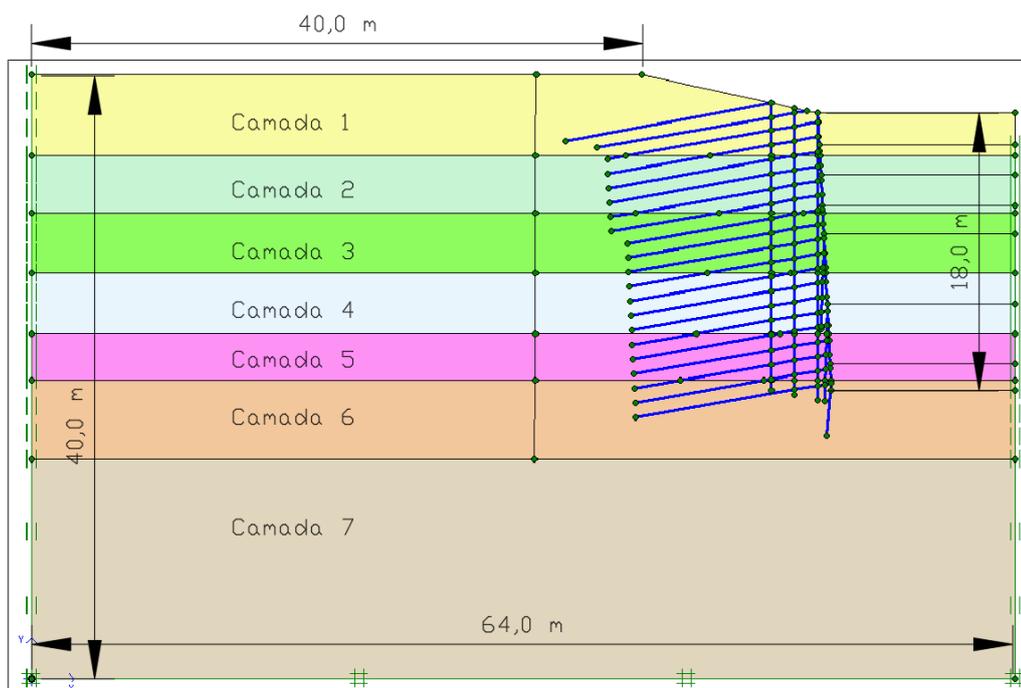


Figura 3.17 – Geometria do modelo numérico (Plaxis 2D)

A malha é composta por 2.744 elementos, 22.089 nós, e tamanho médio de elemento igual a 0,96 m. Os elementos são triangulares de 15 nós, e o modelo foi assumido como deformação plana.

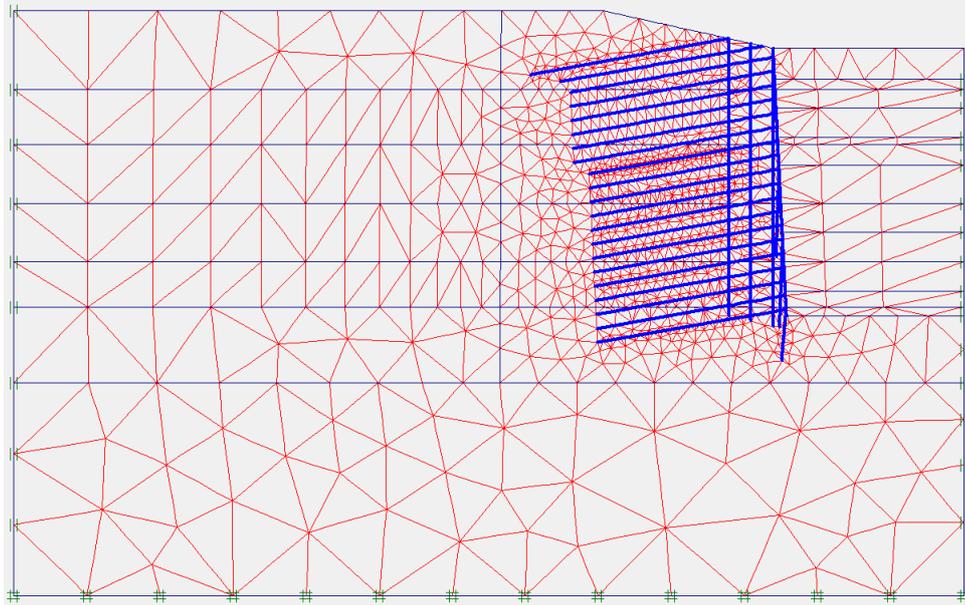


Figura 3.18 – Malha utilizada no Modelo (Plaxis 2D)

O modelo constitutivo utilizado foi o de Mohr-Coulomb, como indicado na Metodologia.

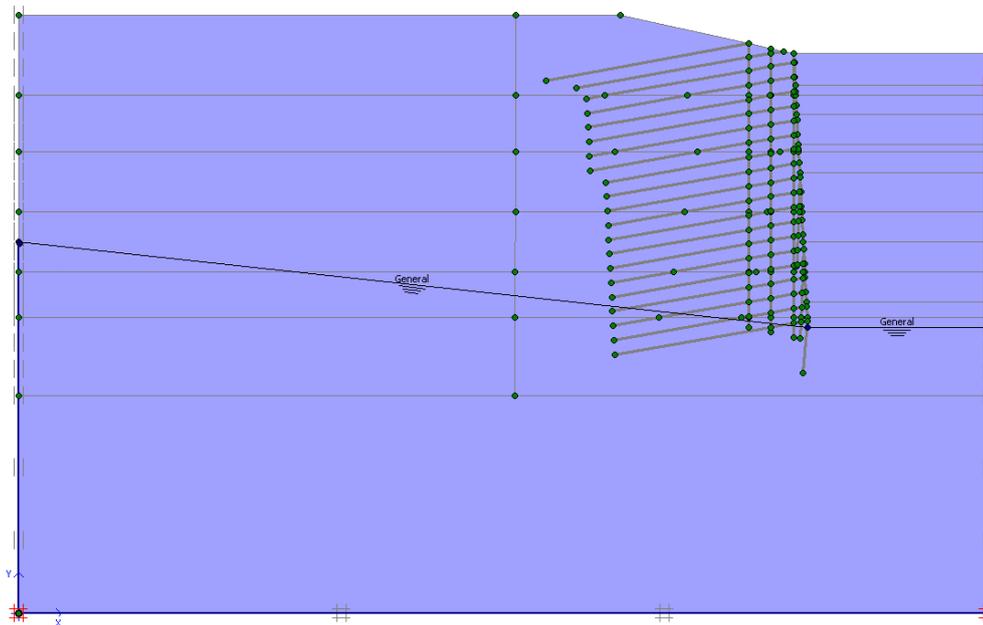


Figura 3.19 – Nível freático considerado nos cálculos

O nível freático foi considerado estático, considerando o rebaixamento ocorrido para a realização da obra. A Figura 3.19 ilustra o posicionamento do nível freático, variando do nível inicial obtido por SPT até o fundo da escavação. Dois motivos principais não tornaram possível

a simulação do rebaixamento freático conforme o andamento da obra. O primeiro é devido à pequena influência do rebaixamento em cada etapa nos resultados dos deslocamentos calculados. O segundo é devido a uma limitação do software, que não permite a simulação de tal rebaixamento de forma simplificada.

A escavação foi simulada em 9 etapas consecutivas, de aproximadamente 2,0 metros de escavação cada, como indicado pela Figura 3.20.

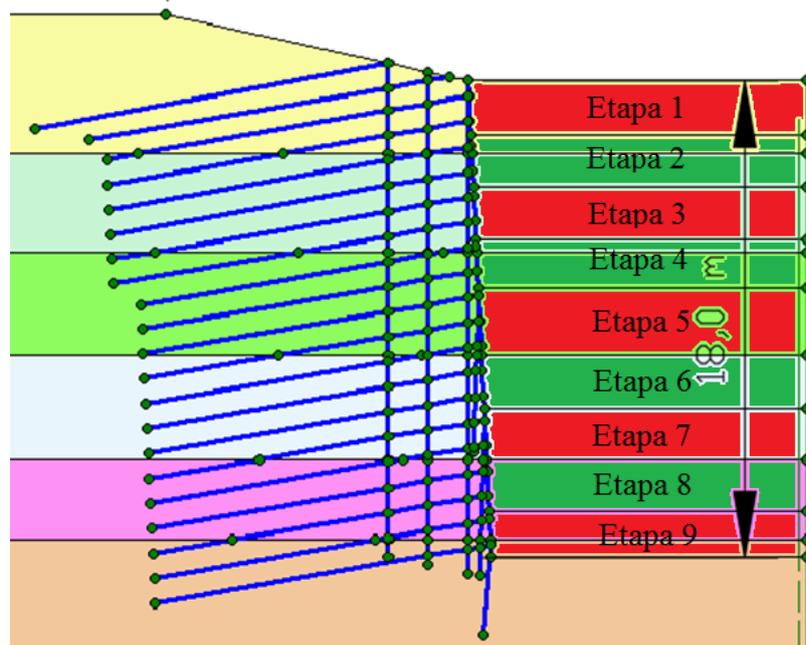


Figura 3.20 – Etapas construtivas simuladas

3.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARAMÉTRICA

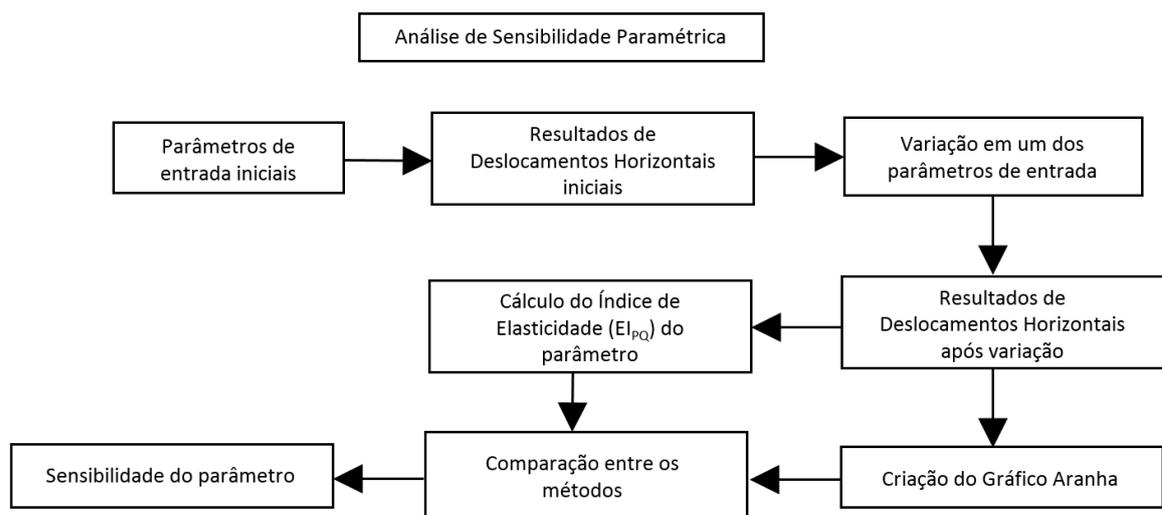


Figura 3.21 – Fluxograma da metodologia simplificada para análise de sensibilidade paramétrica

Nesta etapa foram realizados os cálculos para exclusão dos parâmetros que pouco influenciam os resultados de deformação horizontal, além de aproximar os resultados obtidos nas simulações dos resultados obtidos pelos instrumentos na obra (processo de calibração).

Para isso, foram realizadas análises de sensibilidade paramétrica nos parâmetros de entrada, utilizando cálculo do Índice de Elasticidade (EI_{PQ}) e Gráficos Aranha, mencionados no item 2.3.3. Os parâmetros mais sensíveis são utilizados na calibração, enquanto os menos sensíveis são mantidos constantes.

3.3.1. EXCLUINDO PARÂMETROS COM POUCA INFLUÊNCIA NOS RESULTADOS

Da Tabela 3.4 temos que o número total de parâmetros de entrada que influenciam os resultados no modelo é de 42 (7 camadas, 6 parâmetros por camada). Os parâmetros da camada 7 foram retirados do estudo de sensibilidade, uma vez que já são parâmetros considerados muito rígidos. Cada parâmetro de entrada exerce influência nos valores de saída, sendo eles tensões, deformações, deslocamentos, Fator de Segurança, entre outros. Para a calibração do modelo foi necessário utilizar os dados obtidos em campo, ou seja, os valores obtidos pela leitura dos inclinômetros e ensaios de arrancamento da obra.

Foi importante identificar quais parâmetros eram de interesse para a calibração do modelo, ou seja, quais parâmetros tinham maior peso e influência nos resultados de deslocamentos. Devido à grande quantidade de parâmetros, a eliminação de parâmetros com pequena influência nos resultados foram de grande economia para o processo de cálculo computacional e para o engenheiro responsável pela calibração.

Para tanto, utilizou-se as equações (32) e (34) e assim obteve-se para cada parâmetro envolvido o índice de sensibilidade SI_{PQ} e o EI_{PQ} . Com estes valores foi possível comparar como cada parâmetro influenciou o resultado da análise.

Como o grau de incerteza dos parâmetros utilizados era bastante elevado, foi necessário variar os parâmetros dentro de largas faixas de valores.

A Tabela 3-5 mostra a faixa de variação adotada para determinação de diferentes índices de elasticidade.

Os valores utilizados em cada variação paramétrica estão descritos na Tabela 5.1 no ANEXO A.

Uma vez que os deslocamentos constatados em obra são muito pequenos, o ajuste paramétrico se deu em largas faixas de valores.

Tabela 3.5 – Variação paramétrica para determinação de diferentes índices de elasticidade

Parâmetro	Variação do Valor Adotado (em %)		
Ângulo de Atrito (ϕ')	-20	0	+20
Coesão (c')	-20	0	+20
Módulo de Young (E)	-20	0	+20
Coefficiente de Poison (ν)	-20	0	+20
Coef. de empuxo no repouso (K_0)	-30	0	+10
Peso Específico	-3	0	+3

Os deslocamentos utilizados na análise são os localizados a 3m, 9m, 15m e 18m de profundidade, coincidentes com a posição do inclinômetro em planta (aproximadamente 0,30 m atrás da face de escavação), ao fim da escavação.

Ao total foram realizados 108 cálculos, obtendo 324 índices de elasticidade ao final. Com isso, foi possível identificar quais parâmetros influenciaram cada resultado de deslocamento nas profundidades supracitadas de forma mais contundente, e o ajuste foi realizado apenas nestes parâmetros.

A partir do resultado de tais análises, foi possível determinar quais parâmetros eram de maior importância relativa para o caso estudado, o que pode auxiliar outras pesquisas em solo grampeado a realizar ajustes de forma mais rápida.

3.4. PROCESSO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO

Após a exclusão de parâmetros irrelevantes prosseguiu-se para o ajuste do modelo. Com os parâmetros relevantes foram construídos gráficos de aranha, como explicado pela Figura 2.39, a fim de retroanalisar o modelo.

Com os gráficos estimou-se em quanto cada parâmetro deveria ser alterado a fim de encontrar resultados semelhantes aos observados na obra.

Devido à semelhança com o procedimento realizado por Finno e Calvello, 2005, descritos no subcapítulo “2.3.2.6 - Modelagem inversa e método observacional de solo atirantado”, valores elevados de módulo de Young (E) eram esperados, mesmo quando comparado com os valores iniciais estimados, podendo os valores nas camadas mais profundas serem ainda mais elevadas, como uma forma de compensar as restrições que existem na situação tridimensional

e que não estão presentes na simulação bidimensional. A metodologia, relativamente simples, está indicada pelo fluxograma da Figura 3.22.

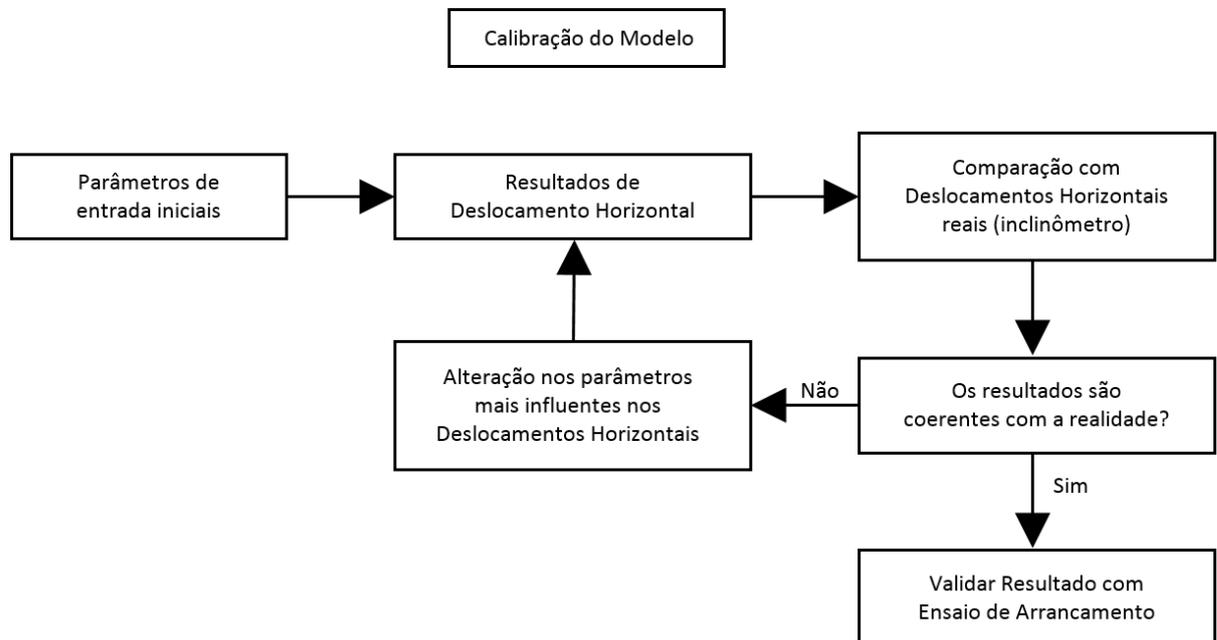


Figura 3.22 – Fluxograma simplificado de metodologia da calibração do modelo

Calibrado o modelo, verificou-se se os ensaios de arrancamento disponibilizados estavam coerentes com o modelo. Para isso, um elemento de viga embutida (“*embedded beam*”) foi utilizado na seção mais crítica do modelo tridimensional (como mencionado mais adiante), e as tensões atuantes na interface solo-grampo foram verificadas. Caso estas tensões fossem menores do que as previstas pelo ensaio de arrancamento, então o modelo que utiliza apenas elemento de viga estaria coerente com a realidade. O modelo que utiliza viga embutida só se comporta de forma diferente em relação ao que utiliza viga se as tensões de interface ultrapassam o valor limite estipulado previamente, quando ocorre a plastificação de alguns pontos na interface.

São cinco ensaios de arrancamento no total, sendo dois realizados no dia 12 de março de 2011, a 6,0 m de profundidade, e três realizados no dia 13 de abril, a 9,0 m de profundidade.

3.5. CONFERINDO A VALIDADE DO MODELO A PARTIR DE MODELO TRIDIMENSIONAL

Utilizando os parâmetros calibrados das etapas anteriores, a validade do modelo foi verificada utilizando um modelo tridimensional.

3.5.1. GEOMETRIA E MALHA DO MODELO NUMÉRICO (3D)

O software utilizado para simulação da escavação tridimensional foi o Plaxis 3D.

A partir da Figura 3.23, até a Figura 3.26, a geometria e a malha do modelo tridimensional são identificadas. A Figura 3.28 identifica o nível d'água estático utilizado nas simulações.

A malha do modelo tridimensional possui um total de 454.323 elementos, 611.084 nós. Os elementos são tetraedros de dez nós.

Utilizando os valores paramétricos obtidos anteriormente, o modelo tridimensional permitiu identificar se houve de fato a calibração do modelo.

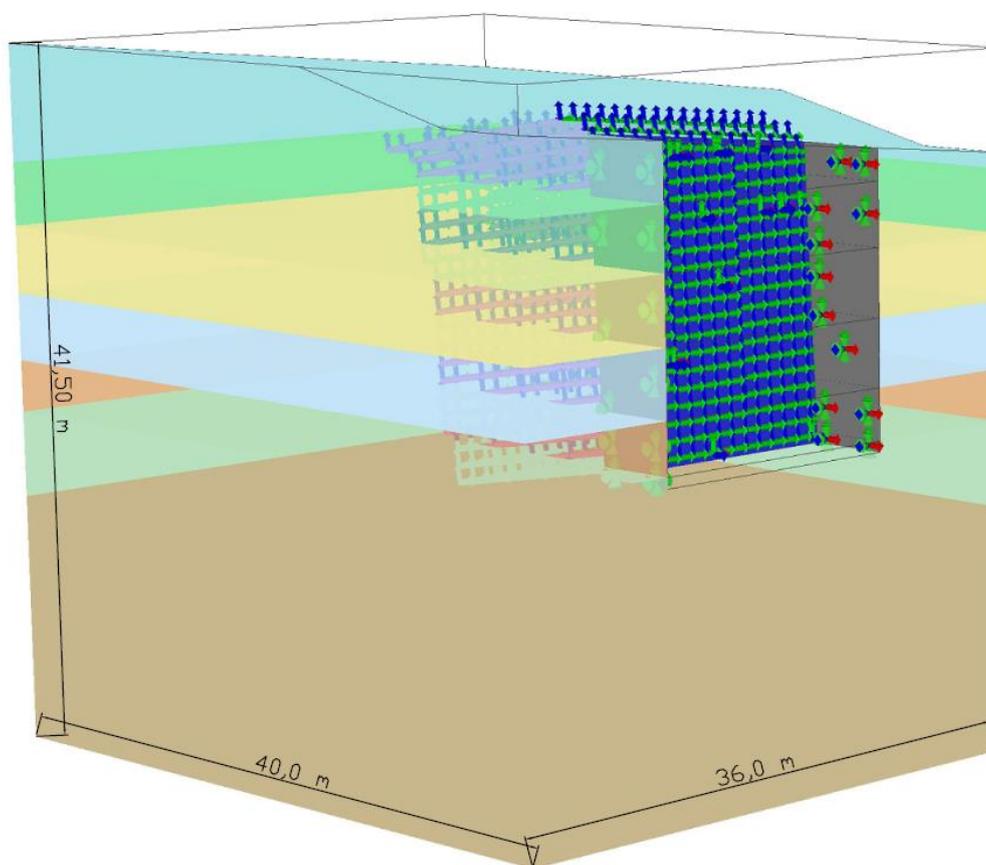


Figura 3.23 – Geometria do modelo tridimensional

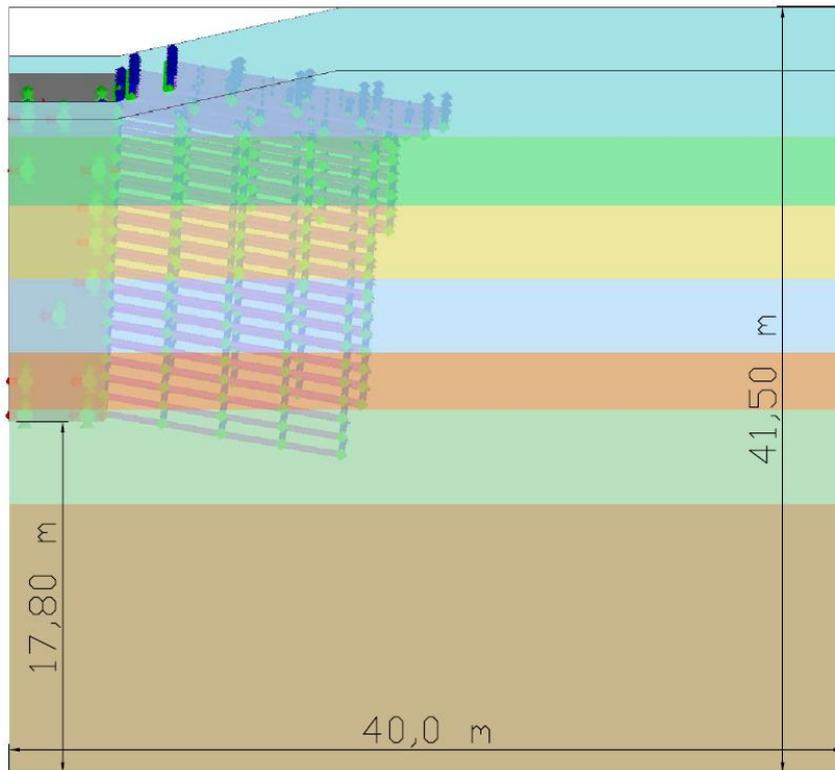


Figura 3.24 – Vista lateral do modelo tridimensional

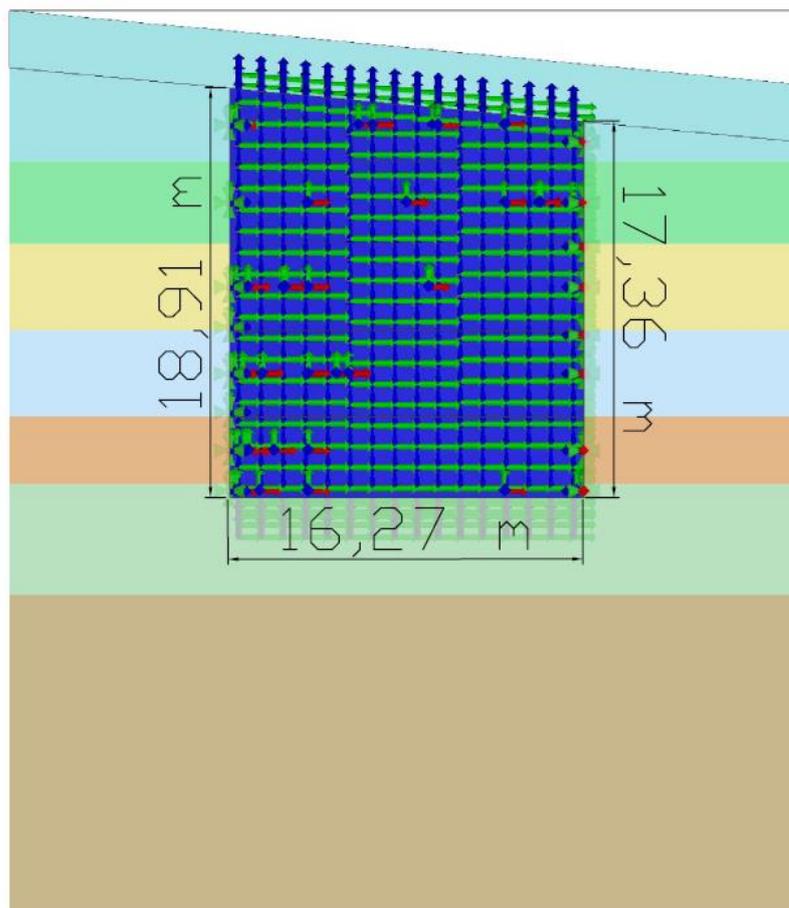


Figura 3.25 – Vista frontal do modelo tridimensional

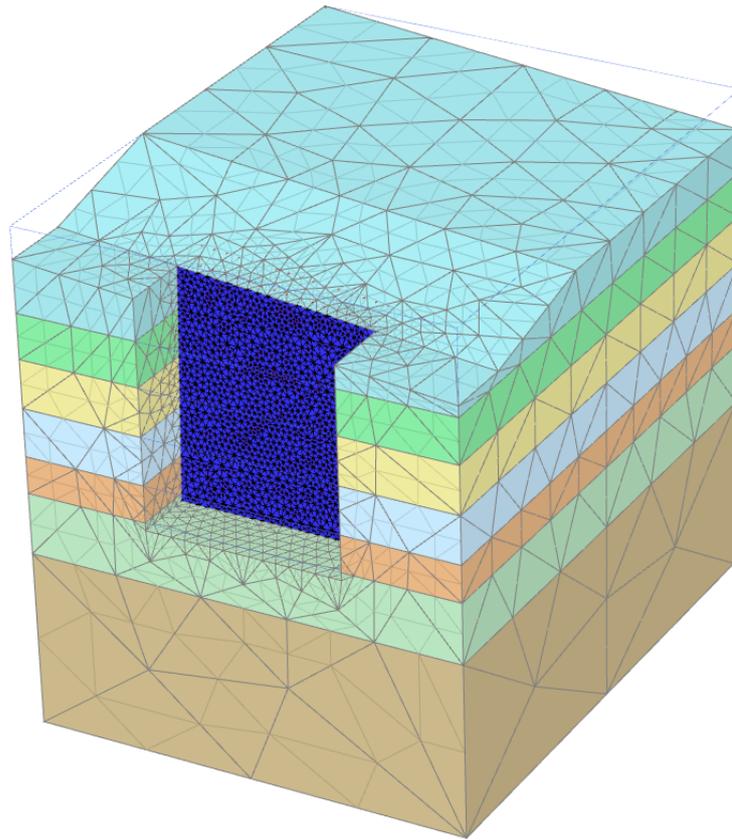


Figura 3.26 – Malha do modelo tridimensional

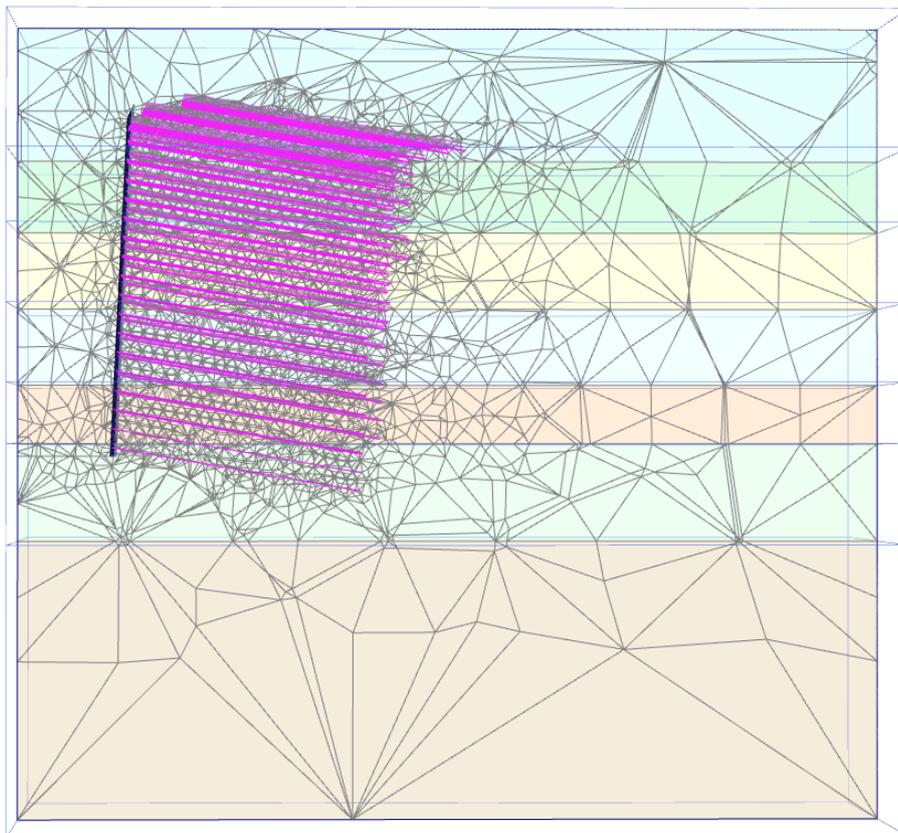


Figura 3.27 – Corte com elementos do modelo tridimensional

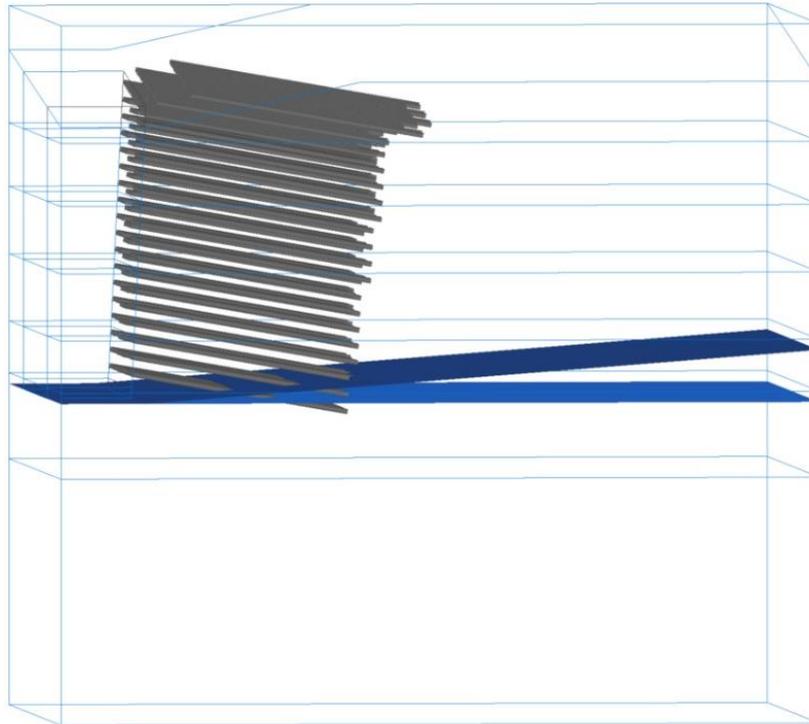


Figura 3.28 – Nível d’água estático utilizado no modelo

Os elementos utilizados para simulação dos elementos de grampo e inclusões verticais foram elementos de viga (*beam*), o elemento da face de escavação foi elemento de placa (*plate*).

Os parâmetros utilizados nestes elementos estão na Tabela 3.6

Tabela 3.6 – Parâmetros utilizados nos elementos de viga (grampos e injeções) e de placa (concreto projetado da face de escavação)

Parâmetros dos grampos e injeções	
Área (m ²)	4,6.10 ⁻³
E (GPa)	30
I ₂ =I ₃ (m ⁴)	1,7.10 ⁻⁶
Parâmetros do concreto projetado	
d (m)	0,07
E ₁ =E ₂ (GPa)	28

3.6. VERIFICAÇÃO COM ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Para verificação da validade do modelo utilizando o ensaio de arrancamento foi utilizado um modelo com elementos de viga embutida (“*embedded beam*”) na seção mais solicitada do projeto. Tal elemento considera a interface entre os elementos de solo e o elemento de viga.

Foi adicionado então um limite de tensão cisalhante de interface que, basicamente, plastifica os pontos na interface que alcançarem tal limite de tensão. O limite será dado pelos valores obtidos no ensaio de arrancamento como demonstrado na Tabela 3.1.

A observação mais importante nesta etapa foi a quantidade de pontos plastificados nas interfaces, dados pela força denominada de T_{skin} , que nada mais é que a força atuante na interface entre solo e grampo. Quanto mais pontos plastificados, maior é a imprecisão ao se utilizar elemento de viga (sem interface), uma vez que este elemento não considera este tipo de plastificação, que ocorre de fato em campo. Por outro lado, quando poucos pontos estão plastificados, significa que o elemento de viga estará se comportando de forma semelhante ao elemento de viga embutida, e, portanto, tendendo ao comportamento real da obra.

3.7. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 2D E 3D

A comparação entre os modelos 2D e 3D foi feita com base nos deslocamentos horizontais máximos obtidos em cada etapa da simulação, ou seja, em cada etapa da escavação. Compatibilizou-se, então, os deslocamentos horizontais no modelo 3D com o que ocorre em campo. Isto foi feito a partir da calibração do modelo, bem descrita no item 3.4. Para fins de comparação, alguns princípios foram levados em conta.

O primeiro princípio considerado foi o exposto pela equação 40, que basicamente define que os modelos bi e tridimensionais apresentarão resultados iguais quando a largura da escavação for infinita.

$$\lim_{L \rightarrow \infty} \frac{H}{L} = 0 \quad (40)$$

O segundo princípio considera que, existindo restrições laterais no sentido da escavação (como no estudo de caso), o modelo tridimensional deverá resultar em deslocamentos horizontais menores do que os deslocamentos calculados pelo modelo bidimensional.

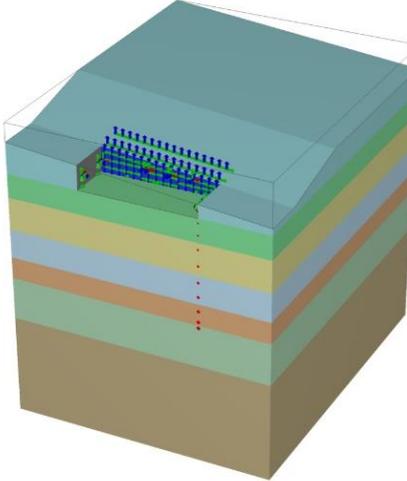
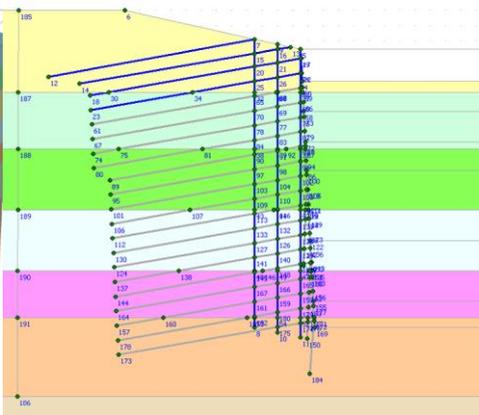
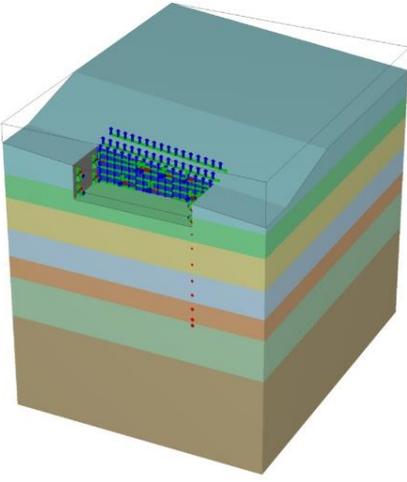
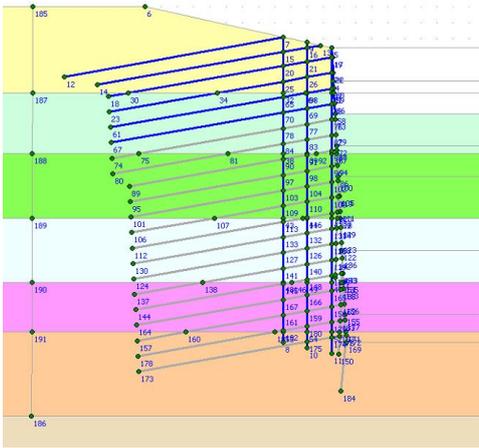
Por conseguinte, ao calcular um deslocamento horizontal em um modelo bidimensional considerando deformações planas, o modelo produzirá um resultado superestimado quando comparado a um modelo tridimensional, fato este observado nas simulações. É feita a hipótese que um fator de redução pode aproximar tais valores para valores mais realistas.

Como o interesse maior recai sobre o deslocamento horizontal máximo no talude, a comparação é feita relacionando o Deslocamento Máximo Horizontal calculado pelo modelo 3D (DMH_{3D}) pelo Deslocamento Máximo Horizontal calculado pelo modelo 2D (DMH_{2D}). Desta forma, define-se o Fator de Redução (FR), equação 41.

$$FR = \frac{DMH_{3D}}{DMH_{2D}} \quad (41)$$

A Tabela 3.7 ilustra as etapas de escavação comparadas entre os dois modelos e a respectiva relação H/L, em que H é a profundidade de escavação da etapa analisada, e L é a largura da escavação, constante e igual a 16,27 m como ilustrado na Figura 3.25.

Tabela 3.7 – Modelos 3D e 2D utilizados nas análises comparativas e respectiva relação Altura/Largura (H/L) da escavação

Etapa	Modelo 3D	Modelo 2D	Relação H/L
1			0,129
2			0,252

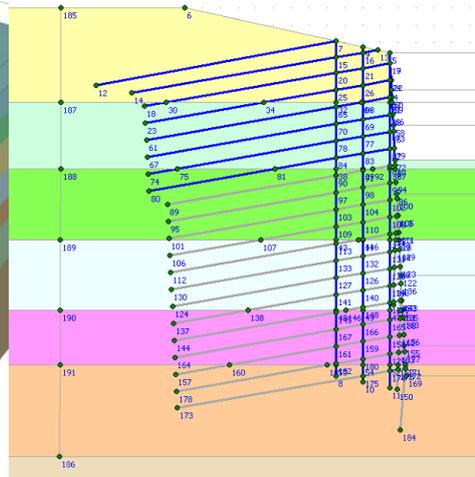
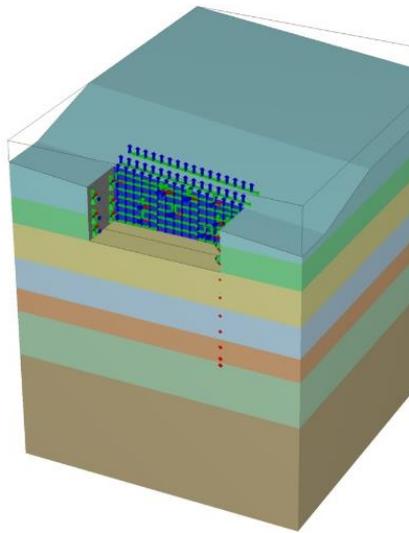
Etapa

Modelo 3D

Modelo 2D

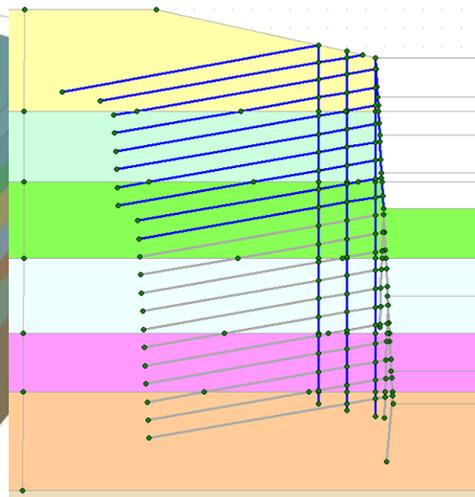
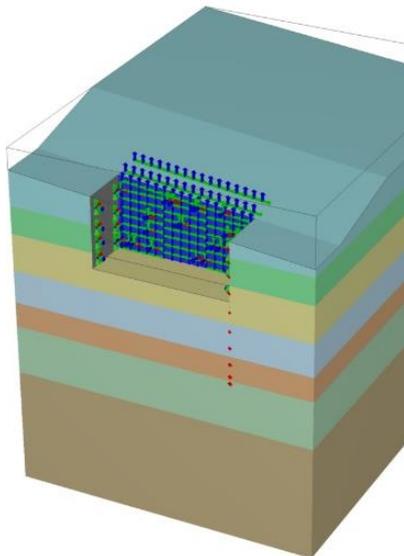
Relação H/L

3



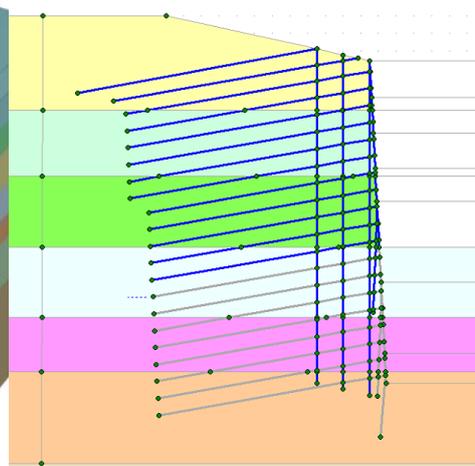
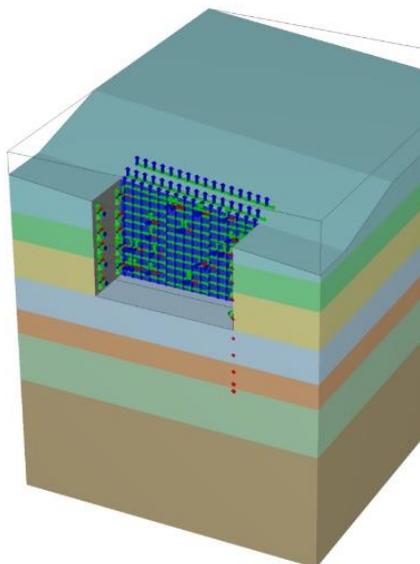
0,375

4



0,492

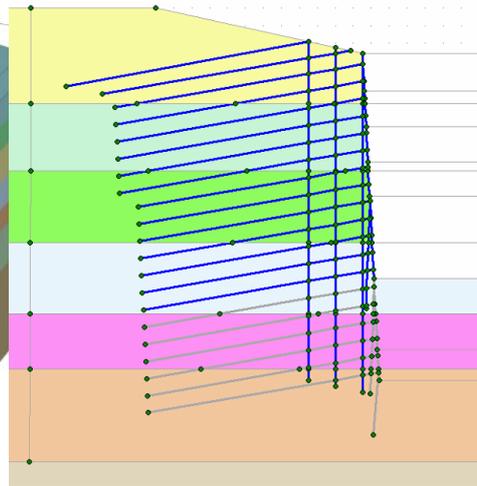
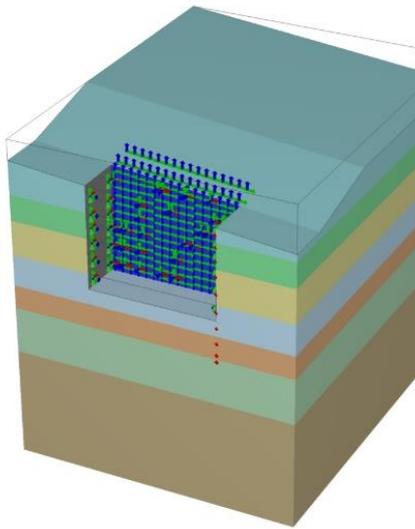
5



0,652

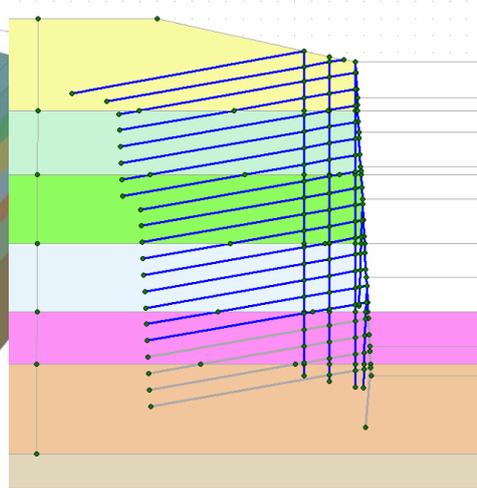
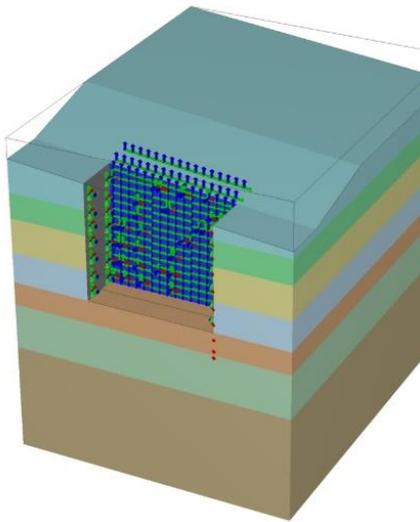
Etapa	Modelo 3D	Modelo 2D	Relação H/L
-------	-----------	-----------	-------------

6



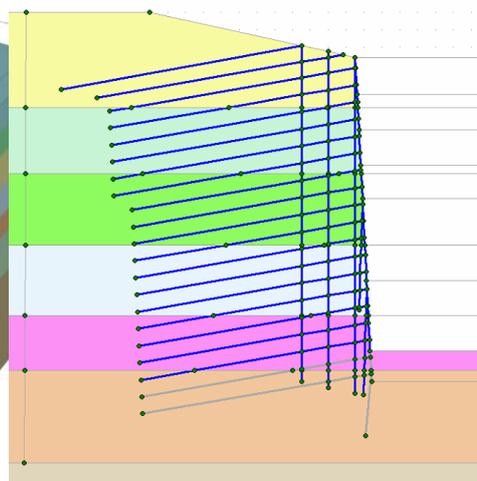
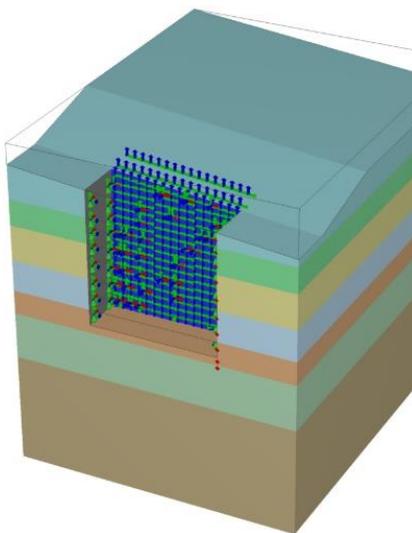
0,774

7

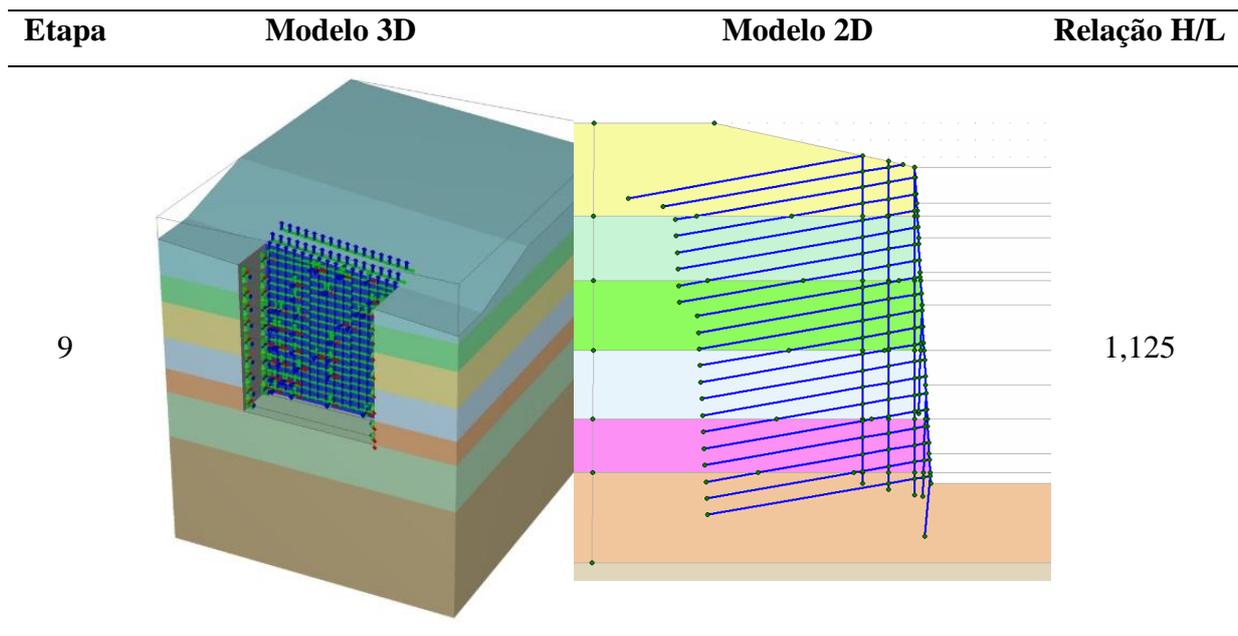


0,897

8



1,020



Feitas as devidas comparações entre os modelos 2D e 3D com os parâmetros calibrados, seguiu-se diversas outras comparações alternando os valores de módulo de Young, desde valores baixos de $\bar{E} = 25MPa$ até valores mais altos, de $\bar{E} = 500MPa$, em que \bar{E} é o módulo de Young médio do maciço, como demonstra a Tabela 3.8. Isto possibilitou a criação de uma nuvem de pontos que permitiu melhor entendimento do comportamento 2D e 3D quando calculando um mesmo problema.

Tabela 3.8 – Variação no módulo de Young para melhor comparação entre os modelos 2D e 3D

Camada	$E_{médio}$ (MPa)					
	25	50	100	150	200	500
Módulo de Young (E) de cada camada (MPa)						
1	16	31	62	94	125	312
2	19	38	75	113	151	376
3	21	42	85	127	169	424
4	24	47	94	141	188	471
5	26	52	105	157	209	524
6	29	58	116	175	233	582
7	35	70	140	210	280	700

3.8. INFLUÊNCIA DAS INCLUSÕES VERTICAIS

Nesta etapa, foi realizada a verificação da influência das inclusões verticais nos deslocamentos. Para isto, foi utilizado um modelo tridimensional (3D) com geometria diferente

daquela utilizada inicialmente, como indicado pela Figura 3.29. Isto se deu graças à impossibilidade computacional de simular uma geometria tão complexa e com ainda mais elementos. A inserção de inclusões verticais no programa gerou muitos elementos, muito pequenos para a análise numérica. O trecho central da obra (cerca de 4 m de largura) foi escolhido para representar o efeito das inclusões verticais.

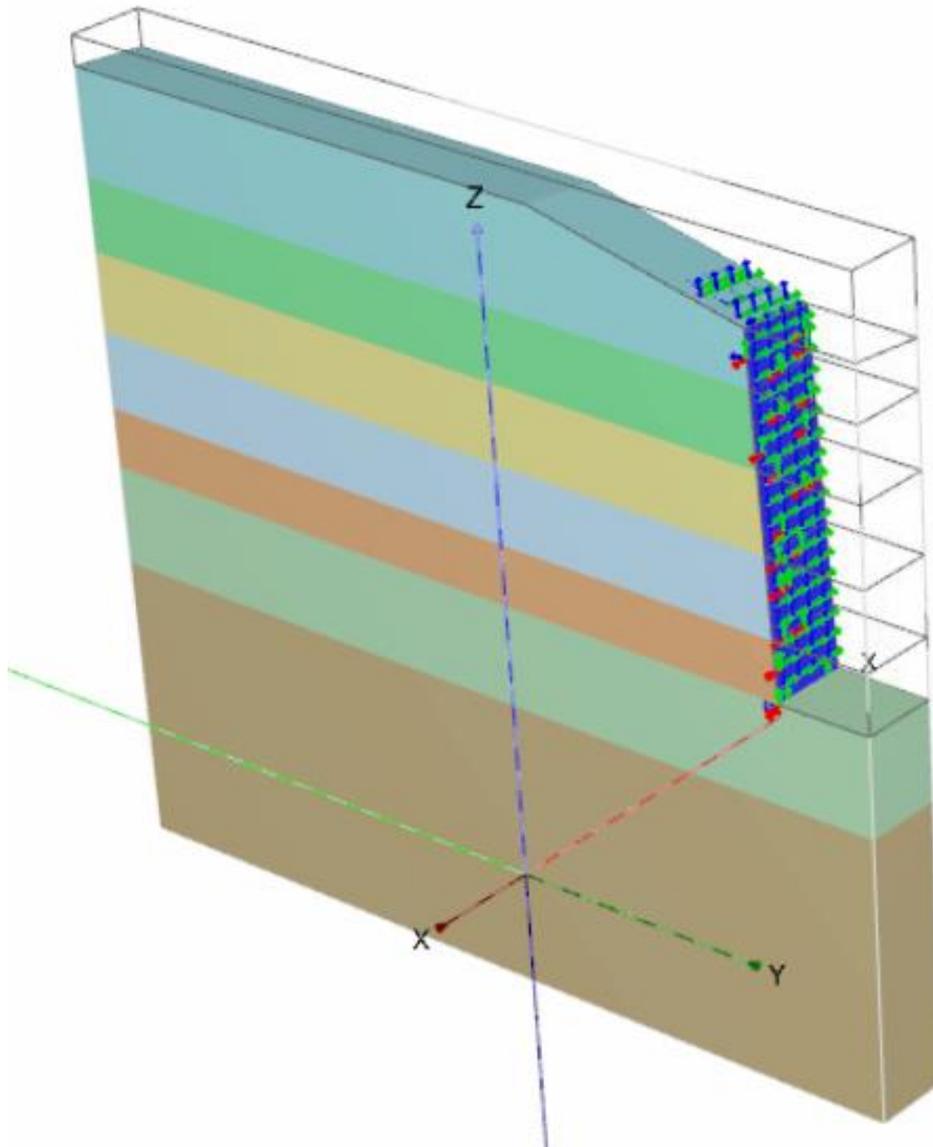


Figura 3.29 – Geometria adaptada: trecho central da obra utilizado para simulação das inclusões verticais

O interesse maior era obter a influência das inclusões verticais no Deslocamento Horizontal Máximo (DHM), além de determinar a influência nos DHM durante a construção.

A metodologia consistiu, basicamente, de simular o problema considerando uma fileira de inclusões verticais, duas fileiras, três fileiras, e, por fim, sem considerá-las, com base nos

parâmetros já calibrados do solo. A Figura 3.30 ilustra o modelo considerando a influência das três fileiras de inclusões verticais.

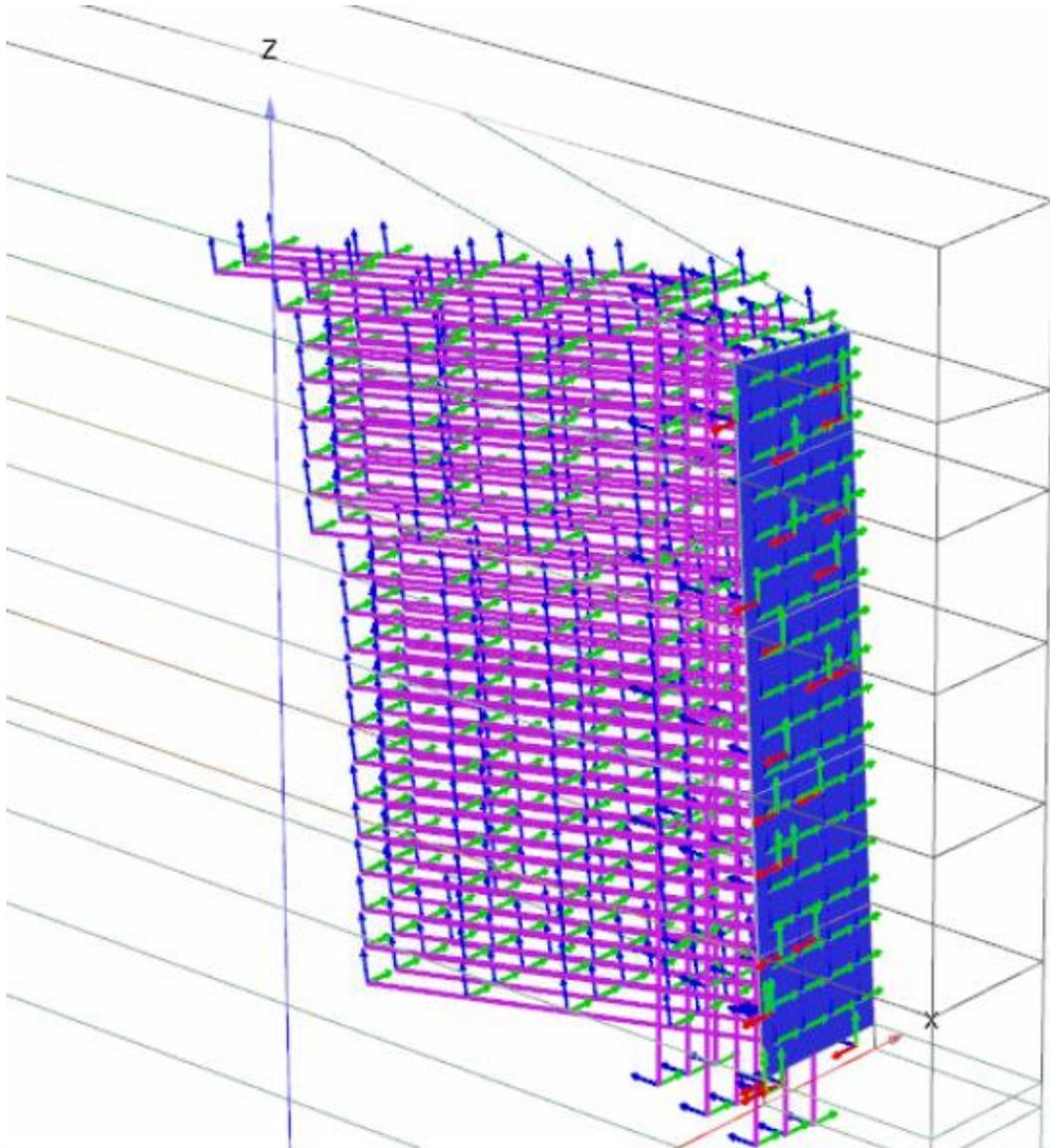


Figura 3.30 – Modelo considerando a influência das três fileiras de inclusões verticais

O resultado utilizado para análise foi o DHM. Hipoteticamente, o uso de inclusões verticais deveria diminuir os deslocamentos horizontais calculados. A Figura 3.31 indica o modelo desconsiderando as inclusões verticais

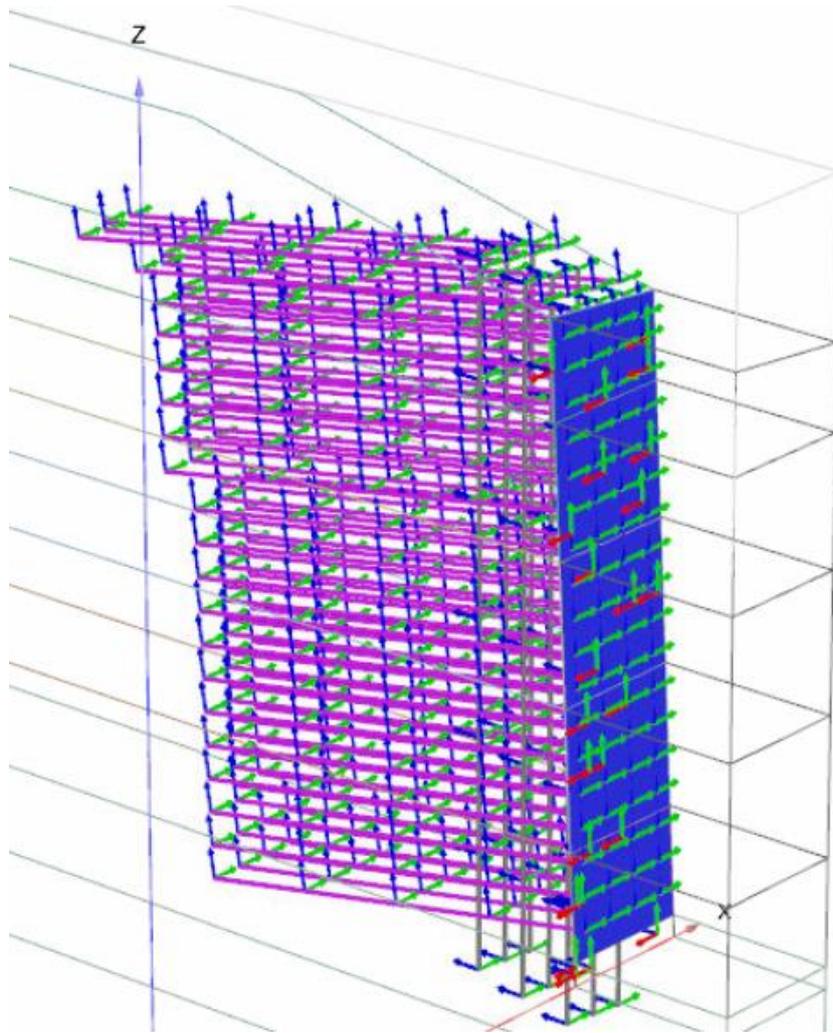


Figura 3.31 – Modelo desconsiderando a influência das inclusões verticais

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo serão expostos os resultados obtidos nas etapas de cálculo e realizadas análises importantes acerca do tema.

4.1. SIMULAÇÃO UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (2D)

Como mencionado no capítulo de metodologia, neste item serão expostos os resultados das simulações utilizando MEF, por meio do software Plaxis 2D.

4.1.1. SIMULAÇÃO INICIAL UTILIZANDO PROPOSTA DE SINGH E BABU (2009)

A partir dos parâmetros descritos na Tabela 3.4, e utilizando a geometria, malha e nível freático descritos pela metodologia, foram obtidos os resultados da primeira análise bidimensional do solo grampeado do estudo de caso.

Ao fim da escavação, os valores de deslocamento horizontal na mesma posição em que se localiza o inclinômetro em campo são os indicados pelo gráfico da Figura 4.1.

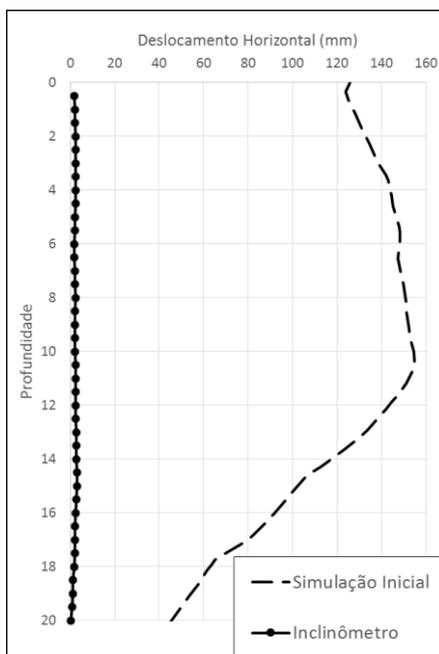


Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais (mm) calculados pelo método numérico e da leitura do inclinômetro

A Figura 4.2 ilustra o resultado dos deslocamentos horizontais, em que cada cor representa uma faixa de valores, indicado pela legenda à direita da figura.

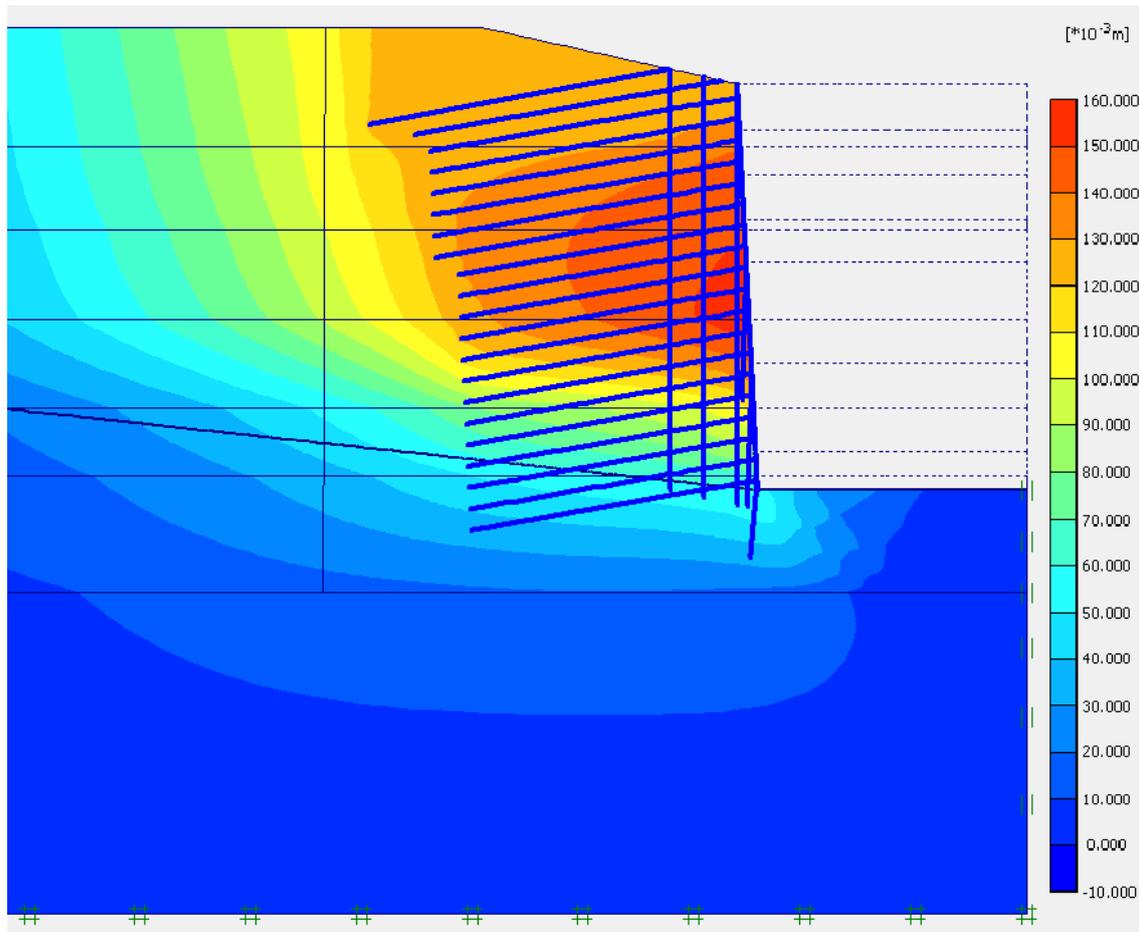


Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais (mm) obtidos na análise numérica 2D

A Figura 4.1 indica a discrepância entre o calculado e o medido em campo. É necessário recorrer a métodos de análise de sensibilidade paramétrica para determinar quais parâmetros estão influenciando os deslocamentos.

4.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARAMÉTRICA

4.2.1. GRÁFICOS ARANHA

As análises de sensibilidade indicaram que apenas alguns parâmetros realmente são de importância significativa para os deslocamentos horizontais. Os resultados exibidos em forma de gráfico de aranha são bastante esclarecedores para a análise. Os resultados estão dispostos nos gráficos das Figura 4.3 a Figura 4.6, em que as linhas azuis representam os parâmetros que

não exercem influência significativa nos resultados, e as linhas pretas representam os parâmetros de maior influência, indicados nas legendas.

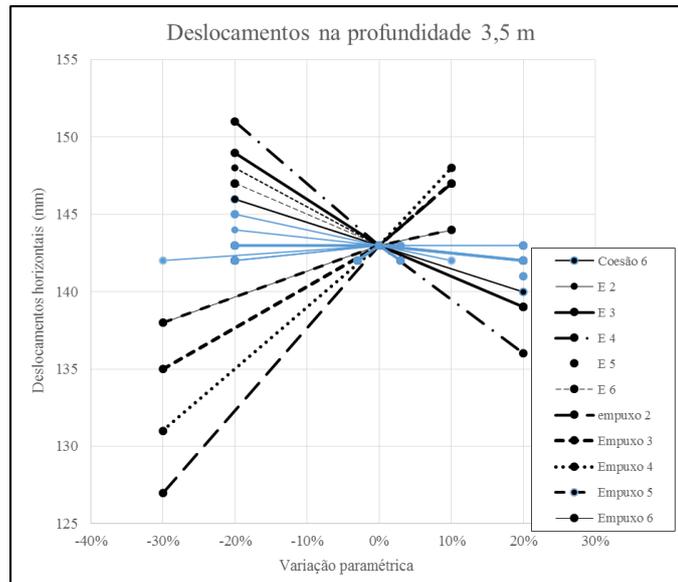


Figura 4.3 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 3,5 m

Observou-se grande importância nos seguintes parâmetros: Coesão da camada 6; Módulo de Young das camadas 2, 3, 4, 5 e 6; Coeficiente de empuxo no repouso das camadas 2, 3, 4, 5 e 6. Do total de 42 parâmetros, portanto, é mais eficiente realizar alterações em apenas 11 para calibrar o modelo na profundidade de 3,5 m.

Muito relevantes são os parâmetros de coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e de módulo de Young (E) de praticamente todas as camadas para realização da calibração do modelo nesta profundidade.

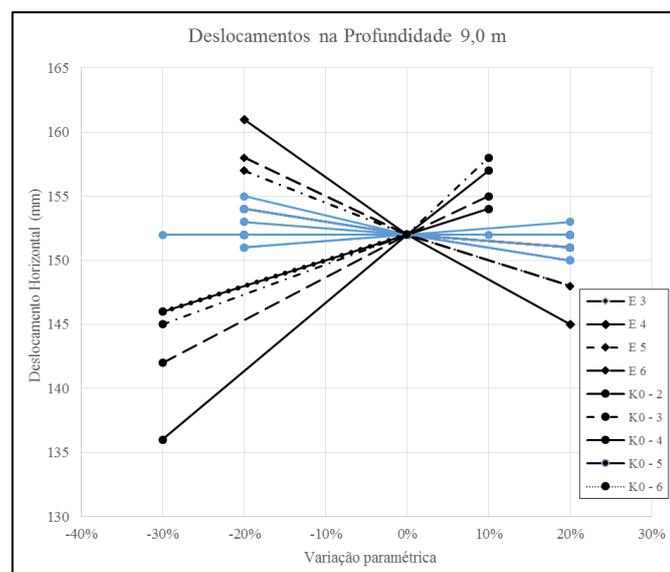


Figura 4.4 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 9,0 m

Já na análise do gráfico aranha para a profundidade de 9,0 m nota-se, novamente, a importância relativa dos parâmetros de módulo de Young e coeficiente de empuxo no repouso. Estes parâmetros nas camadas 3, 4, 5 e 6 exercem grande influência no resultado final da simulação para deslocamentos horizontais nesta profundidade. Além desses, o K_0 da camada 2 também se mostrou relativamente importante.

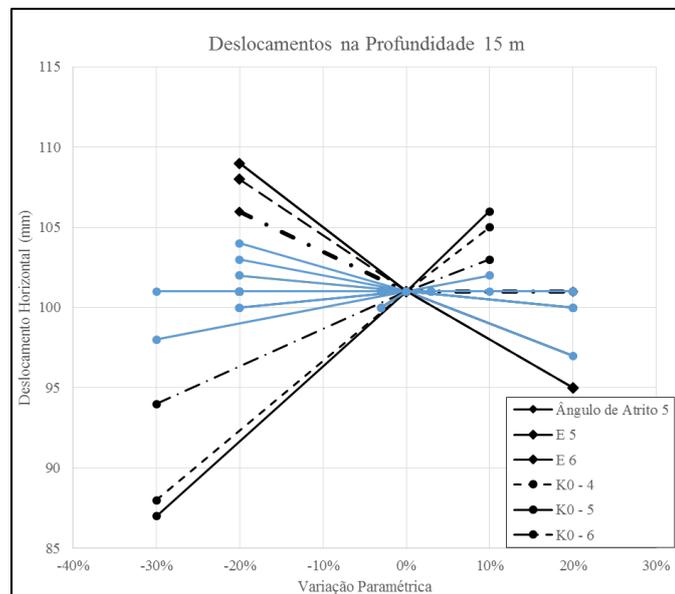


Figura 4.5 – Gráfico aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 15,0 m

Quanto mais profundo o ponto analisado, menos parâmetros influenciam os deslocamentos horizontais. Na profundidade de 15 m, apenas 6 parâmetros apresentaram peso significativo nos resultados de deslocamentos horizontais. Novamente os coeficientes de empuxo no repouso das camadas 4, 5 e 6 se destacaram, assim como os módulos de Young das camadas 5 e 6. Além disso, o ângulo de atrito da camada 5 apresentou certa influência.

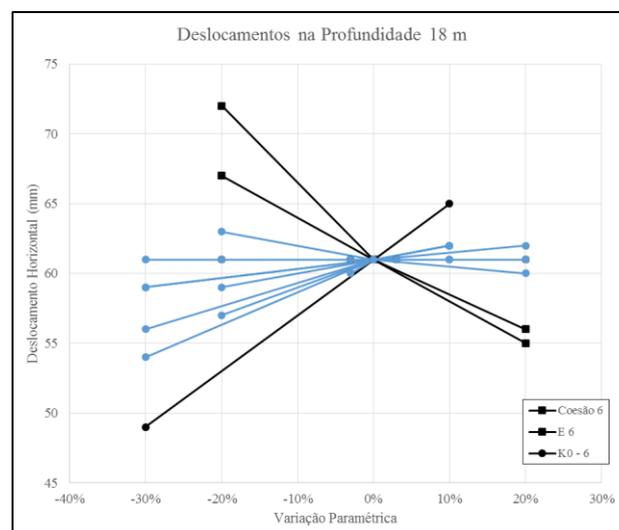


Figura 4.6 – Gráfico Aranha de sensibilidade paramétrica para a profundidade de 18,0 m

A tendência continuou verdadeira para a profundidade de 18,0 m: quanto mais profundo o ponto analisado, menos parâmetros influenciam de forma significativa os deslocamentos horizontais. Nesta profundidade, apenas 3 parâmetros afetam significativamente os deslocamentos horizontais, sendo eles a coesão (c) da camada 6, o módulo de Young da Camada 6, e o coeficiente de empuxo de repouso (K_0) da camada 6.

4.2.2. ÍNDICE DE ELASTICIDADE (El_{PQ})

A Tabela 4.1 apresenta os índices de elasticidade dos parâmetros em diferentes profundidades em ordem decrescente, ou seja, os parâmetros mais influentes nos deslocamentos horizontais estão localizados na parte superior da tabela.

Os resultados apresentam semelhanças com o obtido por meio dos gráficos aranha. A comparação entre os dois métodos está apresentada de forma resumida na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Índices de Elasticidade dos parâmetros em diferentes profundidades

3,5 m			9 m			15 m			18 m		
Parâmetro	Camada	El_{PQ}									
K0	2	0,3263	K0	4	0,3399	K0	5	0,4785	K0	6	0,6557
K0	4	0,3147	K0	3	0,2741	K0	4	0,4125	E	6	0,5738
γ	5	0,2331	K0	2	0,2083	φ'	5	0,2970	c'	6	0,4508
γ	6	0,2331	E	4	0,2056	E	6	0,2723	K0	5	0,2732
K0	3	0,2331	φ'	6	0,1645	E	5	0,2475	γ	3	0,2732
γ	2	0,2331	E	3	0,1316	K0	6	0,2145	K0	4	0,2186
γ	3	0,2331	E	6	0,1316	γ	1	0,1650	φ'	5	0,1639
γ	4	0,2331	K0	5	0,1316	γ	2	0,1650	K0	3	0,1366
E	4	0,2010	K0	6	0,1316	γ	3	0,1650	v	6	0,1230
φ'	6	0,1748	E	5	0,1151	c'	5	0,1485	φ'	6	0,1054
E	3	0,1399	γ	1	0,1096	c'	6	0,1485	E	3	0,1025
γ	1	0,1166	γ	2	0,1096	K0	2	0,0990	K0	2	0,0546
E	5	0,1049	γ	3	0,1096	K0	3	0,0990	φ'	1	0,0000
c'	6	0,1049	c'	6	0,0822	E	3	0,0619	φ'	2	0,0000
E	6	0,1049	φ'	3	0,0658	v	5	0,0495	φ'	3	0,0000
K0	5	0,0932	φ'	5	0,0493	φ'	4	0,0495	φ'	4	0,0000
K0	6	0,0932	E	2	0,0493	φ'	6	0,0495	c'	1	0,0000
E	2	0,0874	c'	3	0,0493	E	2	0,0371	c'	2	0,0000
v	3	0,0699	v	3	0,0329	v	6	0,0248	c'	3	0,0000
K0	1	0,0466	v	5	0,0329	v	4	0,0248	c'	4	0,0000
φ'	2	0,0350	φ'	4	0,0329	c'	4	0,0248	c'	5	0,0000
φ'	5	0,0350	v	4	0,0329	φ'	1	0,0000	E	1	0,0000
v	5	0,0350	c'	5	0,0329	φ'	2	0,0000	E	2	0,0000
v	6	0,0350	v	6	0,0164	φ'	3	0,0000	E	4	0,0000
φ'	1	0,0350	c'	4	0,0164	c'	1	0,0000	E	5	0,0000
c'	1	0,0350	v	2	0,0164	c'	2	0,0000	v	1	0,0000
c'	2	0,0350	φ'	1	0,0000	c'	3	0,0000	v	2	0,0000
c'	4	0,0350	φ'	2	0,0000	E	1	0,0000	v	3	0,0000
v	1	0,0350	c'	1	0,0000	E	4	0,0000	v	4	0,0000
c'	5	0,0350	c'	2	0,0000	v	1	0,0000	v	5	0,0000
E	1	0,0262	E	1	0,0000	v	2	0,0000	K0	1	0,0000
φ'	4	0,0175	v	1	0,0000	v	3	0,0000	γ	1	0,0000
v	2	0,0175	K0	1	0,0000	K0	1	0,0000	γ	2	0,0000
v	4	0,0175	γ	4	0,0000	γ	4	0,0000	γ	4	0,0000
φ'	3	0,0175	γ	5	0,0000	γ	5	0,0000	γ	5	0,0000
c'	3	0,0175	γ	6	0,0000	γ	6	0,0000	γ	6	0,0000

4.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS MÉTODOS

Observando os resultados de índice de elasticidade percebe-se que os deslocamentos horizontais à profundidade de 3,5 m são bastante influenciados pelo peso específico do solo de todas as camadas, o que difere do apresentado pelos gráficos aranha. Além disso, o coeficiente de empuxo no repouso da camada 1, e o ângulo de atrito da camada 6 também apresentam influência significativa nos resultados de acordo com os índices de elasticidade.

Já os parâmetros que mais influenciam os deslocamentos horizontais à profundidade de 9,0 m apresentados pelos gráficos aranha e índice de elasticidade são os mesmos, com exceção do ângulo de atrito da camada 6, previsto pelo índice de elasticidade.

À profundidade de 15 m, ambos métodos indicam que os deslocamentos horizontais são influenciados pelos mesmos parâmetros indicados pelos gráficos de aranha, com a diferença que utilizando índice de elasticidade o peso específico das camadas 1, 2 e 3 também influenciam de forma significativa tais deslocamentos.

Ambos métodos indicam que o deslocamento horizontal à 18 m de profundidade é fortemente influenciado pelos parâmetros de coeficiente de empuxo de repouso, módulo de Young e coesão da camada 6. Utilizando o índice de elasticidade há ainda a previsão de influência dos parâmetros coeficiente de empuxo no repouso das camadas 4 e 5, peso específico da camada 3 e ângulo de atrito da camada 5.

Tabela 4.2 – Comparação entre os métodos de obtenção de sensibilidade paramétrica (Os parâmetros estão em ordem decrescente de influência)

Profundidade (m)	EI _{pQ}		Aranha	
	Parâmetro	Parâmetro	Parâmetro	Parâmetro
3,5 m	K0 - 2	K0 - 2	K0 - 2	K0 - 2
	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4
	γ - 5	E - 4	E - 4	E - 4
	γ - 6	K0 - 3	K0 - 3	K0 - 3
	K0 - 3	E - 3	E - 3	E - 3
	γ - 2	E - 5	E - 5	E - 5
	γ - 3	E - 6	E - 6	E - 6
	γ - 4	E - 2	E - 2	E - 2
	E - 4	c - 6	c - 6	c - 6
	φ' - 6			
	E - 3			
	γ - 1			
	E - 5			
	c - 6			
E - 6				
K0 - 1				
9 m	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4
	K0 - 3	E - 4	E - 4	E - 4
	K0 - 2	k0 - 2	k0 - 2	k0 - 2
	E - 4	K0 - 3	K0 - 3	K0 - 3
	φ' - 6	E - 3	E - 3	E - 3
	E - 3	E - 6	E - 6	E - 6
	E - 6	E - 5	E - 5	E - 5
	K0 - 5	K0 - 5	K0 - 5	K0 - 5
15 m	K0 - 5	K0 - 5	K0 - 5	K0 - 5
	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4	K0 - 4
	φ' - 5	E - 6	E - 6	E - 6
	E - 6	E - 5	E - 5	E - 5
	E - 5	φ' - 5	φ' - 5	φ' - 5
	K0 - 6	K0 - 6	K0 - 6	K0 - 6
18 m	γ - 1			
	γ - 2			
	γ - 3			
	K0 - 6	E - 6	E - 6	E - 6
	E - 6	K0 - 6	K0 - 6	K0 - 6

Legenda:	
Os dois métodos consideram que tais parâmetros são de grande influência nos deslocamentos horizontais	
Apenas um dos métodos considera que tais parâmetros são de grande influência nos deslocamentos horizontais	
K0; γ; E; c; φ' - Parâmetros Geotécnicos	
1, 2, 3, 4, 5, 6 - Diferentes camadas da estratigrafia	

Portanto, os parâmetros que serão mais alterados são os indicados pela Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros com muita e pouca influência nos resultados de deslocamentos horizontais no modelo numérico

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico – kN/m ³
Camada 1	x	x	x	x	x	✓
Camada 2	x	x	✓	x	✓	✓
Camada 3	x	x	✓	x	✓	✓
Camada 4	x	x	✓	x	✓	x
Camada 5	✓	x	✓	x	✓	x
Camada 6	x	✓	✓	x	✓	x

Legenda:	✓	Altera significativamente o resultado
	x	Não altera de forma significativa o resultado

Duas observações importantes dos dados anteriores são:

1. Os módulos de Young e o coeficiente de empuxo no repouso são os parâmetros que mais alteram os deslocamentos horizontais do solo grampeado em questão. Uma vez que os pesos específicos das camadas superiores alteram substancialmente as tensões in-situ e se relacionam às tensões horizontais atuantes na massa de solo por meio do coeficiente de empuxo, estas também se mostraram de grande importância para tais deslocamentos.
2. Quanto mais profundo o deslocamento observado, menos parâmetros influenciam o resultado. Note: o deslocamento à 18 metros de profundidade é fortemente influenciado por apenas três parâmetros, enquanto o deslocamento à 3,5 metros de profundidade é influenciado por 9 parâmetros, observando os resultados dos gráficos Aranha.
3. O método de índice de elasticidade se mostrou mais prático devido à rapidez de execução do método, além de excluir o fator visual da análise.

Por meio desta técnica, foi possível excluir 21 parâmetros de um total de 36, e modificar apenas 15 parâmetros.

4.3. PROCESSO DE CALIBRAÇÃO DO MODELO

O processo de calibração contou com o auxílio recebido da etapa anterior, em que os parâmetros mais importantes foram modificados, e os de pouca importância foram mantidos constantes.

4.3.1. PRIMEIRA TENTATIVA DE CALIBRAÇÃO

Alterando os parâmetros indicados pelo estudo mencionado anteriormente, foi feita a primeira tentativa de calibração do modelo, que retornou os resultados explícitos no gráfico da Figura 4.7.

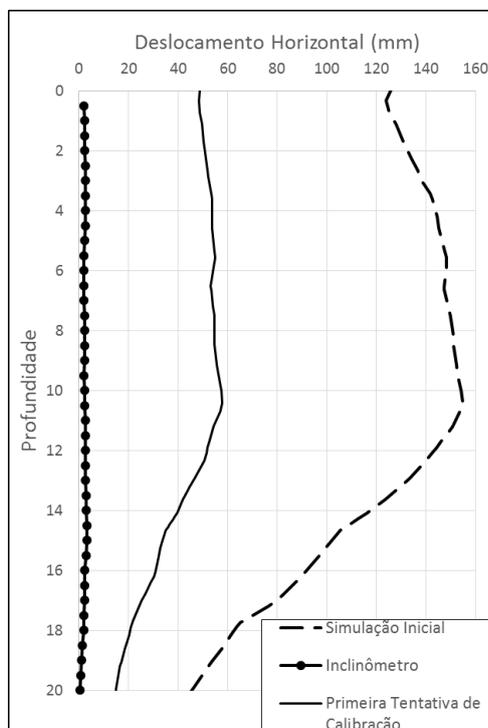


Figura 4.7 – Deslocamentos horizontais obtidos após a primeira tentativa de calibração do modelo comparado com os dados de inclinômetro e da simulação inicial

O método se mostrou eficiente em apontar quais parâmetros alteram os resultados da simulação, diminuindo, em média, 80 mm os deslocamentos horizontais em relação à primeira simulação. No entanto, os valores obtidos por inclinômetro ainda são bastante destoantes dos resultados de deslocamento obtidos na primeira tentativa de calibração. A discrepância pode ser explicada por diversos fatores, em especial a imposição de que o problema é tipicamente tridimensional e está sendo simulado como um problema de deformações planas bidimensional. Além disso, o modelo constitutivo pode não ser adequado para tal simulação.

Os valores utilizados para os parâmetros nesta etapa da calibração estão descritos na Tabela 5.2, localizada no ANEXO B.

A relação entre estes valores e os valores iniciais utilizados estão descritos na Tabela 5.3, localizada no ANEXO B.

4.3.2. SEGUNDA TENTATIVA DE CALIBRAÇÃO

Como os resultados de deslocamentos horizontais ao final da escavação não foram satisfatórios, foi necessário alterar ainda mais os valores dos parâmetros, em especial os valores de módulo de Young, resultando no gráfico de deslocamentos da Figura 4.8.

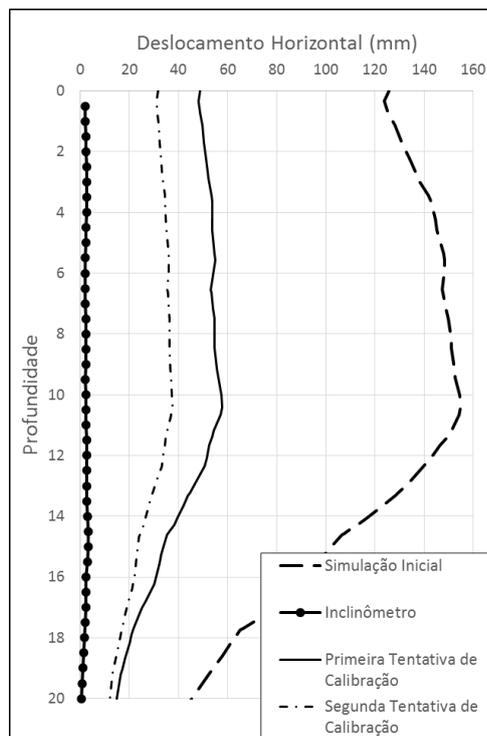


Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais (mm) gerados na simulação da segunda tentativa de calibração

Os valores utilizados para os parâmetros nesta etapa da calibração estão descritos na Tabela 5.4, localizada no ANEXO B.

A relação entre estes valores e os valores iniciais utilizados estão descritos na Tabela 5.5, localizada no ANEXO B.

4.3.3. CALIBRAÇÃO UTILIZANDO PARÂMETROS SUGERIDOS POR LANZIERI E NETO (2018)

Como os parâmetros utilizados não resultaram em deslocamentos horizontais próximos aos medidos em campo, é necessário recorrer aos parâmetros de módulo de Young utilizados por Lanzieri e Neto (2018), que analisaram uma obra de solo grampeado em São Paulo, em que o

módulo de Young é uma função da profundidade, explícita na Eq. (37) e repetida a seguir para conferência.

$$E = 136 + 8. Z \quad (42)$$

Em que E está em MPa e Z é a profundidade em metros.

A Figura 4.9 ilustra o gráfico gerado a partir das três tentativas de calibração.

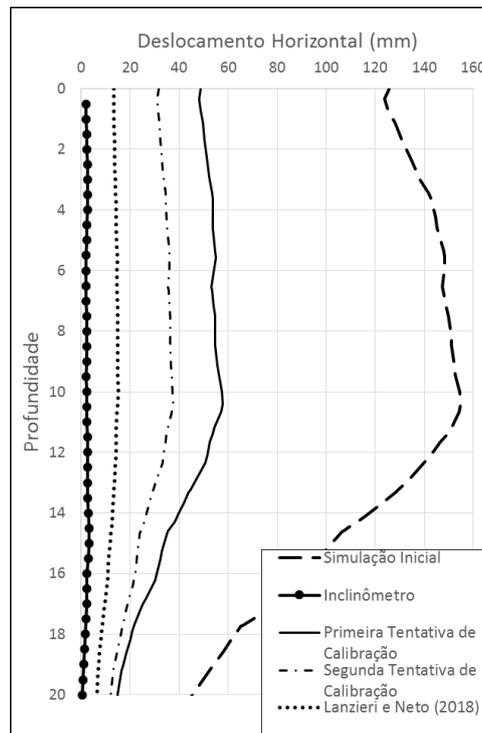


Figura 4.9 – Deslocamentos horizontais (mm) gerados na simulação da terceira tentativa de calibração, utilizando parâmetros utilizados por Lanzieri e Neto (2018)

Os parâmetros utilizados para obtenção desse resultado estão descritos na Tabela 5.6, localizado no ANEXO B.

Este é o resultado que mais se aproxima dos deslocamentos reais ocorridos em campo. É necessário realizar, então, a simulação tridimensional, uma vez que a calibração não obteve êxito na simulação bidimensional.

A simulação tridimensional deve encontrar menores deslocamentos horizontais, uma vez que há restrições físicas na direção do deslocamento horizontal, não possíveis de simular em análises de deformação plana.

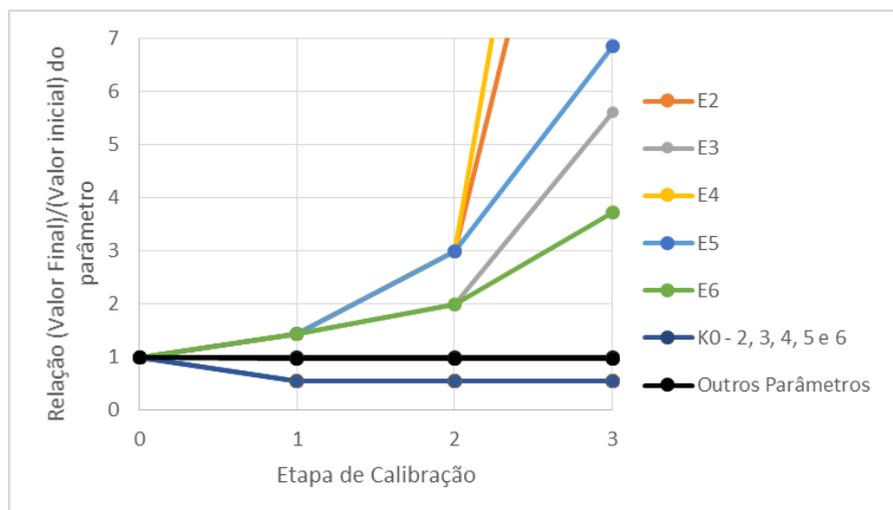


Figura 4.10 – Alteração relativa de cada parâmetro nas etapas de calibração do modelo

Entende-se por estes resultados que os valores utilizados inicialmente de Módulo de Young são valores de E_{50} , ou seja, são valores utilizados em análises de ruptura, não ideais para análises de deformação, especialmente quando as deformações são tão pequenas. Ao aumentar os valores de módulo de Young, o módulo se aproxima de valores de módulo E_0 (ou E_i), ou seja, o módulo de Young quando o elemento está sujeito a pequenas deformações. Ainda assim, o modelo não foi capaz de simular com precisão as deformações ao fim da escavação.

4.3.4. CALIBRAÇÃO UTILIZANDO MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL (3D)

Como mencionado anteriormente, é necessário calibrar o modelo utilizando um modelo numérico tridimensional. Sendo o problema tipicamente tridimensional, o modelo bidimensional não possibilitou a compatibilização dos deslocamentos calculados com os deslocamentos medidos em campo. Isso se dá, principalmente, devido ao alto valor da relação H/L. Esta não compatibilidade é citada por Finno e Calvello, 2005, como indicado pela Figura 2.36. O gráfico na figura indica que quanto maior a relação H/L maiores são os parâmetros necessários para a calibração do modelo.

Ao considerar deformações planas, o modelo bidimensional simula uma escavação de largura infinita e simetria no modelo. Desta forma, quanto mais a relação H/L se aproximar do valor zero, melhor será a calibração utilizando modelo bidimensional, como indica a Eq. 40. No caso estudado, esta relação é igual a, aproximadamente, 1,1, valor este bem distante de zero. Além disso, a escavação não é simétrica. Desta forma o modelo bidimensional não é respeitado em nenhuma de suas duas condições fundamentais.

No entanto, o modelo bidimensional permitiu o estudo da sensibilidade paramétrica para a escavação com estrutura de solo grampeado.

Utilizando os mesmos valores paramétricos da seção anterior (simulação inicial e Lanzieri e Neto; Tabela 5.2 e Tabela 5.6 respectivamente) os resultados de deslocamento horizontal foram obtidos e ilustrados pela Figura 4.11.

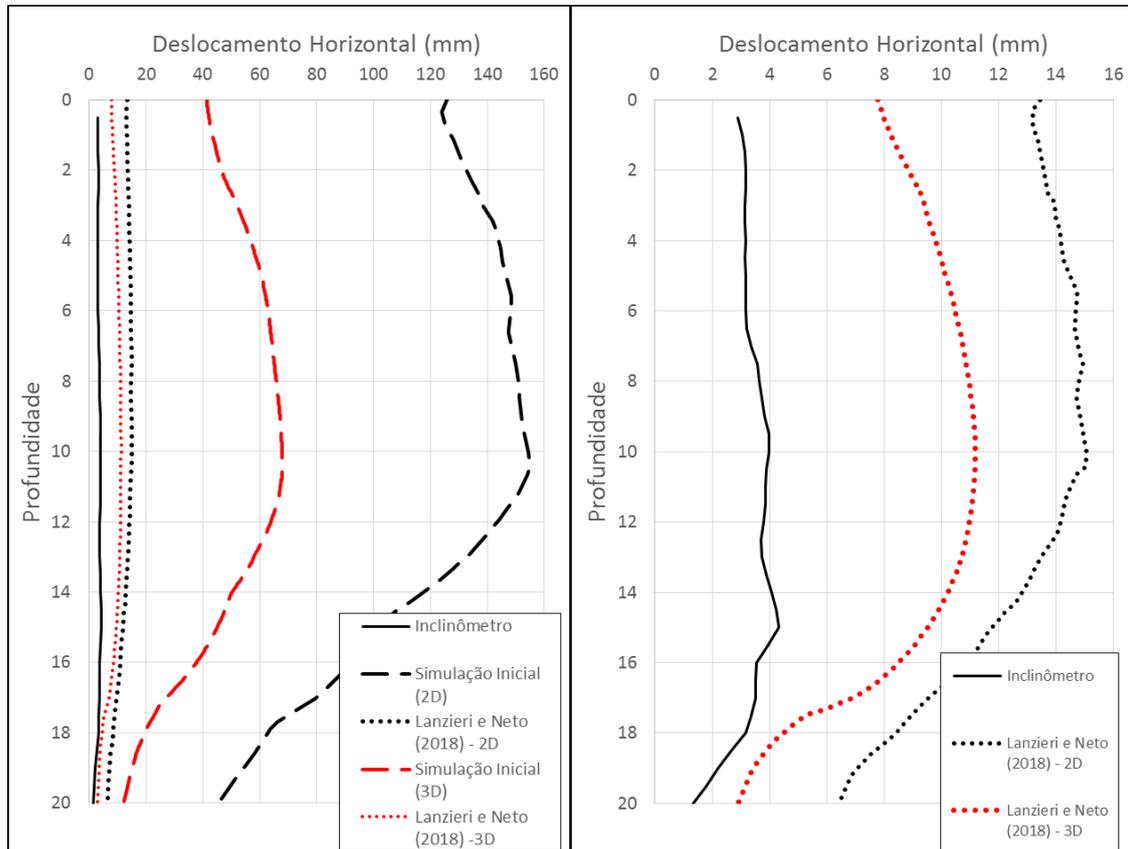


Figura 4.11 – Comparação entre deslocamentos horizontais (mm) obtidos das simulações em 2D e 3D, considerando parâmetros iniciais e parâmetros enrijecidos

Apesar do resultado apresentado pelo modelo 3D se aproximar mais dos valores reais de deslocamento, ainda é notável a diferença entre os valores.

Conclui-se que o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb não é adequado para a calibração do modelo.

4.3.5. UTILIZANDO MODELO CONSTITUTIVO ALTERNATIVO (HS)

Uma vez que não foi possível calibrar o modelo utilizando o modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb, foi necessário a utilização do Modelo de *Hardening Soil*, proposto por Schanz, 1999.

Para isso foi necessário estimar os parâmetros que compõem a curva hiperbólica que relacionam a tensão e a deformação. Estes parâmetros são a rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão (E_{50}^{ref}) e a rigidez tangente em ensaio oedométrico no primeiro carregamento (E_{oed}^{ref}), a rigidez de carregamento/descarregamento (E_{ur}^{ref}), além do expoente “ m ”.

O valor do expoente foi determinado com $m = 0,5$ como sugerido por Janbu para areias e siltes da Noruega. O valor de $m = 1$ é sugerido para argilas moles, o que não é representativo do solo em questão. (Plaxis, 2018)

Os valores utilizados para o parâmetro E_{50}^{ref} foram obtidos a partir de estimativas de rigidez inicial E_i , que por sua vez foram obtidos a partir dos valores de SPT com a correlação sugerida por Massad (2012) indicado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – E_i estimado a partir de correlação com NSPT

Camada	NSPT médio	$E_i = 16 \text{ NSPT}$ (Massad, 2012)
1	6	96
2	9,5	152
3	14	224
4	11	176
5	18	288
6	28	448
7	36	576

A rigidez inicial E_i se relaciona com E_{50} conforme a equação 43.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (43)$$

Em que R_f é uma relação considerada igual a 0,9 pelo programa Plaxis.

Assim,

$$E_{50} = 0,55E_i \quad (44)$$

E_{50} , por sua vez, se relaciona com E_{50}^{ref} a partir da relação dada pela equação 45.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (45)$$

Em que p^{ref} é, por padrão (Schanz, 1999), igual a 100kPa, c é a coesão, σ'_3 é a tensão efetiva confinante e ϕ é o ângulo de atrito.

Desta forma, os parâmetros E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} foram determinados e estão descritos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros de deformabilidade utilizados em um primeiro momento com o modelo constitutivo de *Hardening Soil*

Camada	Ei = 16 NSPT			
	(Massad, 2012)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)
1	96	61	76	183
2	152	88	110	263
3	224	114	143	343
4	176	82	102	246
5	288	134	168	402
6	448	223	279	669
7	576	317	396	950

Os parâmetros de resistência obtidos nas tentativas de calibração anteriores, explícitos na Tabela 4.6, foram utilizados em uma primeira simulação.

Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência utilizados em um primeiro momento com o modelo de *Hardening Soil*

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') kPa	Coefficiente de Poison (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico (γ) - kN/m ³
Camada 1	32	40	0,3	0,7	16
Camada 2	34	25	0,25	0,7	17
Camada 3	25	50	0,33	1,5	17
Camada 4	34	25	0,25	1,5	17
Camada 5	23	45	0,33	1,5	18
Camada 6	30	60	0,33	0,86	18
Camada 7	-	1000	0,2	1	20

Os resultados apresentaram relativa melhora em relação aos resultados apresentados pelo modelo constitutivo anterior (Mohr Coulomb). Estes são apresentados no gráfico da Figura 4.12.

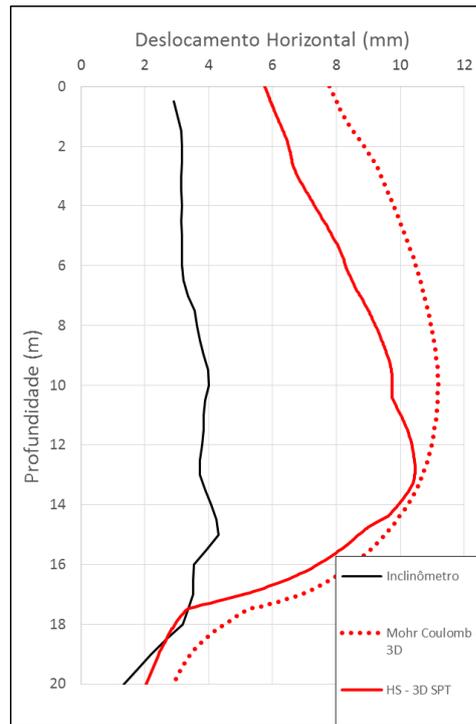


Figura 4.12 – Comparação entre deslocamento obtidos utilizando diferentes modelos constitutivos

Considerando que a rigidez pode ser até 5,5 vezes maior na zona injetada em argilas e siltes, de acordo com a Figura 2.8, foram atribuídos valores de 1,4 vez a 4,8 vezes o valor do E_i para a calibração do modelo, como exibido no gráfico da Figura 4.13.

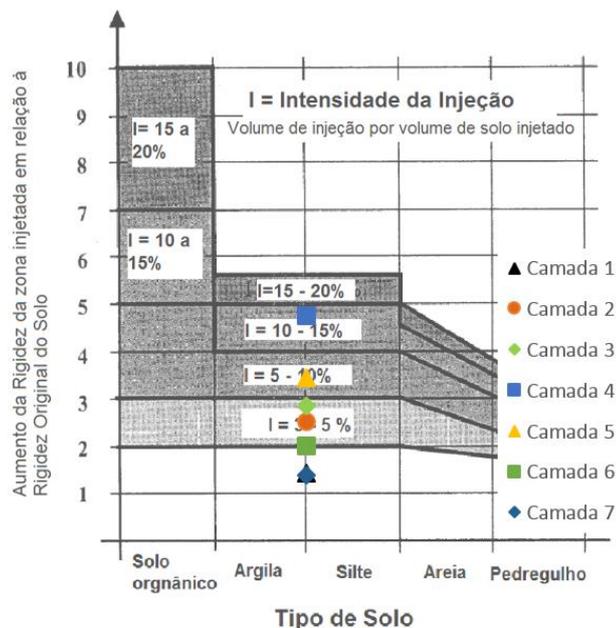


Figura 4.13 – Aumento na rigidez inicial de cada camada devido à injeção no solo (Adaptado de Falk, 1998)

Este aumento da rigidez, aqui considerado como aumento devido à injeção de calda de cimento sob pressão no solo, está descrito na Tabela 4.7, em que n é igual ao aumento da rigidez

inicial (E_{i0}). Outro fator que pode ter influenciado aumento tão significativo de rigidez é a natureza laterítica do solo local, que pode apresentar módulos de deformabilidade significativamente maiores que outros solos com mesmo NSPT (Massad, 2012).

Tabela 4.7 – Parâmetros de rigidez para o modelo considerado calibrado

Camada	$E_i = n \cdot E_{i0}$	n	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)
1	136	1,4	100	125	300
2	380	2,5	230	287	690
3	634	2,8	300	375	900
4	839	4,8	330	412	990
5	989	3,4	390	487	1170
6	888	2,0	400	500	1200
7	782	1,4	430	537	1290

Os deslocamentos horizontais ao fim da escavação utilizando os parâmetros da Tabela 4.7 foram considerados satisfatórios em relação aos deslocamentos medidos em campo, como demonstra a Figura 4.14.

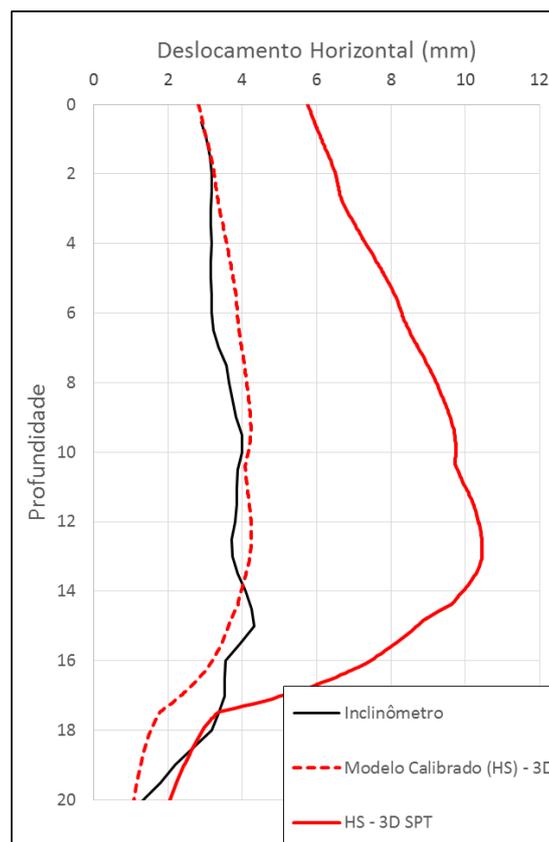


Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais ao fim da escavação com modelo calibrado (3D, utilizando modelo *HS*)

Os deslocamentos horizontais obtidos em outras etapas da escavação também foram satisfatórios ao comparar com os deslocamentos horizontais obtidos com inclinômetro, como demonstra a Figura 4.15. Assim, o modelo foi considerado calibrado.

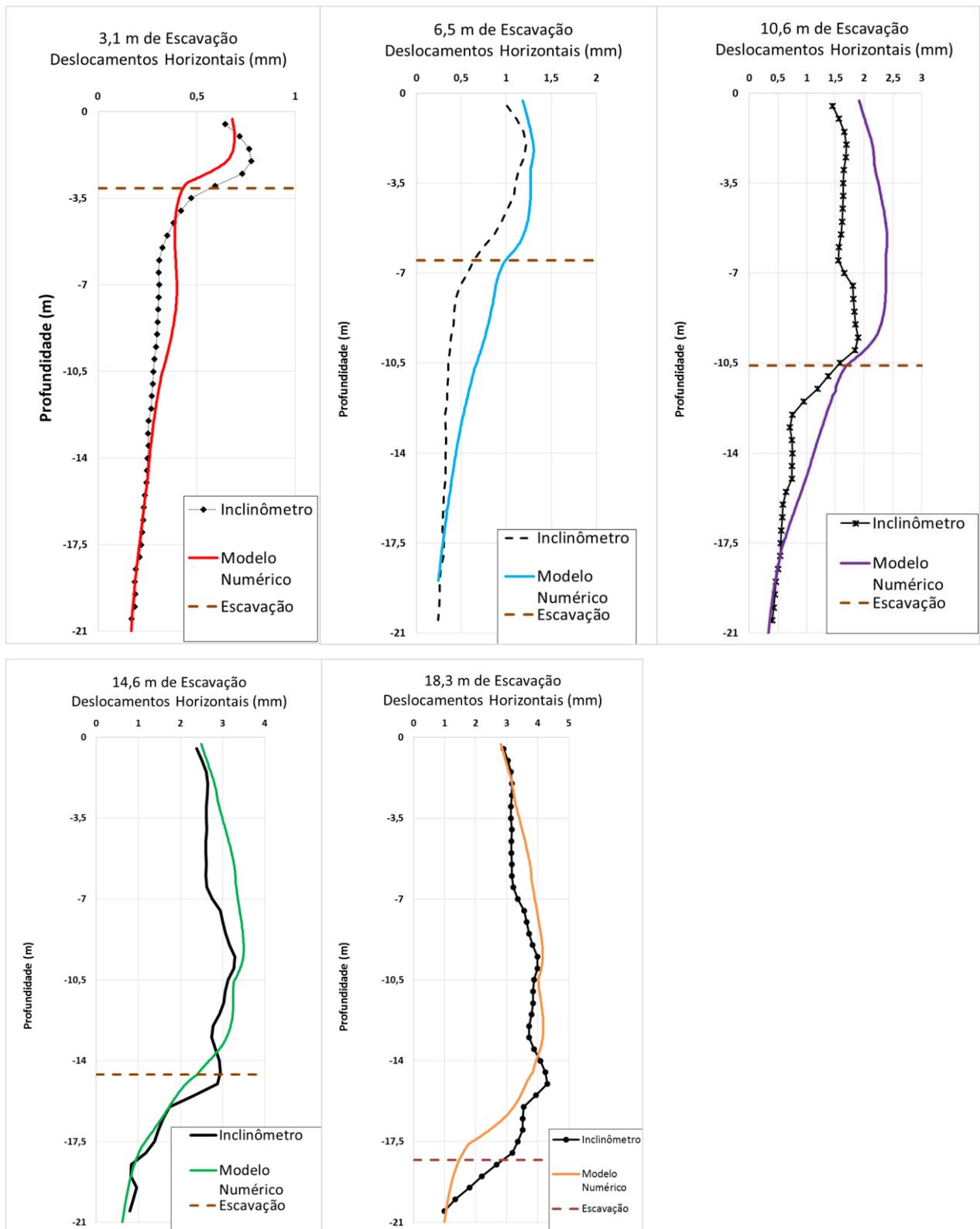


Figura 4.15 – Deslocamentos horizontais em diferentes etapas da escavação no modelo considerado calibrado

4.4. VERIFICAÇÃO COM ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Do ensaio de arrancamento os valores de T_{MAX} permitidos e consequentes q_s e resistência por metro de grampo (kN/m), estão resumidos na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Resultado dos ensaios de arrancamento

Profundidade do Grampo (m)	Resistência ao arrancamento – T_{MAX} (kN)	Resistência por metro de grampo (kN/m)	Adesão q_s (kPa)
6,0	35	17,5	73
	70	35	146
Médias a 6,0 m	52,5	26,5	109,5
9,0	50	25	104
	40	20	84
	35	17,5	73
Médias a 9,0 m	41,6	20,8	87

Assumindo $T_{Máx} = 40$ kN no modelo com vigas embutidas, seguindo metodologia, verifica-se que poucos pontos na interface dos grampos plastificam, ou seja, atingem o valor limite de 40 kN. A Figura 4.17 apresenta esse resultado. Além disso, os deslocamentos permanecem os mesmos nos dois modelos, indicando que a não utilização de elemento de interface foi satisfatória para obtenção dos deslocamentos horizontais reais da obra.

O modelo numérico sugere que as maiores tensões ocorrem nas extremidades dos grampos, em especial a extremidade mais distante da face. Além disso, como esperado, o último grampo está sujeito às maiores tensões cisalhantes de interface.

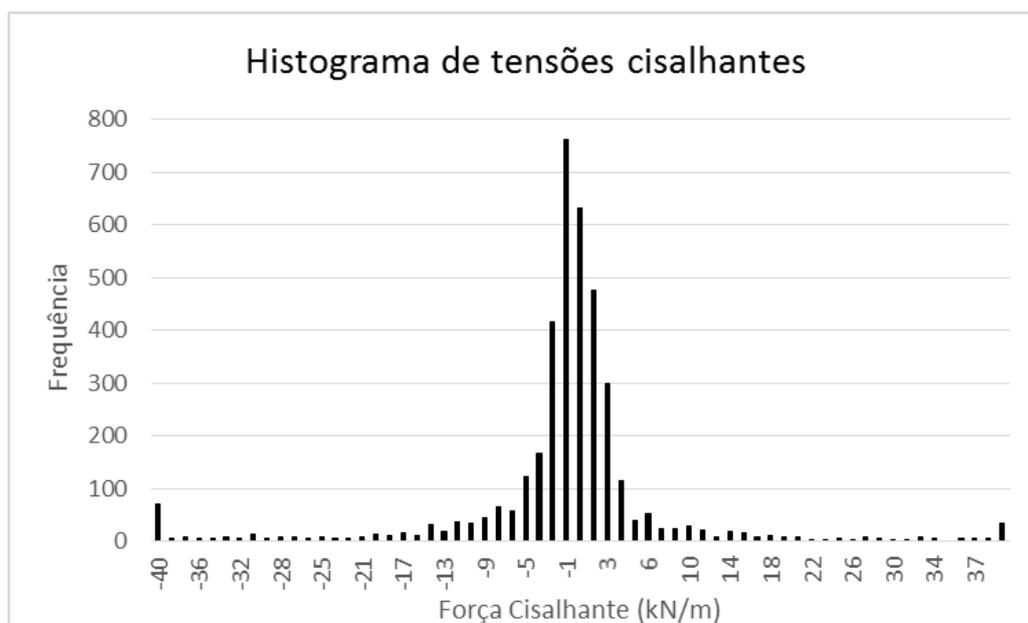
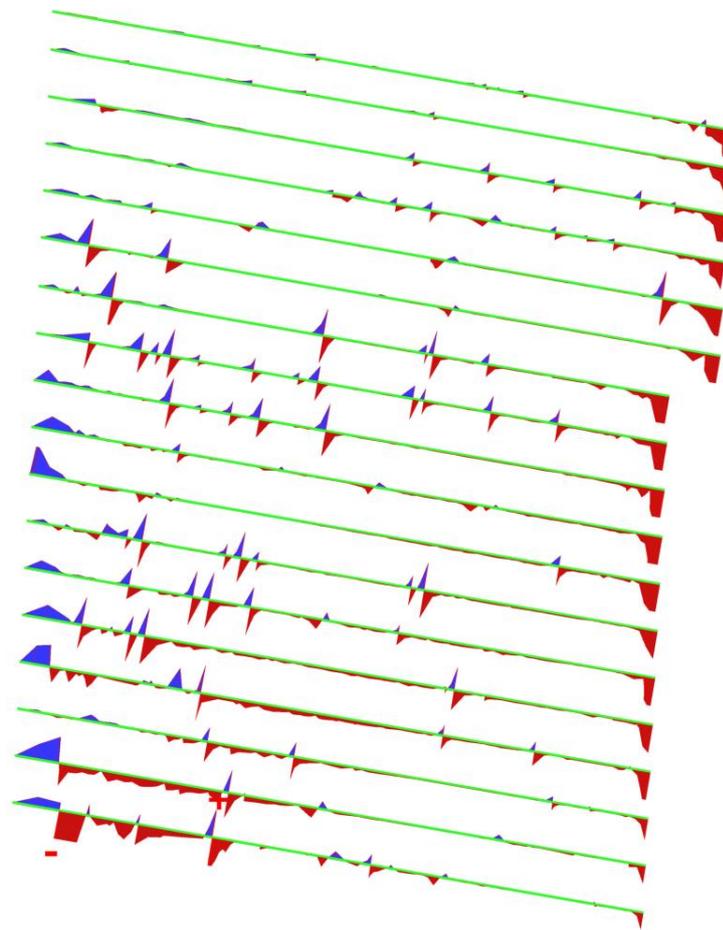


Figura 4.16 – Histograma com a frequência das forças cisalhantes de interface atuando nos grampos da seção mais solicitada do modelo tridimensional

A não utilização do elemento embutido (com tensões cisalhantes de interface solo-grampo) se mostrou possível, uma vez que as forças cisalhantes atuando neste estado de tensões está muito abaixo dos valores máximos obtidos por ensaios de arrancamento, como mostra o histograma da Figura 4.16. Apenas 2,6% dos pontos de interface alcançaram o valor de 40kN/m, e cerca de 80% dos pontos de interface não alcançaram sequer o valor de 6kN/m. Observa-se, pela Figura 4.17, que tal tensão cisalhante é excedida apenas em alguns pontos dos grampos, considerados como exceções, uma vez que na maior parte do comprimento dos grampos as tensões cisalhantes estão bem abaixo do valor de 40kN.



Skin friction T_{skin} (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 40,00 kN/m (Element 15 at Node 308511)

Minimum value = -40,00 kN/m (Element 2 at Node 308484)

Figura 4.17 – Força cisalhante de interface atuante nos grampos centrais do modelo 3D

As forças normais atuantes nos grampos sem considerar a interação de interface atingem um máximo de aproximadamente 50,0 kN, como indica a Figura 4.18. Considerando as interações de interface, o valor máximo de força axial atuante é de aproximadamente 63 kN. Apesar disso, nota-se que a diferença entre os gráficos é sutil, e que as tensões axiais se apresentam de forma muito semelhante, praticamente igual.

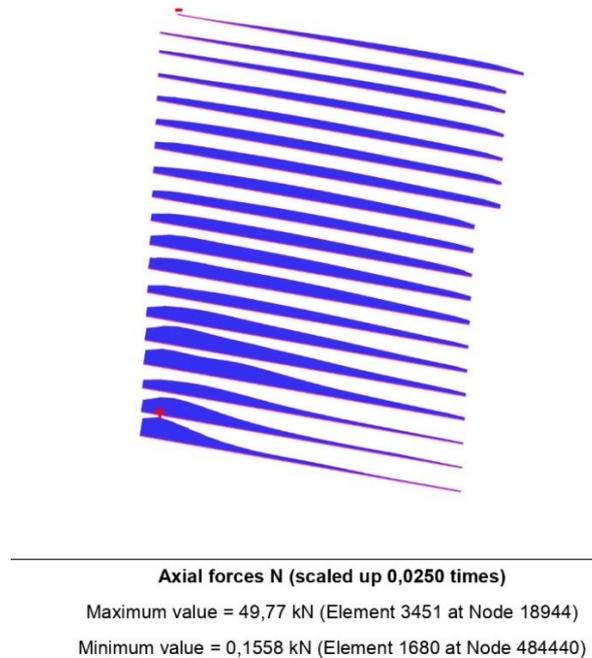


Figura 4.18 – Forças axiais atuantes nos grampos da seção mais central do modelo 3D sem considerar elemento de viga embutido

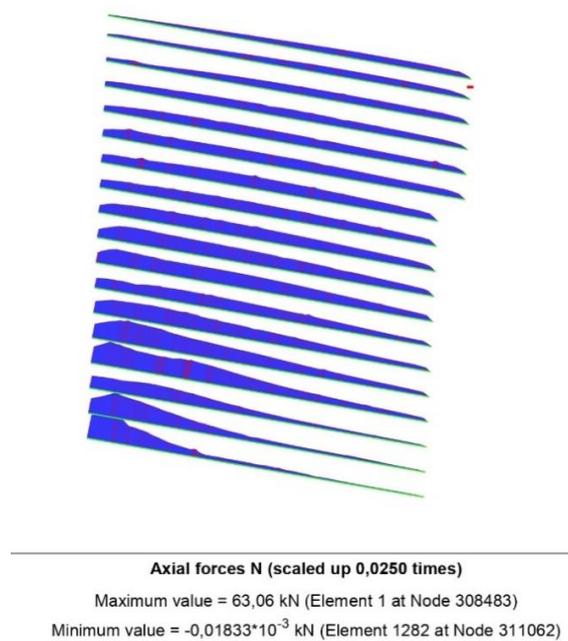


Figura 4.19 - Forças axiais atuantes nos grampos da seção mais central do modelo 3D considerando elemento de viga embutido

4.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 2D E 3D

Com o modelo tridimensional agora calibrado, foi possível criar uma relação entre os deslocamentos obtidos pelo modelo bidimensional e os deslocamentos obtidos pelo modelo tridimensional, utilizando os mesmos parâmetros.

É notório que em diferentes etapas da escavação no caso estudado, a relação H/L varia, uma vez que H varia e L permanece constante, conforme Tabela 3.7.

. Utilizando este artifício e desconsiderando a falta de simetria do modelo tridimensional, foi obtida a relação de FR por H/L, exposto no gráfico da Figura 4.20. A relação foi obtida por meio de um gráfico de dispersão com 6 pontos bem estabelecidos, coerentes com os valores obtidos pelos modelos 2D, 3D e validados com os dados do inclinômetro.

A equação 46, que relaciona FR e H/L, possui coeficiente de correlação (R^2) aproximadamente igual a 0,9.

$$(H/L) = \frac{0,2266}{FR^2} - 0,2017 \quad (46)$$

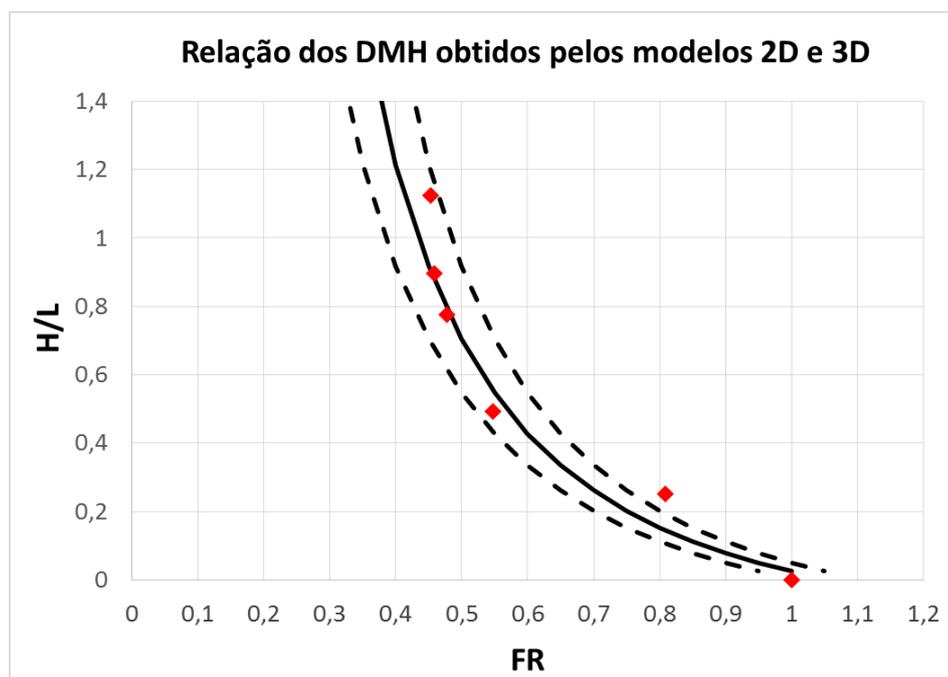


Figura 4.20 – Possível relação dos Deslocamentos Máximos Horizontais obtidos pelos modelos 2D e 3D, coerentes com valores obtidos pelo inclinômetro

Ao variar os parâmetros de módulo de Young utilizando modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, conforme capítulo de metodologia, no entanto, alguns pontos na dispersão de pontos ficaram fora do intervalo de curva proposto, como mostra o gráfico da Figura 4.21. Neste gráfico, os pontos azuis simbolizam as variações no parâmetro de módulo de Young.

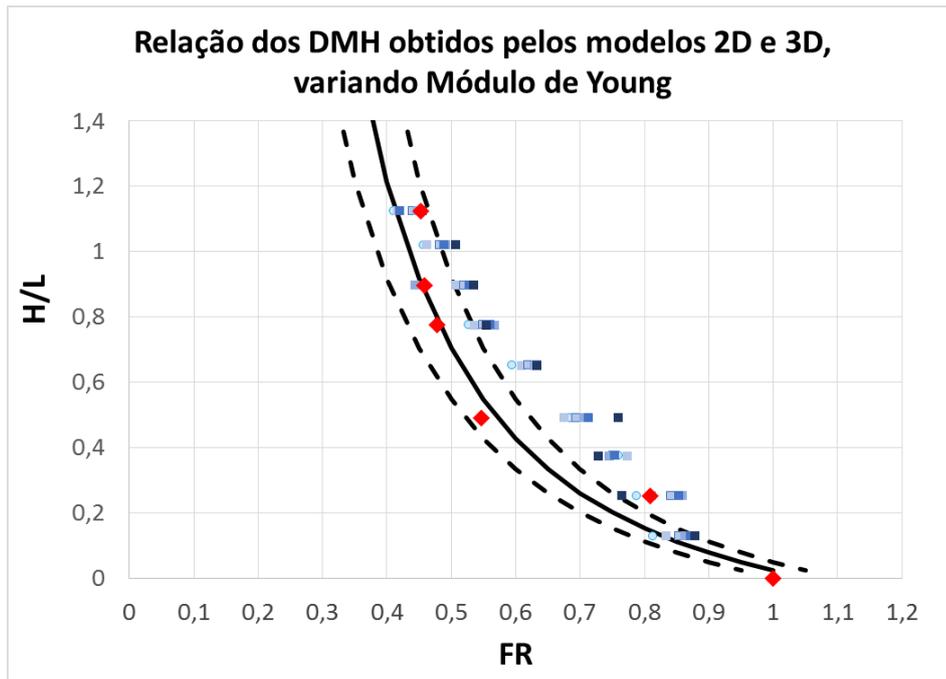


Figura 4.21 – Relação entre os DMH obtidos pelos modelos 2D e 3D variando módulo de Young

Com esta nova “nuvem de pontos”, a primeira relação proposta pela equação 46 aparenta se adequar relativamente bem no intervalo $0,8 < (H/L) < 1,2$; porém os pontos se distanciam desta relação no intervalo $0,2 < (H/L) < 0,8$. Este gráfico de dispersão sugere que existe relação linear entre (H/L) e FR , sendo esta relação dada pela equação 47, plotada no gráfico da Figura 4.22.

$$\left(\frac{H}{L}\right) = -2,2034 \times FR + 2,0354 \quad (47)$$

Esta relação possui coeficiente de correlação $R^2=0,9688$, ou seja, a reta se adequou muito bem à dispersão de pontos. Utilizando um coeficiente de variação (CV) médio igual a 0,4 no eixo dos FR , nota-se que mais de 90% dos pontos se encontram dentro da faixa de valores proposta, como indicado pelo gráfico da Figura 4.22.

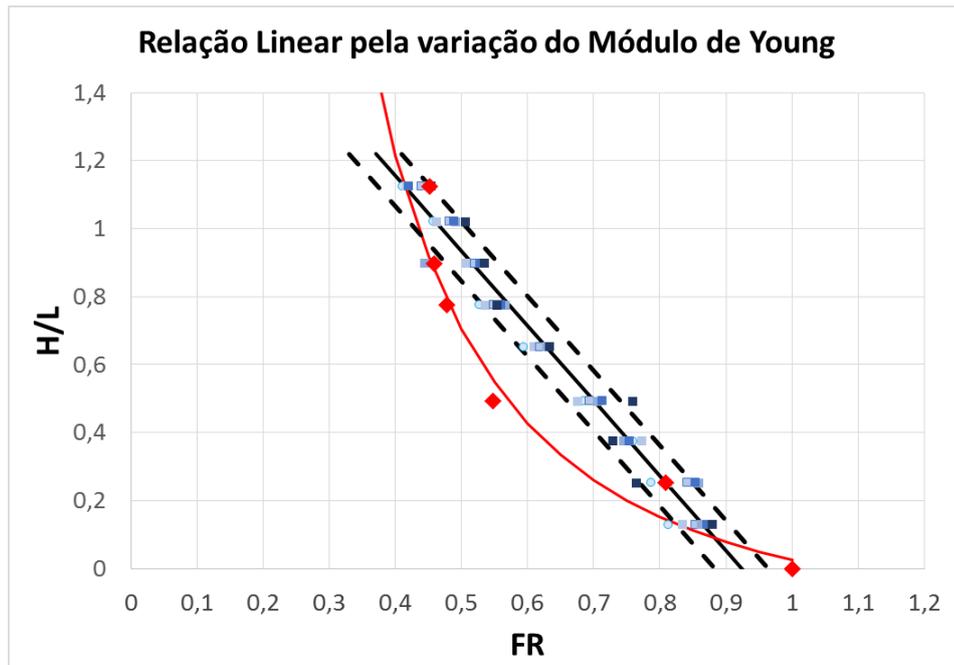


Figura 4.22 – Aparente relação linear entre o FR e (H/L)

Algumas observações são importantes nesta etapa da análise:

1. Não foi observada relação entre a variação do módulo de Young e a variação do Fator de Redução. Os gráficos sugerem que, mesmo com grandes diferenças de rigidez do solo, o FR deve girar em torno de um mesmo valor;
2. As relações apresentadas são válidas apenas para o estudo de caso analisado, uma vez que existem incertezas quanto a influência da assimetria da obra, da influência de outros parâmetros do solo, dos grampos e do modelo constitutivo utilizado;
3. Ao utilizar a mesma geometria e as mesmas camadas de solo, tanto no modelo tridimensional como no bidimensional, é possível que a relação esteja atrelada a estas características;
4. É possível que as relações se adequem aos solos sedimentares da região metropolitana de São Paulo, porém mais estudos são necessários para chegar a tal conclusão;
5. A relação linear é mais a favor da segurança no intervalo $0,1 < H/L < 1,1$ sendo mais interessante utilizá-la neste caso;
6. Nenhum valor de FR menor que 0,4 foi obtido nas análises, sendo recomendado não o utilizar em nenhum contexto prático.
7. A existência de inclusões verticais não altera de forma significativa as relações exibidas (como será observado mais adiante).

A validação de tais relações é de grande interesse, uma vez que seria possível realizar previsões de deslocamentos horizontais máximos em programas de MEF bidimensionais, muito mais simples e mais prático no cotidiano da engenharia. Diminuir de 10% a 60% a previsão de um deslocamento horizontal máximo pode ser a diferença entre aprovar ou não um projeto.

4.6. INFLUÊNCIA DAS INCLUSÕES VERTICAIS

Com o modelo calibrado, foi verificada a influência das inclusões verticais. Para isso, foi utilizado o modelo tridimensional adaptado, com os parâmetros considerados calibrados da etapa anterior.

A partir do modelo adaptado foi possível verificar a importância das inclusões verticais nos DHM calculados. Seguindo a metodologia, os resultados obtidos estão resumidos da Figura 4.23 à Figura 4.26 e na Tabela 4.9.

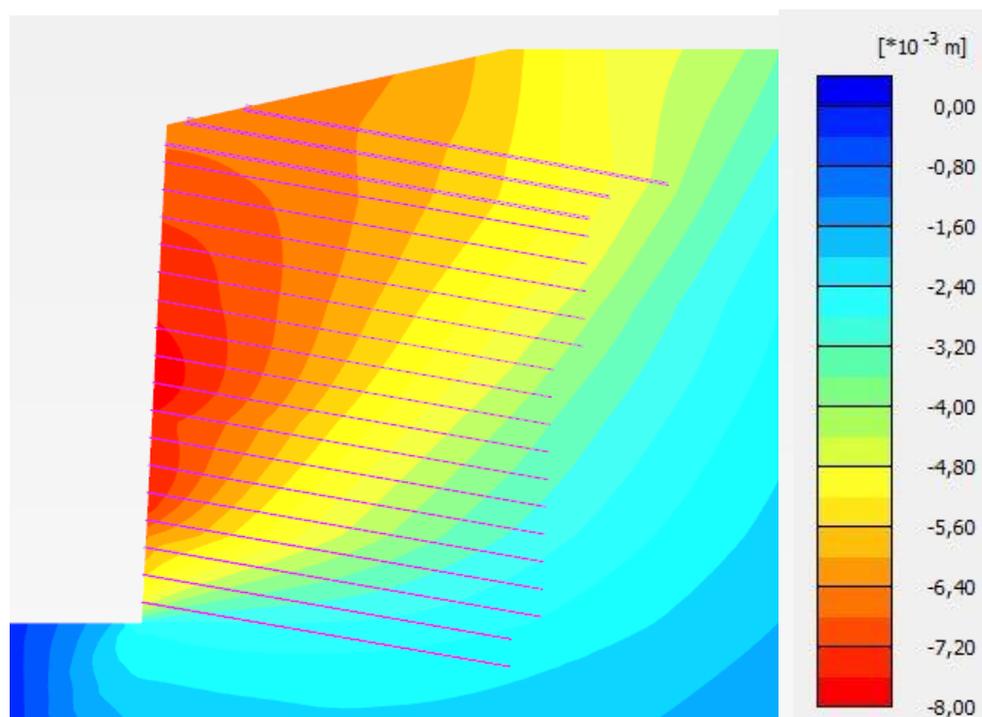


Figura 4.23 - Deslocamentos horizontais com modelo adaptado sem inclusões verticais, em mm

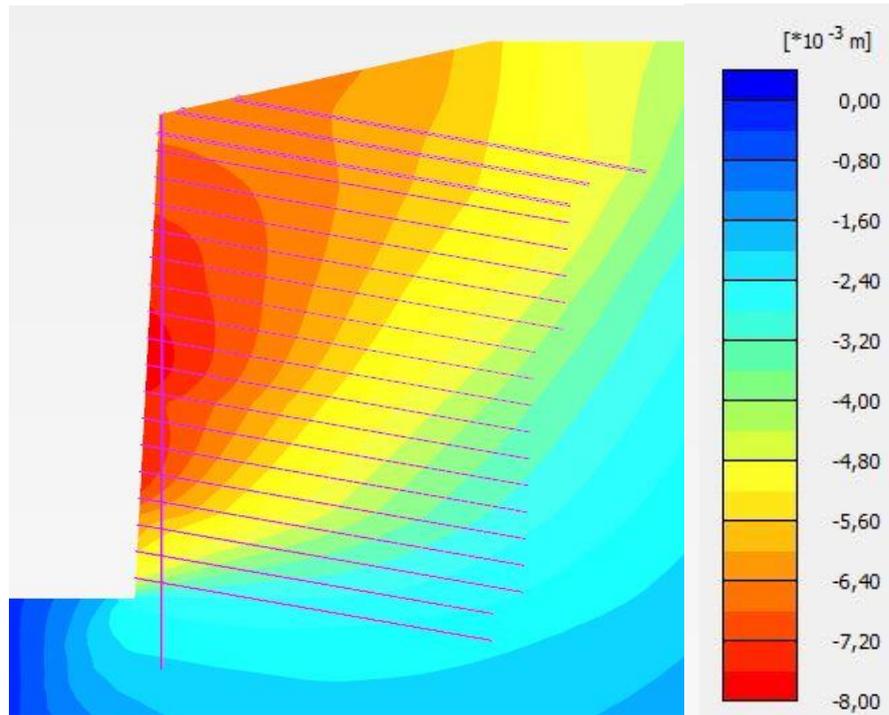


Figura 4.24 – Deslocamentos horizontais com modelo adaptado com uma fileira de inclusões verticais, em mm

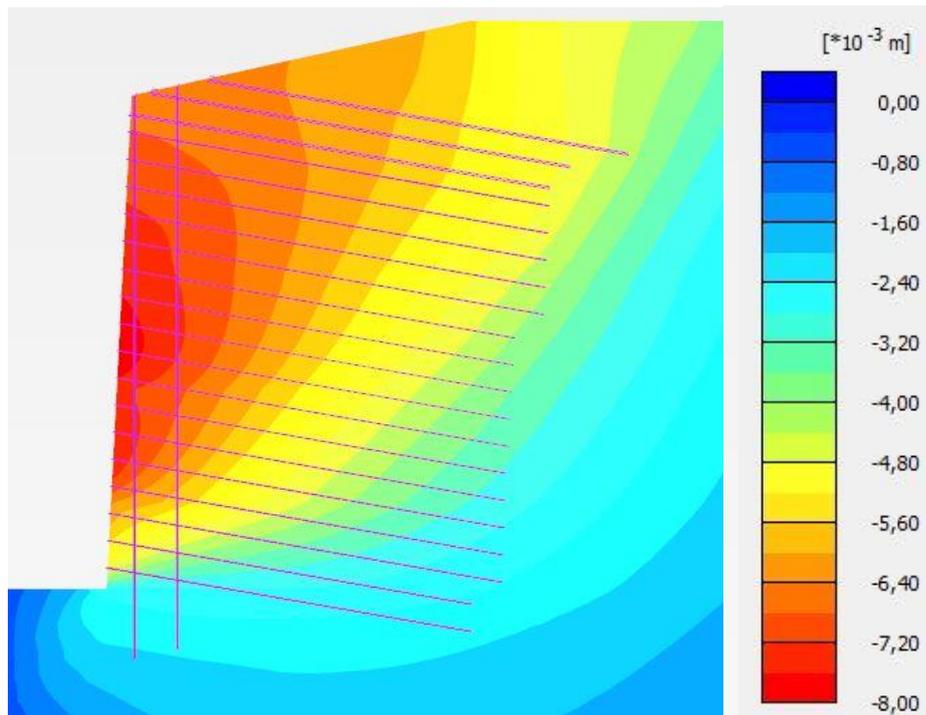


Figura 4.25 – Deslocamentos horizontais com modelo adaptado com duas fileiras de inclusões verticais, em mm

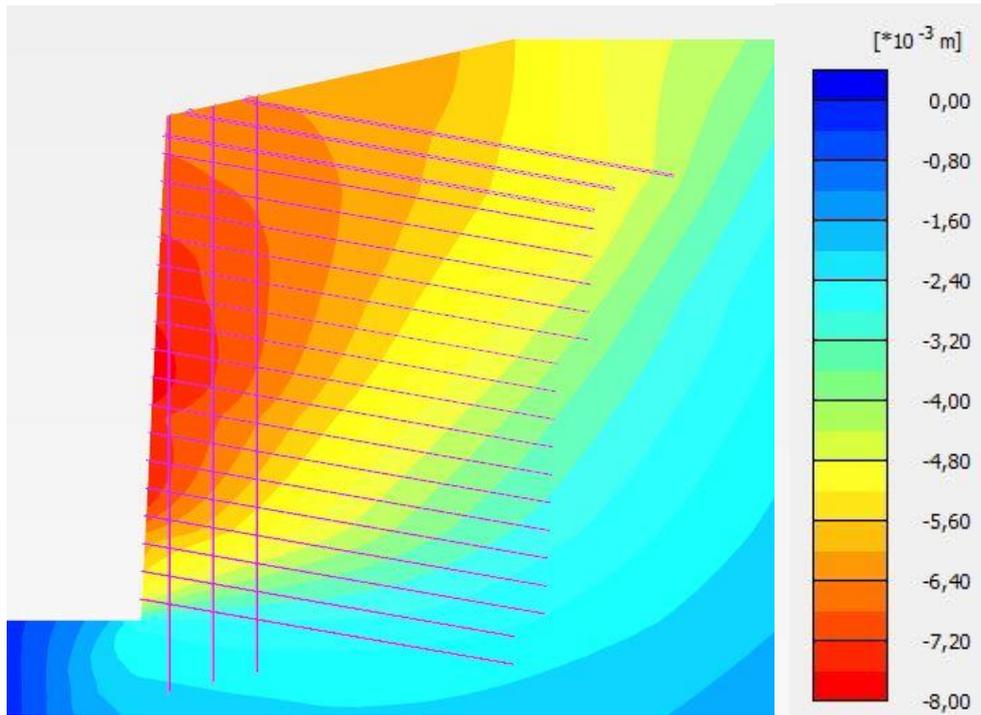


Figura 4.26 – Deslocamentos horizontais com modelo adaptado com três fileiras de inclusões verticais, em mm

Em uma rápida análise visual é possível perceber que a existência das inclusões verticais diminuiu as deformações horizontais na crista do talude e na face, porém, considerando que os resultados são da ordem milimétrica, essa variação não é muito significativa em termos absolutos.

A Tabela 4.9 resume a diferença entre as simulações com e sem inclusões verticais. Uma breve análise é feita em seguida.

Tabela 4.9 – Variação nos deslocamentos horizontais máximos devido à utilização das inclusões verticais

Uma Fileira de Inclusões				
Etapa da Escavação	Profundidade da escavação (m)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido com inclusões verticais (mm)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido sem inclusões verticais (mm)	Variação Devido a utilização das inclusões verticais
1	3,0	0,646	0,646	0%
3	6,1	1,522	1,524	-0,13%
5	10,6	3,580	3,587	-0,19%
7	14,6	5,966	5,979	-0,22%
9	18,3	7,875	7,900	-0,32%
Duas Fileiras de Inclusões				
Etapa da Escavação	Profundidade da escavação (m)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido com inclusões verticais (mm)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido sem inclusões verticais (mm)	Variação Devido a utilização das inclusões verticais
1	3,0	0,645	0,646	-0,16%
3	6,1	1,52	1,524	-0,26%
5	10,6	3,568	3,587	-0,53%
7	14,6	5,947	5,979	-0,54%
9	18,3	7,845	7,900	-0,70%
Três Fileira de Inclusões				
Etapa da Escavação	Profundidade da escavação (m)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido com inclusões verticais (mm)	Deslocamento Horizontal Máximo obtido sem inclusões verticais (mm)	Variação Devido a utilização das inclusões verticais
1	3,0	0,646	0,646	0%
3	6,1	1,517	1,524	-0,46%
5	10,6	3,553	3,587	-0,96%
7	14,6	5,927	5,979	-0,88%
9	18,3	7,818	7,900	-1,05%

Observou-se que as inclusões verticais reduziram os deslocamentos horizontais máximos observados em até 1%, mantendo uma média de aproximadamente 0,5% de diminuição em relação aos deslocamentos máximos obtidos sem grampos horizontais.

Estes valores, especialmente quando se tratando de deslocamentos da ordem milimétrica, são insignificantes para a ordem de grandeza da escavação. Considera-se, então, que as inclusões verticais não influenciaram nos deslocamentos horizontais. Pelo menos não enquanto estrutura, ou seja, utilizando sua própria rigidez e resistência para diminuir os deslocamentos.

No entanto, os efeitos das inclusões verticais no aumento da rigidez do solo não devem ser descartados, uma vez que se acredita que a injeção de calda de cimento sob pressão tenha relação direta com o aumento da rigidez do solo neste caso.

4.7. TABELA RESUMO DOS RESULTADOS

A Tabela 4.10 resume o abordado neste capítulo de forma sucinta, facilitando o entendimento acerca da obra analisada e dos procedimentos adotados pelo autor.

Tabela 4.10 – Resumo dos resultados obtidos e analisados neste capítulo

Item	Resultado
4.1 Simulação Inicial em 2D	Deslocamentos Horizontais calculados muito maiores que os medidos em campo
4.2 Análise de Sensibilidade paramétrica	Os parâmetros mais influentes nos deslocamentos foram os Módulos de Young (E) e os Coeficientes de empuxo no repouso (K_0).
4.3 Calibração do Modelo	O Modelo de Mohr-Coulomb e o modelo bidimensional se mostraram insuficientes para a calibração do modelo. Foi necessário utilizar o modelo Hardening Soil em 3D para calibração eficiente. Os valores de Módulo de Rigidez foram maiores do que o esperado pelo SPT, indicando efeito de injeção e melhoramento do solo.
4.4 Ensaio de Arrancamento	O modelo calibrado se mostrou coerente com os ensaios de arrancamento disponibilizados.
4.5 Comparação entre os modelos 2D e 3D	A comparação indicou relação linear entre os deslocamentos máximos horizontais (DMH) obtidos em 2D e 3D, pelo menos para a obra analisada.
4.6 Influência das inclusões verticais	As análises indicaram que as inclusões verticais enquanto estruturas não tiveram efeito sobre os deslocamentos horizontais máximos. Entretanto, enquanto melhoramento de solo, se mostrou eficiente em aumentar a rigidez do solo.

Da análise dos resultados foi possível compreender melhor o funcionamento da estrutura como um todo, e do solo da região. Este solo se mostrou bastante rígido, notadamente após o uso das inclusões no solo, tanto dos grampos horizontais (injetados sob pressão), quanto das inclusões rígidas, também injetadas.

Os ensaios de arrancamento se mostraram úteis e eficientes para analisar a validade do modelo.

A correta calibração do modelo foi bastante complexa, especialmente devido aos altos valores de rigidez do maciço. Ensaios laboratoriais e outros ensaios de campo auxiliam na determinação de parâmetros, sendo recomendados para calibração correta de outras obras.

O uso de softwares de MEF com deformação plana (2D) pode trazer resultados de deslocamentos horizontais maiores que os de campo, caso a geometria da obra possua restrições laterais. O uso de um Fator de Redução pode aproximar os valores calculados dos valores reais. Neste capítulo foi apresentado uma possível relação entre os deslocamentos máximos de obra e os deslocamentos máximos calculados por MEF 2D. Esta relação é válida para a obra analisada, sendo necessário mais pesquisas para poder generalizar a relação.

Por fim, entende-se que o grande sucesso da obra em relação à deslocabilidade global se deu graças à elevada rigidez do solo local, e do aumento desta rigidez pela injeção do solo. Importante comentar sobre o controle de qualidade da construtora, que permitiu a eficiência e o sucesso na implementação do método construtivo.

5. CONCLUSÃO E SUGESTÃO DE PESQUISAS FUTURAS

A partir da revisão bibliográfica e dos resultados exibidos foi possível chegar às seguintes conclusões:

- É possível a previsão dos deslocamentos que ocorrerão em obras de solo grampeado utilizando método dos elementos finitos. Um modelo constitutivo que traz bons resultados é o *Hardening Soil*, explorado nesta dissertação.
- O parâmetro de maior influência nos deslocamentos da obra foi, notadamente, o Módulo de Young. O comportamento não-linear entre as tensões e deformações do solo é de grande impacto na determinação dos deslocamentos, uma vez que o solo apresenta módulos de deformabilidade mais elevados para pequenas deformações.
- Outro parâmetro de grande influência nos deslocamentos foi o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), parâmetro este bastante elevado nos solos de São Paulo (em geral, maiores do que 1).
- Acredita-se que os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) não influenciaram muito os deslocamentos porque a situação simulada estava distante da ruptura, uma vez que muitos pontos plastificados no corpo da obra produziram grandes deslocamentos.
- Os parâmetros de Módulo de Young inicial (E_i) podem ser obtidos a partir de correlação com NSPT (Massad, 2012) para os solos sedimentares de São Paulo, mas, ainda assim, podem resultar em deslocamentos maiores do que de fato irão ocorrer em obra. Isto se deve à injeção pressurizada de calda de cimento no solo, que permite o aumento do Módulo de Young inicial (E_i) em até 5 vezes na zona injetada.
- Recomenda-se o uso de índice de elasticidade (E_{IPQ}) para determinação da sensibilidade dos parâmetros.
- Os elementos do tipo viga (*Beam*) utilizados foram satisfatórios para análise, uma vez que a obra não apresentou muitos pontos de plastificação na interface solo-grampo. Estes pontos foram verificados a partir de uma análise utilizando elementos de viga embutida (*Embedded Beam*) na seção mais solicitada da obra. Este elemento permitiu a determinação de um limite de tensão cisalhante na interface solo-grampo

coerente com os ensaios de arrancamento utilizados em obra. Os resultados foram semelhantes entre os dois elementos, permitindo tal conclusão.

- Para a obra simulada, existe correlação entre o Deslocamento Horizontal Máximo (DHM) calculados em estado plano de deformações (2D) e 3D. A correlação sugerida é linear e segue a equação 47, $(H/L) = -2,2034 \times FR + 2,0354$, em que (H/L) é a razão da profundidade da escavação (H) pela largura da escavação (L), e FR é um Fator de Redução.
- É possível que tal correlação seja a mesma para outras obras de solo grampeado executadas em solo sedimentar de São Paulo, porém não há dados suficientes para confirmar esta afirmação.
- As inclusões verticais não influenciaram de forma relevante os deslocamentos máximos horizontais obtidos nas simulações. No entanto, o aumento considerável do Módulo de Young inicial (E_i) nas simulações é explicado em grande parte pela injeção sob pressão de calda de cimento no solo. O aumento das injeções no solo permitiu, portanto, uma significativa redução dos deslocamentos horizontais na obra. As inclusões verticais, por conseguinte, auxiliam no aumento da rigidez do solo, afetando significativamente os deslocamentos horizontais medidos em obra.
- Não é necessária a simulação numérica das inclusões verticais para fins de cálculo de deslocamento. A consideração do aumento de rigidez já é suficiente para considerar a influência destes elementos.

A sugestão de pesquisas futuras são as seguintes:

- Sugere-se mais comparações entre modelos bidimensionais e tridimensionais para validar e generalizar, ou refutar, a equação 47.
- Comparações entre solos grampeados com injeção sob pressão e sem injeção, em solos semelhantes e com geometrias semelhantes, para identificação correta do aumento da rigidez devido à injeção.
- Ensaio laboratorial e de campo para determinação do aumento de rigidez devido às injeções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2014). Soil Nail Walls Reference Manual. LRFD Bridge Design Specifications. American Associations of State Highway and Transportation Officials, 7th ed. Washington, DC.
- ATKINSON, J.H., SALLFORS, G. (1991). Experimental determination of soil properties. In Proc. 10th ECSMFE, 2, 915-956.
- BARBOSA, M.G.T. (2018). Estudo dos Efeitos de Injeções Cimentícias no Comportamento de Túneis Rasos em Solos Metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/18, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 117 p.
- BARROS, J.M.C. e PINTO, C.S.(1997). Estimation of maximum shear modulus of Brazilian tropical soils from Standard Penetration Tests. Proc. XIV ICSMFE, Vol.1. Hamburg. p. 29-30.
- BRIAUD, J. L.; LIM, Y. (1997) Soil-nailed wall under piled bridge abutment: simulation and Guidelines Journal of Geotechnical and Geo Environmental Engineering, New York, v. 123, n.11. p. 1043- 1050.
- BRINKGRIEVE, R. B. J., BAKKER, K.J., BONNIER, P.G. (2006). The relevance of small-strain soil stiffness in numerical simulations of excavation and tunneling projects. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Taylor & Francis Group. London.
- BRINKGRIEVE, R. B. J., ENGIN, E., SWOLFS, W. M., FORIA, F. (2018) Material Models Manual. Plaxis 2018, The Netherlands.
- BYRNE, R.J., COTTON, D., PORTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C., and UEBLACKER, G. (1998). Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls. Report No. FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration, DC.
- CALDO, M. K. (2015). Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo utilizando ensaios in situ. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, SP.
- CALVELLO, M.; FINNO, R. J. (2004) Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. Computers and Geotechnics, Evanston, v. 31, p. 411-425, Maio.
- CAMBERFORT, H. (1977). The principles and application of grouting. Q. J1 Engng Geol, 57-95.
- CÁRDENAS, J. C. R. (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, UnB, Brasília, DF, 192 p.
- CHENG, W. (2006). Lateral Bending of Soil-Nails in Excavation. Austrália, 2002.
- CLOUTERRE (1993). Soil Nailing Recommendations, English Translation. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France
- DAWSON, E.M., ROTH, W.H.A., DRESCHER, A. (1999) Slope stability analysis by strength reduction. Geotechnique 49(6):835– 840
- DÉCOURT, L., ZIRLIS, A., CAIBAR, A. P. (2003). Projeto e comportamento de escavações estabilizadas com solo grampeado em São Paulo. Workshop Solo Grampeado – Projeto, execução, instrumentação e comportamento. São Paulo, 2003, p. 57-104.

- FALK, E. (1998). Soil improvement by injection of solid material with hydraulic energy. Ph.D Thesis, Institut für Grundau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien.
- FARFÁN, R.D.D (2003). Método da rigidez embutida na análise tridimensional de reforços via elementos finitos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 95 p.
- FARFÁN, R.D.D (2008). Análise Tridimensional de Estruturas Geotécnicas Submetidas a Reforço e Drenagem. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-054/08, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 153 p.
- FAN, C.C., LUO, J.H. (2008). Numerical study on the optimum layout of soil nailed slopes. *Comput Geotech* 35(4). 585-599.
- FERREIRA, T. F. T. (2017). Capacidade do Hardening Soil Model na reprodução da resposta de solos a carregamentos com diferentes trajetórias de tensão. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, p. 78.
- FHWA. (2014) Geotechnical engineering circular n. 7 - Soil Nail Walls. US Department of Transportation, Federal Highway Department of Transportation. Washington DC. (FHWA0-IF-03-017).
- FINNO, R. J. & CALVELLO, M. (2005) Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 131, n. 7, p. 826-836, Julho.
- GERSCOVICH, D.M.S., SIEIRA, A.C.C.F., LIMA, A.P., SAYÃO, A.S.F.J. (2005). Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Salvador, BA. p. 671-680.
- GERSCOVICH, D. M. S., SAYÃO, A. S. F. J., SPRINGER, F. O., LIMA, A. P. (2002) Deformabilidade de Escavações com Solo Pregado. 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro. SPG, Lisboa, v. 3, p. 1579-1588.
- HILL, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford University Press, London, U.K.
- HO, D. K. H.; SMITH, I. M. (1993) Modeling of Soil Nailing Construction by 3 – Dimensional Finite Element Analysis. In: *Conference Retaining Structures, 1933*, London. Proceedings. London: T. Telford. p. 515-528.
- JANBU, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proc. ECSMF* Wiesbaden, 1, 19-25.
- JIMÉNEZ, A.G.N. (2008). Análises Tensão-Deformação de Estruturas de Solo Grampeado. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, SP. p. 99.
- KIM, J.S., KIM, J.Y., LEE, S.R. (1997). Analysis of soil nailed earth slope by discrete element method. *Comput Geotech*, 20(1), p. 1-14.
- LANZIERI, D. R., NETO, J. O. A. (2018). Modelagem numérica tridimensional da escavação para implantação do novo Hospital da Beneficência Portuguesa. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, ABMS. Salvador, BA.
- LIMA, A. P., Springer, F. O., Sayão, A. S. F. J., Gerscovich, D. M. S., Ortigão, A. (2002) Modelagem Numérica de Estruturas de Contenção com Solo Grampeado. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, Brasil, 27 Maio.

LOOK, B. (2007). Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Taylor & Francis Group, London, UK, p. 123-125.

LOUCKS, D. P., BEEK, E.V., STEDINGER, J. R., DIJKMAN, J.P.M., VILLARS, M.T. (2005). Water Resources systems planning and management: an introduction to methods, models and applications. Studies and Reports in Hydrology, UNESCO. Chapter 9. 680 p.

LUNARDI, P. (2008). Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformatons in Rock and Soils (ADECO-RS). 2008 1st Edition. Springer. Berlin, DEU, 587 p.

MORGENSTERN, N. Managing risk in geotechnical engineering. Proc., 10th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, 1995.

MASSAD, F. (2012). Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade dos Solos Sedimentares de São Paulo, Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba.

MATSUIT, SAN, KC (1992) Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. Soils Found 32(1):59–70

NBR 6118, Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT (2014). Estruturas de Concreto Armado – Procedimento. Brasil.

OLIVEIRA, V. S.; FERREIRA, R. S. (2006) Análise bidimensional e tridimensional em talude estabilizado com solo grampeado. In: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Geotécnica, 12, Curitiba. Anais. Curitiba.

ORTIGÃO, J.A.R. (1997). Ensaios de arrancamento para projetos de solo grampeado. Nota técnica, Solos e Rochas. ABMS, v.20:1, p. 39-43.

PECK, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art Volume. 225-290.

PITTA, C. A., BARBOSA, M. V. R., BARBOSA, M. G. T., ASSIS, A. P. (2017). A Injeção de Maciços para Obtenção de Solo Grampeado de Deformações Irrelevantes. Geocentro, ABMS, Goiânia, Goiás,4: 231-236.

PITTA, C. A., SOUZA, G. J. T., ZIRLIS, A. C. (2013). Alguns Detalhes da Prática de Execução do Solo Grampeado. COBRAE, ABMS, Angra dos Reis, Rio de Janeiro, 6.

POETER, E. P., HILL, M. C. (1999) UCODE, A Computer Code For Universal Inverse Modeling. Computers & Geosciences, 25: 457-462.

POZZEBON, B.H. (2017). Parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo: comparação com dados de outras localidades no Brasil. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, SP.

ROJAS, D. T. (2015) Análisis Del Comportamiento de Muestras de Suelo Inalterado Con Un Núcleo de Epoxi Como Possible Alternativa de Anclaje En Estabilidad de Taludes. Monografía, Universidad Piloto de Colombia, Facultad de Ingeniería, Bogotá, Colombia, p. 88.

SANTOS, J.A.; CORREIA, A. G. (2001), Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil, XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.

SCHANZ, T., VERMEER, P.A., BONNIER, P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam.

- SHEN, C. K.; HERRMAN, L. R.; BANG, S. (1981) Ground Movement Analysis of Earth Support System. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 107, n. 12 (Dec). pp. 1609-1624.
- SHIU Y. K.; YUNG P.C.Y.; WONG C. K. (1997). Design, construction and performance of a soil nailed excavation in Hong Kong.
- SHIU, Y. K.; CHANG, G. W. K.(2005) Effects of Inclination, Length Pattern and Bending Stiffness of Soil Nails on Behavior of Nailed Structures. Kowloon, Hong Kong: Civil Engineering and Development Building. 116 p. (Special Project Report).
- SIEIRA, A.C.C.F., SEABRA, J., LIMA, A.P. (2017). Análise numérica de uma escavação em solo grampeado. VII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, ABMS. Florianópolis, Santa Catarina.
- SINGH, P. S., BABU, G. L. S. (2009). 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. Geotech Geol Eng, 28, p. 299-309.
- SIVAKUMAR BABU, G.L., MURTHY B.R.S., SRINIVAS, A. (2002). Analysis of construction factors influencing the behavior of soil nailed earth retaining walls. Ground Improv 6(3), p. 137-143.
- SMITH, I.; SU, N.(1997) Three-Dimensional FE Analysis of a Nailed Soil Wall Curved in Plan. International Journal and Analytical Methods in Geomechanics, London, v.21. p. 583-597.
- SPRINGER, F. O. (2001) Estudos da Deformabilidade de Escavações com Solo Pregado. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- SPRINGER, F. O. (2006). Ensaios de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse. Tese de Doutorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TAN, D., CHEANG, W., HAI, O. P., ANN, T. S. (2004). Finite Element Analysis of A Soil Nailed Slope-Some Recent Experience. Centre for Soft-ground Engineering, National University of Singapore, Kent Ridge Crescent, 119260, Singapore.
- UNTERREINER, P.; SCHLOSSER, F.; BENHAMIDA, B. (1995) Calculation of Displacements of a Full-Scale Experimental Soil Nailed Wall. French National Research Project Clouterre. In: symposium of the practice of soil reinforcing in Europe, 18; 1995, London, New York: ASCE. 20 p.
- VON SOOS, P. (1990). Properties of soil and rock (in german). In: Grundbautaschenbuch Part 4. Ernst e Sohn, Berlin.
- ZHANG, M.; SONG, E.; CHEN, Z. (1999). Ground Movement Analysis of Nailing Construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM). Journal of Computers, ABMS, pp. 1-69, São Paulo, Novembro.

ANEXO A

DADOS UTILIZADOS PARA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARAMÉTRICA

Tabela 5.1 – Valores utilizados para cálculo de sensibilidade paramétrica

	Ângulo de Atrito - ϕ'			Coesão - c' (kPa)			Módulo de Young - E (MPa)			Poisson - ν			Coef. De Empuxo no Repouso - K_0			Peso Específico - γ (kN/m ³)		
	-20%	0%	20%	-20%	0%	20%	-20%	0%	20%	20%	0%	20%	-30%	0%	10%	-3%	0%	3%
Camada 1	25,6	32	38,4	32	40	48	32	40	48	0,24	0,3	0,36	0,49	0,7	0,77	15,5	16	16,5
Camada 2	27,2	34	40,8	20	25	30	10,4	13	15,6	0,26	0,33	0,40	1,05	1,5	1,65	16,5	17	17,5
Camada 3	20	25	30	40	50	60	32	40	48	0,32	0,4	0,48	1,05	1,5	1,65	16,5	17	17,5
Camada 4	27,2	34	40,8	20	25	30	10,4	13	15,6	0,20	0,25	0,30	1,05	1,5	1,65	16,5	17	17,5
Camada 5	18,4	23	27,6	36	45	54	30,4	38	45,6	0,26	0,33	0,40	1,05	1,5	1,65	17,5	18	18,5
Camada 6	24	30	36	48	60	72	56	70	84	0,26	0,33	0,40	1,05	1,5	1,65	17,5	18	18,5

ANEXO B

PARÂMETROS UTILIZADOS DURANTE A TENTATIVA DE CALIBRAÇÃO DO MODELO

1. Parâmetros utilizados na primeira tentativa de calibração:

Tabela 5.2 – Parâmetros utilizados na primeira tentativa de calibração

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico – kN/m ³
Camada 1	32	40	40	0,3	0,7	15,5
Camada 2	34	25	18,7	0,25	0,84	16,5
Camada 3	25	50	57,6	0,33	0,84	16,5
Camada 4	34	25	18,7	0,25	0,84	17
Camada 5	33	45	54,7	0,33	0,84	18
Camada 6	30	86,4	100,8	0,33	0,84	18
Camada 7	-	1000	200	0,3	1	23

A relação entre estes valores e os valores iniciais utilizados estão descritos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Relação Valor Utilizado na Calibração 1 pelo Valor utilizado inicialmente

	Relação $\frac{\text{Valor Utilizado}}{\text{Valor inicial}}$					
	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico – kN/m ³
Camada 1	1	1	1	1	1	0,97
Camada 2	1	1	1,44	1	0,56	0,97
Camada 3	1	1	1,44	1	0,56	0,97
Camada 4	1	1	1,44	1	0,56	1
Camada 5	1,44	1	1,44	1	0,56	1
Camada 6	1	1,44	1,44	1	0,56	1

2. Parâmetros utilizados na segunda tentativa de calibração:

Tabela 5.4 - Parâmetros utilizados na segunda tentativa de calibração

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico – kN/m ³
Camada 1	32	40	40	0,3	0,7	15,5
Camada 2	34	25	39,0	0,25	0,84	16,5
Camada 3	25	50	80	0,33	0,84	16,5
Camada 4	34	25	39,0	0,25	0,84	17
Camada 5	33	45	114,0	0,33	0,84	18
Camada 6	30	86,4	140	0,33	0,84	18
Camada 7	-	1000	200	0,3	1	23

Tabela 5.5 - Relação Valor Utilizado na Calibração 2 pelo Valor utilizado inicialmente

	Relação $\frac{\text{Valor Utilizado}}{\text{Valor inicial}}$					
	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico - kN/m ³
Camada 1	1	1	1	1	1	0,97
Camada 2	1	1	3	1	0,56	0,97
Camada 3	1	1	2	1	0,56	0,97
Camada 4	1	1	3	1	0,56	1
Camada 5	1,44	1	3	1	0,56	1
Camada 6	1	1,44	2	1	0,56	1

3. Parâmetros utilizados na terceira tentativa de calibração:

Tabela 5.6 - Parâmetros utilizados na terceira tentativa de calibração com parâmetros utilizados por Lanzieri e Neto (2018)

	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico - kN/m ³
Camada 1	32	40	40	0,3	0,7	15,5
Camada 2	34	25	196	0,25	0,84	16,5
Camada 3	25	50	224	0,33	0,84	16,5
Camada 4	34	25	260	0,25	0,84	17
Camada 5	33	45	260	0,33	0,84	18
Camada 6	30	86,4	260	0,33	0,84	18
Camada 7	-	1000	260	0,3	1	23

Tabela 5.7 - Relação Valor Utilizado na Calibração 3 pelo Valor utilizado inicialmente

	Relação $\frac{\text{Valor Utilizado}}{\text{Valor inicial}}$					
	Ângulo de Atrito (ϕ')	Coesão (c') - kPa	Módulo de Young (E) - MPa	Coefficiente de Poisson (ν)	Coef. de empuxo no repouso (K_0)	Peso Específico - kN/m ³
Camada 1	1	1	1,0	1	1	0,97
Camada 2	1	1	15,1	1	0,56	0,97
Camada 3	1	1	5,6	1	0,56	0,97
Camada 4	1	1	20,0	1	0,56	1
Camada 5	1,44	1	6,8	1	0,56	1
Camada 6	1	1,44	3,7	1	0,56	1
Camada 7	1	1	1,3	1	1	1