

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

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COLAPSO INDUZIDO POR
INUNDAÇÃO E CARREGAMENTO DE RADIERS COM E SEM
INCLUSÕES RÍGIDAS**

SAUL OLIVEIRA DA SILVA

Orientador: Prof. Juan Félix Rodriguez Rebolledo, Ph.D.

Coorientador: Prof. André Luis Brasil Cavalcante, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-413/2024

BRASÍLIA/DF: JUL/2024

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

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COLAPSO INDUZIDO POR
INUNDAÇÃO E CARREGAMENTO DE RADIERS COM E SEM
INCLUSÕES RÍGIDAS**

SAUL OLIVEIRA DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre.

APROVADA POR:

JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)

(ORIENTADOR)

ANDRÉ LUIS BRASIL CAVALCANTE, Ph.D. (UnB)

(COORIENTADOR)

JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA, D.Sc. (UnB)

(EXAMINADOR INTERNO)

GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JUNIOR, Ph.D. (UFG)

(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 5 DE JULHO DE 2024.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, SAUL OLIVEIRA DA

Simulação Numérica do Colapso Induzido por Inundação e Carregamento de Radiers com e sem Inclusões Rígidas. [Distrito Federal] 2024.

xvi, 103 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2024)

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

- | | |
|-----------------------|------------------------|
| 1. Inclusões Rígidas | 2. Solos Não Saturados |
| 3. Simulação Numérica | 4. Colapso |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, S. O. (2024). Simulação Numérica do Colapso Induzido por Inundação e Carregamento de Radiers com e sem Inclusões Rígidas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-413/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Saul Oliveira da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Simulação numérica do colapso induzido por inundação e carregamento de radiers com e sem inclusões rígidas

GRAU/ANO: Mestre/2024

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.

Saul Oliveira da Silva
e-mail: saul.alagoas@gmail.com
Brasília/DF - Brasil

DEDICATÓRIA

*A Deus, criador do Céu e da Terra,
pleno conhecedor da natureza e de seus
elementos, incluindo os solos que tanto
nos esforçamos para tentar entender.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço muito ao Senhor Deus por ter me concedido a bênção de ingressar na Universidade de Brasília, desenvolver esta dissertação e por tudo o que me proporcionou até hoje sob sua providência.

Também agradeço a Nossa Senhora, São José e ao meu anjo da guarda, por sempre estarem comigo e intercederem por mim junto a Deus.

Agradeço aos meus orientadores, Juan Félix e André Brasil, que, cada um com seu jeito, me ajudaram e apoiaram durante esta pesquisa e em boa parte do meu mestrado. Fico feliz e realmente agradecido por tê-los tido ao meu lado.

Agradeço aos meus familiares e amigos que também apoiaram e viveram comigo momentos maravilhosos, em especial os meus pais, os meus amigos do Nordeste, as pessoas da Geotecnia, o pessoal da paróquia da Vila Planalto, da Comunidade Católica da UnB e os meus colegas de trabalho no DNIT.

Por fim, também reconheço o auxílio prestado pela CAPES, pela bolsa de mestrado, bem como as importantes colaborações de Belaniza Santos Neta e do grupo Geofluxo a esta dissertação.

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COLAPSO INDUZIDO POR INUNDAÇÃO E CARREGAMENTO DE RADIERS COM E SEM INCLUSÕES RÍGIDAS

RESUMO

Dentre os objetos de estudo da mecânica dos solos não saturados existem materiais que sofrem considerável redução de volume ao serem expostos ao aumento do teor de umidade, mesmo sem o acréscimo de tensões externas. Tais solos são conhecidos como colapsíveis e, para essa condição, a utilização do sistema de inclusões rígidas surge como proposta de reforço do elemento geotécnico de fundação. No entanto, a análise do fenômeno do colapso para o entendimento do comportamento de fundações reforçadas com inclusões rígidas é relativamente complexa, visto que envolve fluxo transiente e as peculiaridades específicas do tipo de fundação, além da abordagem hidromecânica pertinente a solos não saturados, com a consideração da sucção e outros parâmetros relacionados, requerendo, portanto, a utilização de modelos numéricos. Este estudo tem como objetivo realizar a simulação numérica de dois radiers submetidos a colapso do solo induzido por inundação e carregamento, utilizando modelos constitutivos adequados para tal análise, a fim de verificar, tanto a capacidade do reforço com inclusões rígidas em reduzir as consequências provenientes do colapso do solo, quanto para validar os modelos utilizados. Na presente pesquisa, foram desenvolvidas análises fluxo-deformação acopladas com o Método dos Elementos Finitos (*software* Plaxis 2D e 3D), utilizando curvas de retenção de água unimodais e bimodais, além do modelo constitutivo Barcelona Basic Model para simular o colapso. Após comparar os resultados da análise numérica com os obtidos em simulação física, observou-se que os modelos usados conseguiram reproduzir de maneira apropriada o processo de inundação realizado, gerando bulbos de inundação e perfis de saturação condizentes com os observados em campo, bem como o próprio fenômeno do colapso, obtendo deslocamentos verticais condizentes com os provenientes da simulação física e, conseqüentemente, indicando um bom desempenho do sistema de inclusões rígidas para reduzir os deslocamentos sofridos pelo radier, em comparação com a mesma fundação sem reforço sob as mesmas condições, evidenciado por fatores de redução de recalques (SRF) próximos a 1.

Palavras-chave: Simulação numérica; Solos não saturados; Solos colapsíveis; Inclusões rígidas; Modelos constitutivos.

NUMERICAL SIMULATION OF THE COLLAPSE INDUCED BY FLOODING AND LOADING OF RAFTS WITH AND WITHOUT RIGID INCLUSIONS

ABSTRACT

Among the study objects of unsaturated soil mechanics, there are materials that undergo significant volume reduction when exposed to increased moisture content, even without the addition of external stresses. Such soils are known as collapsible soils, and for this condition, the use of the rigid inclusions system emerges as a reinforcement proposal for the geotechnical foundation element. However, analyzing the collapse phenomenon to understand the behavior of foundations reinforced with rigid inclusions is relatively complex, as it involves transient flow and the specific peculiarities of the foundation type, in addition to the hydromechanical approach pertinent to unsaturated soils, considering suction and other related parameters, thus requiring the use of numerical models. This study aims to perform a numerical simulation of two rafts subjected to soil collapse induced by flooding and loading, using constitutive models suitable for such analysis, to verify both the capability of reinforcement with rigid inclusions in reducing the consequences of soil collapse and to validate the models used. In the present research, coupled flow-deformation analyses were developed with the Finite Element Method (Plaxis 2D and 3D software), using unimodal and bimodal water retention curves, in addition to the Barcelona Basic Model to simulate the collapse. After comparing the numerical analysis results with those obtained in physical simulation, it was observed that the models used were able to appropriately reproduce the flooding process carried out, generating flooding bulbs and saturation profiles consistent with those observed in the field, as well as the collapse phenomenon itself, obtaining vertical displacements consistent with those from the physical simulation, and consequently indicating good performance of the rigid inclusions system in reducing the displacements suffered by the raft, compared to the same foundation without reinforcement under the same conditions, evidenced by settlement reduction factors (SRF) close to 1.

Keywords: Numerical simulation; Unsaturated soils; Collapsible soils; Rigid inclusions; Constitutive models.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivo Geral	2
1.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Estrutura da Dissertação	3
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	4
2.1. Solos Não Saturados	4
2.2. Solos Colapsíveis	6
2.3. Fundações com Inclusões Rígidas	7
2.3.1. Exemplos de aplicação	10
2.3.1.1. Cidade do México	10
2.3.1.2. Rio-Antirio, Grécia	15
2.3.1.3. Sandusky, OH	18
2.4. Modelagem Numérica	20
2.4.1. Método dos Elementos Finitos	20
2.4.2. Plaxis	22
2.5. Modelos Constitutivos	26
2.5.1. Barcelona Basic Model	28
2.5.2. Hardening Soil	26
2.5.3. Modelos hidráulicos: Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021)	32
2.6. Modelagem Numérica de Fundações com Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis	35
3. MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1. Parâmetros do Solo Estudado	40
3.2. Simulação Física	40
3.3 Simulação Numérica	50
3.3.1. Determinação das condições iniciais de permeabilidade e carga hidráulica	51
3.3.2. Modelagem numérica da inundação	54
3.3.3. Modelagem numérica do colapso	57
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
4.1. Condições Iniciais de Permeabilidade	60
4.2. Condições de Contorno Hidráulicas	67
4.3. Simulação Numérica da Inundação do Subsolo	69
4.3.1. Primeira inundação no Modelo de Referência	69
4.3.2. Segunda inundação no Modelo de Referência	71

4.3.3. Inundação no Modelo Reforçado	82
4.3.4. Discussões gerais sobre a simulação numérica da inundação	86
4.4 Simulação Numérica do Colapso	88
4.4.1. Deslocamentos no Modelo de Referência	88
4.4.2. Deslocamentos no Modelo Reforçado	92
4.4.3. Discussões gerais sobre a simulação numérica do colapso	95
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	97
5.1. Conclusões	97
5.2. Sugestões para Trabalhos Futuros	98
REFERÊNCIAS	99

LISTA DE TABELAS

2.1	Parâmetros do Barcelona Basic Model requeridos	32
3.1	Especificações dos modelos de fundação executados	45
3.2	Índices físicos e parâmetros de resistência	50
3.3	Parâmetros do concreto das inclusões rígidas utilizados	53
3.4	Parâmetros do Hardening Soil utilizados	58
3.5	Parâmetros do Barcelona Basic Model utilizados	58
4.1	Valores de carga hidráulica obtidos numericamente	68
4.2	Valores de condutividade hidráulica saturada adotados com base na análise paramétrica realizada	70
4.3	Deslocamentos verticais médios registrados em cada etapa das simulações do Modelo de Referência	89
4.4	Deslocamentos verticais médios registrados para cada etapa das simulações do Modelo Reforçado	93
4.5	SRF do sistema de inclusões rígidas para o caso estudado	96

LISTA DE FIGURAS

2.1	Estrutura geral de um solo não saturado	4
2.2	Exemplo de curva característica	5
2.3	Exemplo de função de permeabilidade não saturada	5
2.4	Partes de uma fundação com inclusões rígidas	8
2.5	Sistema de inclusões rígidas com geogrelha	8
2.6	Algumas aplicações para inclusões rígidas	10
2.7	Catedral Metropolitana da Cidade do México e Sagrario Metropolitano	11
2.8	Estratigrafia do local onde foram construídos o Sagrario e a Catedral Metropolitana	12
2.9	Esquematização do método de subescavação	13
2.10	Esquematização de uma inclusão rígida com lâmina	14
2.11	Localização das inclusões rígidas no subsolo	15
2.12	Fotografia aérea e localização geográfica da Ponte Rio-Antirio	16
2.13	Esquematização do reforço em um dos pilares da Ponte Rio-Antirio com inclusões rígidas	17
2.14	Lee C. Jewett Sports Medicine Center Physical & Occupational Therapy	18
2.15	Sistema de fundação usado para o centro médico	19
2.16	Exemplos de malhas de elementos finitos estruturada e não-estruturada	21
2.17	Interface gráfica do Plaxis 2D	23
2.18	Interface gráfica do Plaxis 3D	23
2.19	Janela de <i>output</i> do Plaxis 3D	26
2.20	Representação das superfícies de escoamento do BBM	27
2.21	Intersecção das superfícies do modelo com o plano ps	29
2.22	Superfície de plastificação do Hardening Soil	30
2.23	Possíveis LCs com e sem a restrição imposta pelo Plaxis BBM	31
2.24	Parâmetros do modelo hidráulico para a curva característica	34
2.25	Isométrico da estrutura modelada por León (2017)	36
2.26	Malha de elementos finitos para um grupo de dois silos com inclusões rígidas	38
3.1	Fluxograma representativo da metodologia utilizada na pesquisa	39
3.2	Esquematização global da simulação física	40
3.3	Aparato do ensaio de permeabilidade	41
3.4	Curva volume acumulado <i>versus</i> tempo a partir do ensaio	42
3.5	Curvas vazão <i>versus</i> tempo obtidas experimentalmente por Santos Neta (no prelo)	42
3.6	Vista em planta de ambos os modelos executados no Campo Experimental da Geotecnia	44
3.7	Perspectiva inferior de ambos os modelos executados no CEG	44
3.8	Modelo de Referência antes da concretagem, evidenciando o sistema de inundação	45
3.9	Primeiro carregamento do Modelo de Referência com o tanque de 10 m ³	46
3.10	Segundo carregamento do Modelo de Referência com o tanque de 15 m ³	47
3.11	Registro da inundação do subsolo abaixo do Modelo Reforçado utilizando carro-pipa	48
3.12	Localização dos furos de sondagem e dos pontos de medição topográfica nos modelos	48
3.13	Perfil estratigráfico	49
3.14	Modelo numérico utilizado para determinar as condições de cargas hidráulicas	53
3.15	Abordagem utilizada para simular axissimetricamente o sistema de inundação	55
3.16	Divisão da variação da vazão de infiltração dos drenos para cada fase da segunda inundação do Modelo de Referência	56

3.17	Representação bidimensional da estratigrafia modelada para simular o colapso	57
4.1	Curva característica e <i>k-function</i> unimodais para a camada colapsível pelo modelo hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017)	60
4.2	Curva característica e <i>k-function</i> bimodais para a camada colapsível pelo modelo hidráulico de Costa & Cavalcante (2021)	61
4.3	Curva característica e <i>k-function</i> unimodais para a camada não colapsível pelo modelo hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017)	61
4.4	Curva característica e <i>k-function</i> bimodais para a camada não colapsível pelo modelo hidráulico de Costa & Cavalcante (2021)	61
4.5	Modelo numérico para simulação dos ensaios de permeabilidade	62
4.6	Curva vazão <i>versus</i> tempo produzida pela condutividade hidráulica proveniente dos ensaios, aplicando-a às duas camadas de solo em ambas as direções	63
4.7	Curvas vazão de infiltração <i>versus</i> tempo obtidas variando k_1 e k_2 igualmente	63
4.8	Bulbos de inundação obtidos para cada variação, sendo $k_1 = k_2$	64
4.9	Curvas vazão de infiltração <i>versus</i> tempo obtidas variando igualmente a razão entre permeabilidade horizontal e vertical das camadas, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/2$	65
4.10	Curvas vazão de infiltração <i>versus</i> tempo obtidas variando igualmente a razão entre permeabilidade horizontal e vertical das camadas, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/2,5$	65
4.11	Bulbos de inundação obtidos para cada variação da razão entre permeabilidade horizontal e vertical, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/3$	66
4.12	Três curvas vazão <i>versus</i> tempo que proporcionaram os melhores perfis de saturação final da primeira inundação do Modelo de Referência	67
4.13	Perfil de saturação anterior à segunda inundação do Modelo de Referência e à inundação do Modelo Reforçado proporcionado pelas cargas hidráulicas obtidas numericamente	68
4.14	Perfil de saturação 8 dias após a primeira inundação do Modelo de Referência	69
4.15	Curva vazão <i>versus</i> tempo que proporcionou o melhor perfil de saturação final da primeira inundação do Modelo de Referência	70
4.16	Bulbo de inundação obtido para a primeira etapa de inundação do Modelo de Referência	71
4.17	Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência	72
4.18	Zona de inundação registrada na superfície ao final da simulação física do Modelo de Referência	73
4.19	Perfil de saturação 5 dias após a segunda inundação do Modelo de Referência obtido da simulação numérica 2D	73
4.20	Variação do perfil de saturação para a segunda inundação do Modelo de Referência abaixo do centro do radier e a 10 cm da borda do radier	74
4.21	Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência por simulação numérica tridimensional	75
4.22	Perfil de saturação 5 dias após a segunda inundação do Modelo de Referência obtido da simulação numérica 3D	76
4.23	Variação do perfil de saturação, utilizando modelo 3D para a segunda inundação do Modelo de Referência abaixo do centro do radier e a 10 cm da borda do radier	76
4.24	Perfis de sucção obtidos da simulação numérica antes da inundação, na fase inicial da inundação, na última fase da inundação e 5 dias após a inundação	78
4.25	Faixa de valores de sucção (em verde) utilizados na modelagem numérica nas curvas bimodais	79
4.26	Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação 2D do Modelo de Referência usando as curvas unimodais	80

4.27	Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos 5 dias após a simulação axissimétrica da segunda inundação do Modelo de Referência	81
4.28	Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência no modelo 3D usando as curvas unimodais	81
4.29	Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos em comparação com os valores calculados experimentalmente 5 dias após a simulação 3D da segunda inundação do Modelo de Referência	82
4.30	Modelo 3D para simular a inundação do Modelo Reforçado	83
4.31	Distribuição dos drenos e das inclusões no modelo 3D utilizado	83
4.32	Bulbos de inundação obtidos para a simulação do Modelo Reforçado utilizando o modelo bimodal e o modelo unimodal	84
4.33	Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos um dia após a inundação do Modelo Reforçado	85
4.34	Variação do perfil de saturação para a segunda inundação do Modelo Reforçado em um furo a 30 cm da borda do radier	86
4.35	Comparação entre os perfis de saturação posteriores às inundações no Modelo Reforçado e no Modelo de Referência	87
4.36	Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência	89
4.37	Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência após o primeiro processo de carregamento e inundação	90
4.38	Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência após o segundo processo de carregamento e inundação	91
4.39	Malha deformada do Modelo de Referência após a segunda inundação ampliada em duas vezes	92
4.40	Deslocamentos sofridos pelo Modelo Reforçado	93
4.41	Deslocamentos verticais devido ao carregamento do Modelo Reforçado	94
4.42	Deslocamentos verticais devido à inundação do Modelo Reforçado	95

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIÇÕES

a_s	Infiltração advectiva não saturada
B	Matriz de deformações ou de gradiente hidráulico
BBM	Barcelona Basic Model
C	Coefficiente de Hazen
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
CEG	Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB
CMC	Colunas de Módulo Controlado
CSL	Critical State Line (Linha de estados críticos)
D	Diâmetro
D	Matriz constitutiva
d	Deslocamentos internos
D_{10}	Diâmetro efetivo do solo
D_x, D_y, D_z	Difusividade não saturada da água
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
E	Módulo de Young
E_{50}	Módulo de rigidez de carregamento
E_{50}^{ref}	Módulo de rigidez referencial de carregamento
E_{oed}	Módulo de rigidez oedométrico
E_{oed}^{ref}	Módulo de rigidez referencial oedométrico
E_{ur}	Módulo de rigidez de descarregamento
E_{ur}^{ref}	Módulo de rigidez referencial de descarregamento
\bar{f}	Função dos parâmetros de rigidez e esforços atuantes
f_1, f_2	Funções de plastificação
$f_{c,28}$	Resistência à compressão uniaxial do concreto
$f_{con}, f_{cfn}, f_{cun}$	Resistências à compressão normalizadas
F^{ext}	Forças externas
g_1, g_2	Funções de potencial plástico
$G_{c,28}$	Energia de fratura compressiva do concreto
Gs	Massa específica real dos grãos
$g(\theta)$	Função de resposta plástica no plano desviador
H	Altura total
I	Invariante de tensão
h	Cargas hidráulicas
J	Jacobiana
K	Matriz de Rigidez
k	Condutividade hidráulica saturada média resultante da USBR 7300
k	Inclinação da reta de tração no plano $q=0$
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo em repouso no estado normalmente adensado
k_{20}	Condutividade hidráulica saturada por ensaio da USBR 7300

k_{rel}	Condutividade hidráulica relativa
k_s	Condutividade hidráulica saturada
k_s	Fator de relação entre a resistência à tração e a sucção
k_v	Condutividade hidráulica saturada vertical
k_x, k_y, k_z	Coefficientes de permeabilidade nas três direções do espaço (x,y,z)
L	Comprimento
LC	Linha Carga-Colapso
M	Inclinação da CSL
m	Parâmetro matemático do Hardening Soil
MEF	Método dos Elementos Finitos
n	Porosidade
N_{SPT}	Número de golpes para penetração no ensaio de sondagem SPT
P	Matriz constitutiva de permeabilidade
p	Tensão total média
p'	Tensão efetiva média
p_0, p_c'	Tensão de pré-adensamento
p_0^*	Tensão de pré-adensamento na condição saturada
POP	Tensão de sobreadensamento
p_{ref}, p_r	Tensão de referência
p_s, p_t'	Tensão média (de tração) correspondente a um dado valor de sucção
PTC	Plataforma de transferência de cargas
PVC	Policloreto de vinila
Q	Vazão de fluxo estabelecido
q	Tensão desviadora
q^{ext}	Vazões provenientes do meio externo
r	Parâmetro que define o valor assintótico da rigidez do solo
R_f	Coefficiente de ruptura
RQD	Rock Quality Designation (Índice de qualidade da rocha)
s	Sucção
s_0	Máxima sucção já experimentada pelo solo
SPT	Standard Penetration Test
SRF	Settlement Reduction Factor (Fator de redução de recalques)
t	Tempo
UnB	Universidade de Brasília
USBR	United States Bureau of Reclamation
V	Volume total de água infiltrado
VCC	Vibro Concrete Column (Colunas de concreto vibrado)
w	Altura de água no poço
α	Parâmetro do BBM para definição do tipo de regra de fluxo
β	Parâmetro que define o crescimento da rigidez do solo com a sucção
γ	Peso específico natural
γ^p	Deformação plástica distorcional
γ_{sat}	Peso específico saturado
δ	Parâmetro do modelo de Cavalcante & Zornberg (2017)
ζ	Ângulo de Lode
θ	Teor de umidade volumétrico
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual

θ_{rel}	Teor de umidade volumétrico relativo
θ_s	Teor de umidade volumétrico saturado
κ	Inclinação do trecho elástico de carregamento/descarregamento no plano (lnp, v)
κ_s	Inclinação do trecho elástico de carregamento/descarregamento no plano (lns, v)
λ	Inclinação do trecho plástico de carregamento/descarregamento no plano (lnp, v)
$\lambda, \delta_1, \delta_2$	Parâmetros do modelo de Costa & Cavalcante (2021)
ν'	Coefficiente de Poisson
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento e recarregamento
ρ_w	Massa específica da água
$\rho_{w/i}^{max}$	Deslocamentos sofridos pelo radier com as inclusões rígidas
$\rho_{w/o}^{max}$	Deslocamentos sofridos pelo radier sem as inclusões rígidas
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais totais
$\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$	Tensões principais efetivas
v	Volume específico
φ	Ângulo de atrito
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ_{max}	Ângulo de atrito máximo
ψ	Sucção

1. INTRODUÇÃO

Sabe-se que o desenvolvimento dos estudos da mecânica dos solos clássica se deu majoritariamente direcionando suas análises à abordagem de solos em condição totalmente saturada ou totalmente seca, no entanto, esses são apenas dois casos particulares e extremos, de forma que os solos geralmente se encontram naturalmente em condição não saturada (Vilar, 2004), ou seja, com a presença de ar e água em seus poros.

Existem casos abordados pela mecânica dos solos não saturados em que certos materiais acabam sofrendo uma significativa redução de volume com o aumento do teor de umidade, mesmo sem acréscimos de tensão, provocando deslocamentos verticais significativos. Tais solos podem ser encontrados em várias partes do Brasil e do mundo, como no Distrito Federal, e são conhecidos como solos colapsíveis.

Uma possível alternativa de fundação para esse tipo de solo é a utilização das inclusões rígidas, que se tratam de estruturas esbeltas, semelhantes a estacas, utilizadas em conjunto com fundações superficiais para reforçar o subsolo. Tais elementos não recebem armação e não entram em contato direto com a sapata ou radier, pois uma camada de solo compactado (camada de transferência de cargas) as separa da fundação.

A utilização do sistema de inclusões rígidas mostra-se como uma alternativa plausível para diferentes tipos de construções e solos, devido à economia em relação às estacas e à praticidade relacionada ao processo de execução, que acaba sendo mais rápido (Rodríguez, 2010).

No entanto, a análise de fundações com inclusões rígidas em solos colapsíveis é um problema razoavelmente complexo que envolve muitas variáveis e fenômenos cujo conhecimento a respeito ainda não está bem consolidado, como o atrito negativo (León, 2017). Logo, é importante uma abordagem numérica para tal situação, como a utilização do Método dos Elementos Finitos.

Alguns estudos envolvendo a argila porosa colapsível do Distrito Federal já foram realizados utilizando tal método numérico para analisar inclusões rígidas. No entanto, nesses estudos foram empregadas abordagens simplificadas quanto aos modelos constitutivos para reproduzir o comportamento mecânico e hidráulico do solo (León, 2017; Gomes, 2020; Santiago, 2021).

León (2017) e Gomes (2021), por exemplo, realizaram análises numéricas de fundações assentes em solos colapsíveis, mas implementando o modelo Hardening Soil, que não dispõe de formulações matemáticas para abordar de maneira direta o fenômeno do colapso. Além

disso, os autores não desenvolveram análises acopladas de fluxo-deformação para avaliar os deslocamentos sofridos devido ao colapso, ao passo que optaram por induzir valores de redução volumétrica na própria camada de solo estudada e se utilizaram de modelos constitutivos hidráulicos aproximados e simplificados.

Da mesma forma, Santiago (2021) utilizou o modelo Hardening Soil para o solo colapsível do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB – CEG, porém, para simular o comportamento hidráulico da camada suscetível ao colapso, assumiu uma condição totalmente saturada, além de não realizar também uma análise completa a respeito do comportamento do solo durante o desenvolvimento do fenômeno do colapso.

Assim, vê-se a necessidade de se realizar análises fluxo-deformação acopladas com a implementação de modelos constitutivos mecânicos que sejam realmente capazes de abordar teoricamente o fenômeno do colapso, como é o caso do Barcelona Basic Model - BBM (Alonso *et al.*, 1990), além de opções mais representativas para a formulação da curva de retenção de água e de condutividade hidráulica não saturada para solos tropicais, como as propostas de Cavalcante & Zornberg (2017) e de Costa & Cavalcante (2021). Tendo em vista esse desafio, o presente trabalho almeja aplicar uma abordagem numérica mais realista para contribuir ao estudo de fundações com inclusões rígidas em solos colapsíveis.

1.1. Objetivo Geral

O objetivo geral da presente pesquisa é comparar e analisar numericamente o comportamento de radiers, com e sem inclusões rígidas, assentes em um solo laterítico sujeito ao colapso devido a uma sobrecarga e ao processo de inundação do subsolo.

1.2. Objetivos Específicos

Para que se cumpra o objetivo geral, se estabelecem como objetivos específicos:

- Implementar e validar os modelos hidráulicos de Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021) para simulação do processo de inundação do solo;
- Obter e ajustar os parâmetros para os modelos hidráulicos por meio de simulações numéricas dos resultados de ensaios obtidos da literatura;
- Avaliar os bulbos de inundação e a variação temporal do perfil de saturação a partir da utilização de tais modelos hidráulicos;
- Validar o modelo constitutivo BBM para simulação do colapso do solo do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB - CEG;

- Validar o modelo numérico por meio de comparação com a simulação física de modelos de radier com e sem inclusões rígidas realizada no CEG por Santos Neta (no prelo);
- Averiguar o desempenho das inclusões rígidas para reduzir os deslocamentos sofridos pela fundação superficial em solo submetido ao colapso induzido por inundação e carregamento.

1.3. Estrutura da Dissertação

O presente trabalho tem sua estrutura organizada em cinco capítulos:

- Capítulo 1: Apresenta uma breve introdução a respeito do tema abordado, assim como trata do objetivo geral e dos objetivos específicos da presente pesquisa;
- Capítulo 2: Apresenta a revisão de literatura, apontando aspectos importantes para o entendimento dos seguintes temas envolvidos por este trabalho: solos não saturados, solos colapsíveis, fundações com inclusões rígidas, modelagem numérica e modelos constitutivos. Na última seção desse capítulo é apresentado ainda um histórico dos estudos de modelagem numérica realizados com inclusões rígidas em solos colapsíveis;
- Capítulo 3: Enuncia o procedimento metodológico utilizado na presente pesquisa, assim como apresenta a simulação física tida como comparativo para os resultados obtidos neste trabalho, bem como detalha a respeito da modelagem e simulações numéricas desenvolvidas;
- Capítulo 4: Apresenta os resultados de saturação e deslocamentos verticais extraídos das simulações numéricas de inundação e colapso, além de fazer comparações entre os resultados obtidos e contrastá-los com os dados provenientes da simulação física realizada no CEG, a fim de avaliar o desempenho dos modelos utilizados nesta pesquisa;
- Capítulo 5: Finaliza o presente trabalho apresentando as considerações finais a respeito do que foi desenvolvido na pesquisa, bem como contribui com sugestões para possíveis trabalhos futuros.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Solos Não Saturados

O sistema multifásico dos solos não saturados pode ser caracterizado pela presença de três ou quatro fases, de tal forma que são duas as maneiras de categorizar os elementos presentes nesses solos: do ponto de vista trifásico e do ponto de vista quadrifásico. Ambos admitem que os solos não saturados apresentam sólidos, ar, água e uma membrana contráctil (definida como a interface entre a água livre e o ar livre, conforme Figura 2.1), no entanto, a diferença entre as duas abordagens se dá quanto ao último elemento.

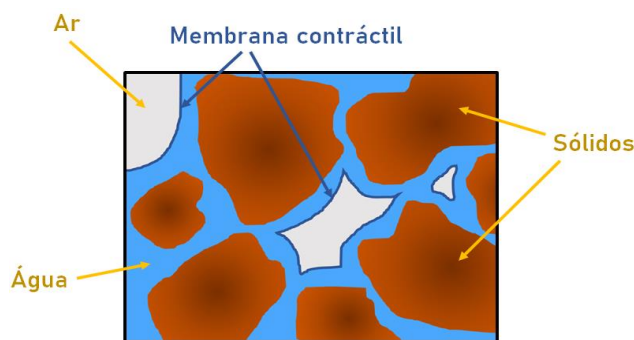


Figura 2.1. Estrutura geral de um solo não saturado.

Para Fredlund & Morgenstern (1977), a membrana contráctil é uma fase à parte, não constituindo nem a fase líquida nem a fase gasosa do solo, pois tal elemento possui as condições necessárias para ser considerado como uma fase distinta, já que define uma superfície fronteira e difere em propriedades dos elementos vizinhos (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Pesquisadores como Teixeira (2006) e Cabot (2011) consideram apenas três fases do solo, pois incluem a membrana contráctil na fase líquida do solo, tratando-a realmente como água, porém, com características físicas diferentes. No entanto, sendo naturalmente trifásico ou quadrifásico, o solo não saturado pode ter mais de quatro fases no caso de contaminação por outros fluidos diferentes da água.

Nesse sentido, conceitos foram desenvolvidos para melhor estudar o comportamento dos solos em estado não saturado, como é o caso da sucção, que se trata da diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos poros do solo (Furman & Faro, 2019) ou, em termos de energia, pode ser definida como a quantidade isotrópica que a água intersticial impõe para que o solo consiga reter água (Lira *et al.*, 2018).

A sucção é dividida em duas parcelas: mátrica e osmótica, porém, normalmente é desconsiderada a influência da sucção osmótica pelo fato de estar relacionada com a

concentração de sais na água intersticial, que normalmente é pouco significativa em comparação com a parcela mátrica (Parrode *et al.*, 2014). Surgem, então, a partir do estudo da sucção mátrica, curvas que descrevem o comportamento hidráulico do solo não saturado, relacionando a sucção com a variação do teor de umidade volumétrico e com a própria condutividade hidráulica do solo.

A curva que descreve a variação do teor de umidade volumétrico com a sucção é chamada de curva característica ou curva de retenção de água no solo, enquanto a relação entre o coeficiente de permeabilidade não saturada com a sucção é chamada de função de condutividade hidráulica não saturada, função de permeabilidade não saturada, função k ou, do inglês, *k-function*. Exemplos dessas curvas são apresentados nas Figuras 2.2 e 2.3, respectivamente.

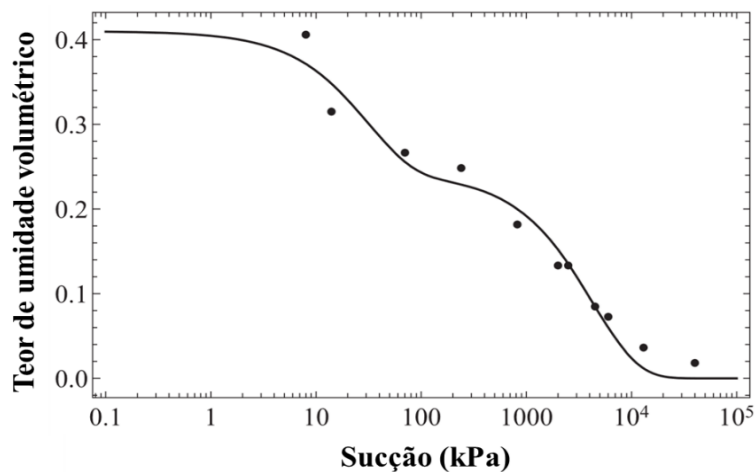


Figura 2.2: Exemplo de curva característica (Costa & Cavalcante, 2021).

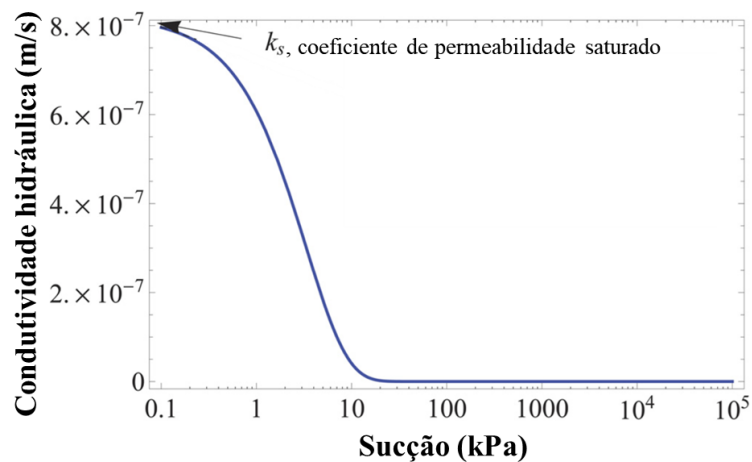


Figura 2.3: Exemplo de função de permeabilidade não saturada (adaptado - Cavalcante & Zornberg, 2017).

2.2. Solos Colapsíveis

Alguns solos lateríticos não saturados apresentam estrutura aberta, com formação de macroporos, e metaestável, fazendo com que tais materiais aparentem ter alta resistência e rigidez quando em condição natural, no entanto, com o acréscimo do teor de umidade, passam a apresentar considerável redução de volume, mesmo submetidos a tensões praticamente constantes (Al-Rawas, 2000; León, 2017). Esses solos são chamados solos colapsíveis e tal fenômeno é denominado colapso.

Esse fenômeno acontece a nível de microestrutura, devido à perda de resistência cisalhante nas ligações entre as partículas do solo, ocasionada pela diminuição da sucção mátrica (Jennings & Knigh, 1957; León, 2017), e pode ser influenciado por fatores como o peso específico aparente seco, a umidade inicial, a velocidade e estado de tensão de inundação, tipo de vínculo, agente cimentante, bem como por conta da variação de material argílico no meio poroso e constituição mineralógica do material (Teixeira, 2006).

Quanto às características, os solos lateríticos colapsíveis normalmente são porosos e apresentam partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos. São solos de origem recente, tem condutividade hidráulica elevada e, devido à variação de volume e consideráveis deslocamentos sofridos com o aumento do teor de umidade, podem causar consideráveis danos às edificações construídas sobre eles (León, 2017).

Acerca da ocorrência, os solos lateríticos colapsíveis são encontrados em vários lugares, especialmente em regiões tropicais, tropicais úmidas e subtropicais, além de zonas áridas e semiáridas em menor proporção, devido à alternância e às características tão distintas das estações de seca e de chuva nessas áreas (Gomes, 2020).

No Brasil, os solos colapsíveis foram percebidos ao longo dos anos em diversos estados das cinco regiões do país, especialmente no Nordeste, Centro-Oeste e Sudeste (Teixeira, 2006; Meira, 2022), porém, foi na década de 1970 que se deu uma grande ênfase para o estudo de tais solos, tendo em vista a construção de grandes obras da engenharia geotécnica no Centro-Sul do Brasil, como fundações de edifícios altos e grandes barragens (Pereira, 1986).

No Distrito Federal, onde foi desenvolvido o presente trabalho, uma gama de pesquisas foi e vem sendo desenvolvida com esse tipo de solo, seja com ensaios de laboratório, de campo ou simulações numéricas.

Calle (2013), por exemplo, estudou o solo colapsível de uma jazida utilizada na construção de aterros para a Estrada Parque Taguatinga, conhecida popularmente por EPTG, mais precisamente na Região Administrativa do Guará/DF, avaliando características físicas, mineralógicas, de compactação, hidráulicas e mecânicas.

Oliveira & Silva (2018), por outro lado, analisaram um perfil de solo colapsível presente na quadra 606 Norte, no Plano Piloto (Brasília/DF), com o qual realizaram ensaios de caracterização física e simulações numéricas com inclusões rígidas para tal solo.

Diversos pesquisadores da Universidade de Brasília estudaram o solo colapsível do Campo Experimental da Geotecnia (CEG), localizado dentro do Campus Darcy Ribeiro, entre o bloco SG 12 da UnB e a via L3 Norte, dentre os quais são destacados no presente trabalho alguns que realizaram análise de soluções de fundações para tal solo, como Sales (2000), Sales *et al.* (2015), León (2017), Mützenberg (2018), Oliveira & Silva (2018) Rebolledo *et al.* (2019a), León *et al.* (2020), Gomes (2020) e Santos Neta (no prelo), que fez a simulação física de dois modelos de radier, com e sem inclusões rígidas, utilizada como base para a elaboração da simulação numérica e comparação dos resultados obtidos no presente trabalho.

2.3. Fundações com Inclusões Rígidas

Como opção para execução de fundações em solos colapsíveis existe a adoção do sistema de inclusões rígidas, que são elementos esbeltos, normalmente cilíndricos ou prismáticos, semelhantes a estacas, cuja função é reforçar o solo localizado abaixo de sapatas ou raders, porém, que não são diretamente conectadas à fundação superficial, sendo essa a principal diferença para as fundações superficiais estacadas (Gomes, 2020; Hor *et al.*, 2017; Santiago, 2021).

Essa falta de conexão direta se dá porque entre a fundação superficial e as inclusões rígidas existe a plataforma de transferência de cargas (PTC), que tem por finalidade realizar a transferência e a distribuição das cargas aplicadas no radier para as inclusões, proporcionando assim uma maior garantia de que os recalques venham a ocorrer de maneira uniforme (Santiago, 2021).

A plataforma de transferência de cargas geralmente é feita de solo compactado, seja granular ou material fino de baixa plasticidade (Paniagua, 2013). A partir dessa camada, parte dos esforços é transmitida, pelo princípio do arqueamento de tensões, para a cabeça das inclusões (que podem apresentar capiteis para evitar o puncionamento) e parte é absorvida por atrito negativo ao longo das inclusões, que por sua vez transferem as cargas para o solo circundante e, por meio da ponta, para as camadas de solo inferiores de maior competência (Gomes, 2020).

Os elementos cilíndricos, em si, são executados como as estacas e, de acordo com León (2017), podem ser pré-fabricados (de madeira, aço ou concreto maciço) ou construídos *in situ*, como as estacas de deslocamento, perfuração, hélice contínua, colunas de concreto vibrado

(*vibro concrete column* ou VCC), colunas de módulo controlado (CMC) e as misturadas com o solo (*jet grouting* e *deep soil mixing*). No entanto, é importante destacar que trabalhar com inclusões rígidas é mais rápido e mais econômico do que realizar fundações por estacas, trazendo assim mais vantagens a essa alternativa (Rodríguez, 2010).

Normalmente são esses os elementos que constituem o sistema de fundações com inclusões rígidas, cada um com sua função determinada. Na Figura 2.4, apresenta-se a identificação dessas partes em um sistema de sapata ou radier com inclusões rígidas.

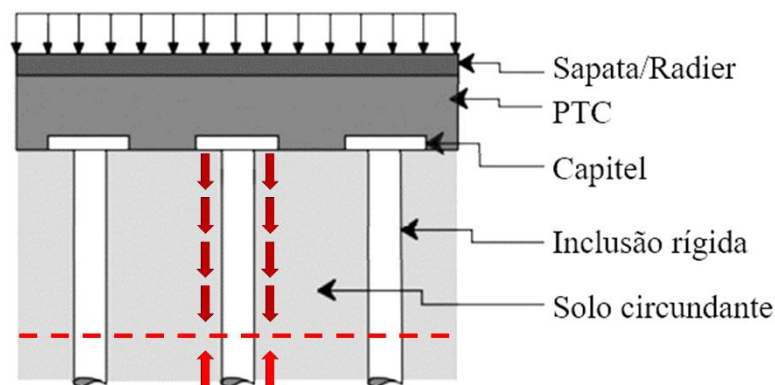


Figura 2.4. Partes de uma fundação com inclusões rígidas (adaptado - Rebolledo *et al.*, 2019a).

Apesar de a Figura 2.4 apresentar a esquematização comumente abordada na literatura, há ainda a possibilidade de utilização de geossintéticos nesse sistema, como ilustrado na Figura 2.5, que mostra uma geogrelha entre a plataforma de transferência de cargas e os capitéis das inclusões.

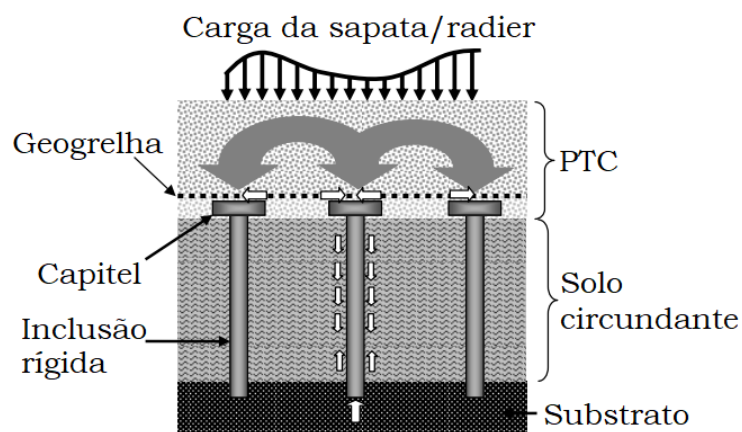


Figura 2.5. Sistema de inclusões rígidas com geogrelha (adaptado – Jenck, 2005).

De acordo com Piqueras (2021), o geossintético atua como um mecanismo para reduzir as tensões no terreno e transferi-las de maneira mais uniforme para as estacas e, devido ao efeito

membrana, diminui, juntamente com os capiteis, o risco de puncionamento das inclusões na plataforma de transferência de cargas.

Ademais, é ilustrada em ambas as figuras, por meio de setas ao lado das inclusões, a atuação do atrito negativo, que se trata de um fenômeno que normalmente ocorre em solos bastante compressíveis, como os próprios solos colapsíveis sob as condições de saturação necessárias.

A esse respeito, quando se diz que as inclusões rígidas estão sofrendo atrito negativo, implica que o solo circundante está deslocando mais do que o próprio sistema de fundação, o que provoca um aumento na carga axial direcionada às inclusões, tendo em vista que, por conta do maior deslocamento sofrido pelo solo circundante, a parcela que seria distribuída para a camada de solo diminui.

Em certo momento, devido ao acomodamento das partículas, a compressibilidade do solo reduz, até chegar um ponto em que o deslocamento do solo se iguala ao das inclusões (onde se tem um trecho praticamente sem atrito) e, posteriormente, se torna menor (conforme linha tracejada na Figura 2.4), fazendo com que ocorra o atrito positivo (representado na Figura 2.4 com setas em vermelho abaixo da linha tracejada), comumente associado à resistência lateral das estacas, amplamente estudado na engenharia de fundações.

Outro conceito a respeito das inclusões rígidas é o Fator de Redução de Recalque (*Settlement Reduction Factor* ou SRF), proposto por Rebolledo *et al.* (2022) e que diz respeito à capacidade que uma fundação reforçada com inclusões rígidas tem para reduzir os deslocamentos verticais em comparação com a ausência do reforço. O cálculo do SRF é dado por meio da Equação 2.1.

$$SRF = 1 - \frac{\rho_{w/i}^{max}}{\rho_{w/o}^{max}} \quad (2.1)$$

Sendo $\rho_{w/i}^{max}$ o maior deslocamento vertical registrado para a fundação utilizando as inclusões rígidas e $\rho_{w/o}^{max}$ o maior deslocamento vertical registrado sem a utilização de inclusões rígidas.

Observa-se que, quando SRF é igual a 1, os deslocamentos verticais são totalmente eliminados pelas inclusões rígidas e quando SRF é nulo, a performance do sistema de inclusões rígidas se caracteriza como plenamente incapaz de reduzir os deslocamentos, ou seja, quanto

mais próximo de 0, menor é a capacidade de redução de deslocamentos verticais pelo sistema de reforço (Rebolledo *et al.*, 2022).

Posto isso, apresenta-se no item a seguir alguns exemplos de aplicação das inclusões rígidas, bem como três casos de grandes obras onde optou-se pela utilização dessa solução de engenharia.

2.3.1. Exemplos de aplicação

São várias as possibilidades de aplicação da técnica de inclusões rígidas, seja em estruturas lineares, como rodovias e ferrovias, ou em aterros, reservatórios, tanques, estruturas de armazenamento e até mesmo edifícios e obras mais corriqueiras. A Figura 2.6 ilustra alguns desses tipos de aplicação e os subitens seguintes apresentam alguns estudos de caso relatados na literatura acerca da utilização de inclusões rígidas.

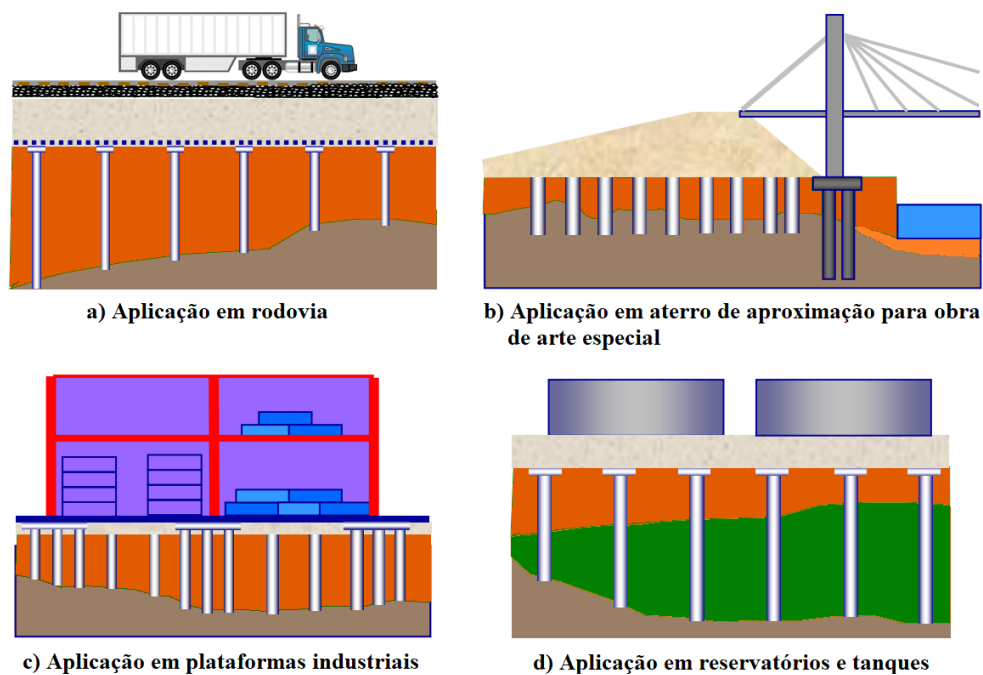


Figura 2.6. Algumas aplicações para as inclusões rígidas (adaptado – Jenck, 2005).

2.3.1.1. Cidade do México

Dentre os casos mais emblemáticos de utilização das inclusões rígidas, tem-se o reforço das fundações da Catedral Metropolitana da Cidade do México e do Sagrario Metropolitano, edificações adjacentes (Figura 2.7), onde deu-se origem à técnica.

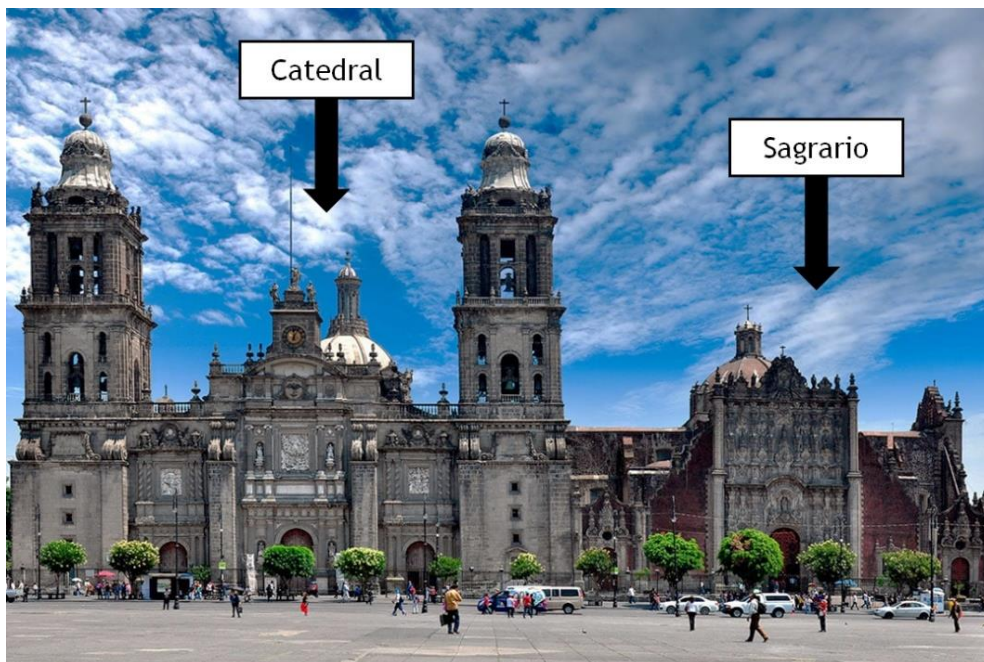


Figura 2.7. Catedral Metropolitana da Cidade do México e Sagrario Metropolitano (Roiz, 2019).

Ambas as edificações foram construídas no século XVI e se localizam onde atualmente se encontra o centro histórico da capital mexicana, cidade construída acima de uma estratigrafia formada por grandes camadas lacustres brandas, que se alternam com camadas mais resistentes e garantem a presença de zonas de aquíferos (Jiménez, 2013; Gomes, 2020).

De acordo com Alonso (2019), em vários locais dessa região foram construídas edificações pré-coloniais (a exemplo de uma pirâmide mexicana localizada a menos de 10 metros de profundidade abaixo do Sagrario Metropolitano, como se observa na Figura 2.8), que adensaram as argilas lacustres, proporcionando pontos menos compressíveis, além do considerável número de poços de extração de água na região, que cresceu no século XX.

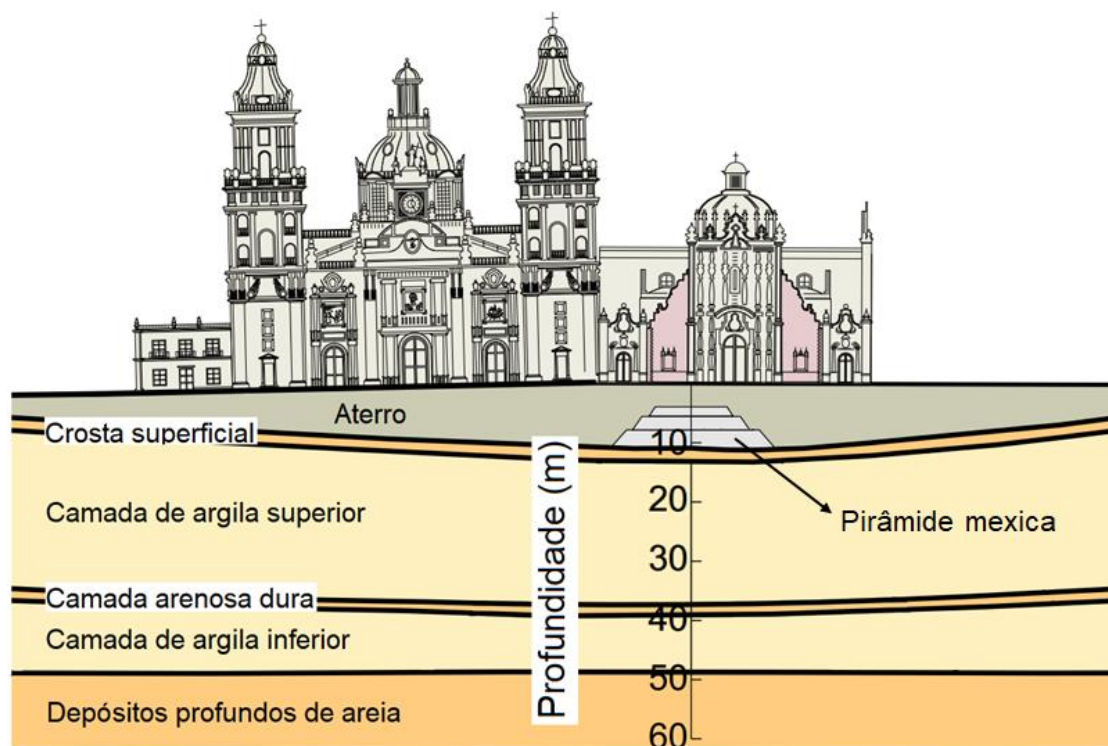


Figura 2.8. Estratigrafia do local onde foram construídos o Sagrario e a Catedral Metropolitana (adaptado – Villa & Shelley, 2008).

Essa combinação, associada às condições geológicas do subsolo e ao fenômeno da subsidência regional da Cidade do México, ocasionou diversos problemas de recalque diferencial em muitas obras que foram erguidas na zona metropolitana, produzindo uma situação de bastante complexidade à engenharia geotécnica.

Não apenas essas duas edificações históricas da Cidade do México sofreram com os deslocamentos diferenciais do solo de fundação, mas outras, a exemplo do Monumento a la Independencia, do Palacio de Bellas Artes, do antigo templo jesuíta de São Pedro e São Paulo e do Atrio de las Américas, onde se localiza a Insigne y Nacional Basílica de Santa María de Guadalupe, alguns desses com recalques diferenciais da ordem de mais de 3 metros, enquanto que os sofridos pela Catedral e Sagrario tiveram um valor máximo de quase 2,5 m, registrado em 1990 (Puzrin *et al.*, 2010).

Tentativas sem sucesso de estabilização para a Catedral e para o Sagrario foram realizadas de 1930 a 1940 e de 1972 a 1975, sendo a primeira com enrijecimento do radier de fundação com vigas de concreto nas duas direções e a segunda com o uso de pilares de controle, no entanto, com o avanço dos estudos geotécnicos no local, foram propostas novas opções de solução e, sendo escolhida na década de 1990 a técnica de subscavação aliada à construção de inclusões de argamassa no subsolo, se conseguiu resolver o problema (Jiménez, 2013).

Antes, porém, sob fins de comprovação prática, a técnica foi aplicada em uma edificação similar à catedral, porém menor, a Igreja de Santo Antão, bem como no edifício do Gobierno de la Facultad de Estudios Superiores Zaragoza e, após ter sido bem-sucedida, foi implementada na Catedral e Sagrario Metropolitanos (Jiménez, 2013).

O método consistiu em realizar a subescavação para remover 4220 m³ de solo mole em uma profundidade de 14 a 21 metros e construir inclusões rígidas de argamassa injetada como reforço do solo para evitar a ocorrência de novos deslocamentos.

A subescavação se deu com a construção de 32 poços, que desciam até uma profundidade média de 20 m e, por meio de tubos delgados, dispostos radialmente próximo ao fundo desses poços, era realizada a remoção do solo argiloso, conforme esquematização apresentada na Figura 2.9.

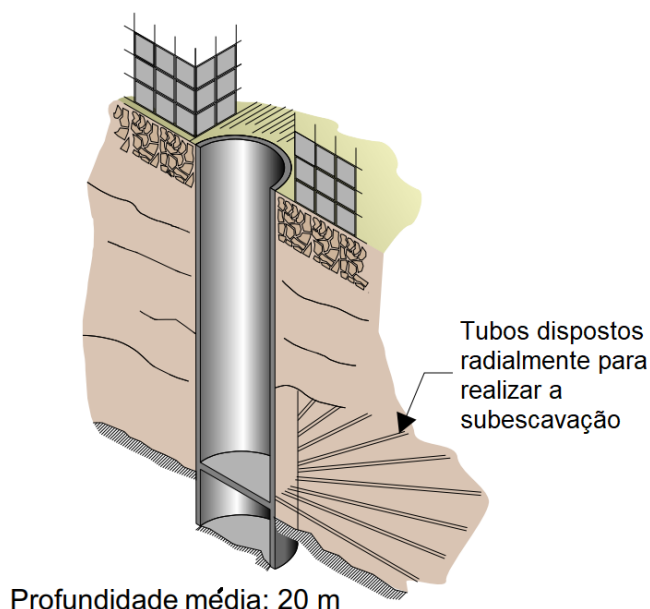


Figura 2.9. Esquematização do método de subescavação (Villa & Shelley, 2008).

De acordo com Villa & Shelley (2008), em cada poço foi escavada uma quantidade de solo determinada, de acordo com o deslocamento vertical que cada zona necessitava para nivelar as camadas superficiais, variando de 11,3 m³ a 334,3 m³ em termos de volume de solo escavado por poço.

Apesar do nivelamento ter sido feito com sucesso, ainda era necessário realizar o reforço do subsolo para evitar a ocorrência de novos deslocamentos verticais. Em vista disso, foi desenvolvido o sistema de inclusões rígidas com lâminas.

Para executar as inclusões rígidas, foram feitos furos indo até a camada arenosa dura, de maior resistência, localizada entre 30 e 40 m de profundidade. Ao longo dos furos, por

processo de fraturamento hidráulico, foram induzidas fraturas laterais às inclusões, para possibilitar a criação de lâminas acopladas ao sistema de reforço do subsolo (Villa & Shelley, 2018).

Tais furos e fraturas foram preenchidos com argamassa, a partir de um tubo de injeção central e dois de injeção lateral, conforme a esquematização exposta na Figura 2.10.

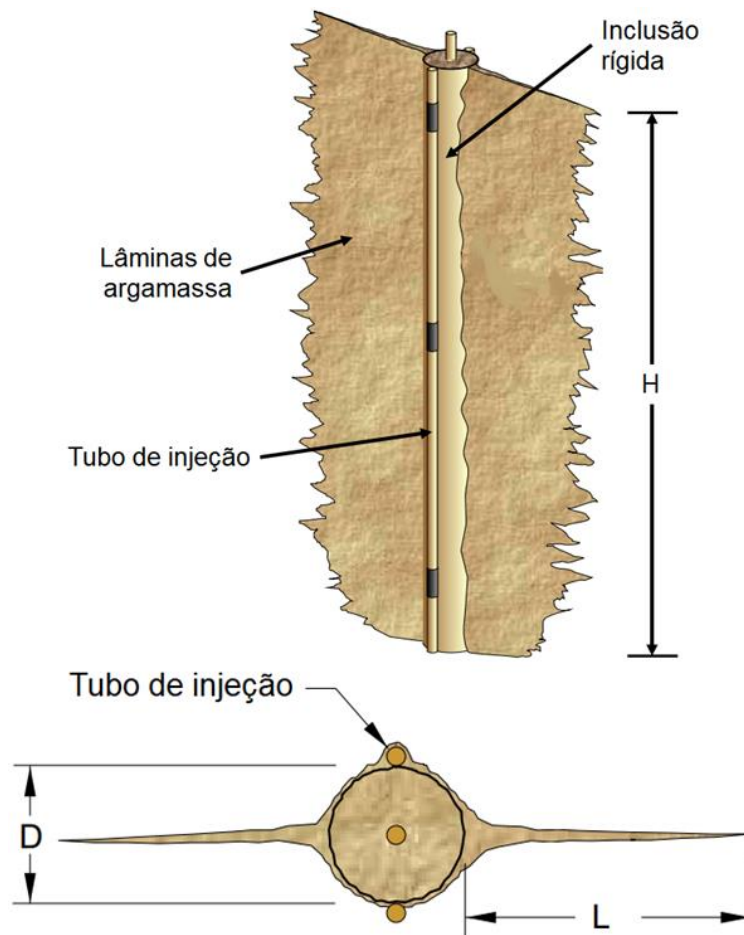


Figura 2.10. Esquematização de uma inclusão rígida com lâmina (adaptado – Villa & Shelley, 2008).

As inclusões foram executadas com um diâmetro D médio de 29 cm, enquanto as lâminas tiveram um comprimento L variando entre 1 e 3 metros e uma altura total H de cerca de 20 m, indo desde a crosta superficial até a camada arenosa dura, como apresentado na Figura 2.11.

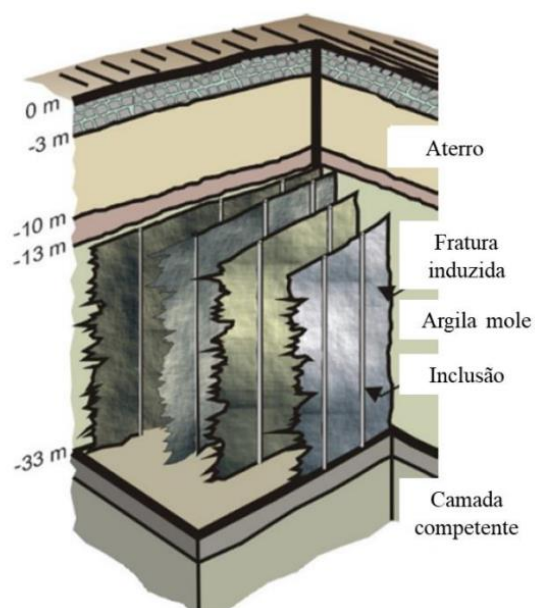


Figura 2.11. Localização das inclusões rígidas no subsolo (Gomes, 2020).

No total foram executadas 585 inclusões, dispostas em locais pré-determinados na projeção da Catedral e do Sagrario Metropolitanos, que tiveram êxito em diminuir significativamente os deslocamentos diferenciais que por muito tempo provocaram sérias preocupações, de tal forma que se confirmou a diminuição dos recalques provocados ao longo de várias décadas nas duas edificações, fazendo com que tal solução fosse difundida (Villa & Shelley, 2008; Jiménez, 2013).

2.3.1.2. Rio-Antirio, Grécia

Um outro caso que merece destaque é o das fundações da segunda maior ponte totalmente estaiada já construída até então, a Ponte Rio-Antirio, localizada na Grécia, que liga a cidade de Rio, no Peloponeso, a Antirio, na Grécia continental.

A ponte teve sua construção finalizada em 2004 e atravessa a parte ocidental mais estreita do Golfo de Corinto, com quase 3 km de extensão. Dispõe de quatro faixas de trânsito de veículos, divididas em dois sentidos, e incorpora a mais importante via de ligação do oeste da Grécia (Structurae, 2010). A Figura 2.12 apresenta a localização e uma fotografia da referida obra de arte especial.

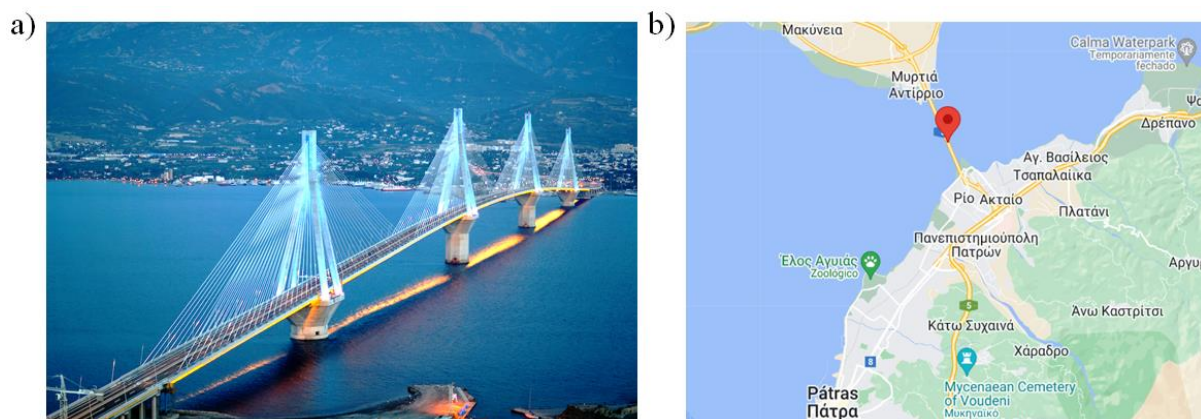


Figura 2.12. Fotografia aérea (a) e localização geográfica (b) da Ponte Rio-Antirio (Structurae, 2010).

Um dos maiores desafios do empreendimento era realizar o sistema de fundações da ponte, tendo em vista fatores como a profundidade do golfo, o trânsito aquaviário, a estratigrafia do subsolo, o peso da estrutura e o tectonismo, que caracterizam essa região como uma zona consideravelmente problemática para grandes obras geotécnicas.

Nessa área, o golfo alcança uma profundidade que varia entre 55 e 65 m, sendo a primeira camada de solo majoritariamente composta por areia e cascalho, com 4 a 7 m de espessura, que se sobrepõe a diversas camadas de depósitos sedimentares coesivos e granulares alternados entre si, especialmente até a profundidade de 105 m abaixo da lâmina d'água (Biesiadecki *et al.*, 2004).

A partir de análises numéricas, laboratoriais e experimentais em centrífuga, inferiu-se que seria possível utilizar radiers como fundações para os quatro pilares da ponte, porém, devido à pressão hidrodinâmica, à sobrecarga proporcionada pela estrutura, aos movimentos tectônicos de afastamento que ocorrem na região e às forças sísmicas de projeto, seria necessário, nessa situação, realizar o reforço do subsolo até 30 m abaixo do fundo do golfo (cerca de 90 m abaixo da lâmina d'água), que foi dado a partir da utilização de inclusões rígidas (Pecker, 2004).

Em três dos quatro pilares foram utilizadas inclusões rígidas metálicas e PTC constituída por cascalho compactado com 3 m de espessura total, sendo 0,75 m acima da cabeça das inclusões, enquanto no pilar mais próximo à margem de Antirio, as inclusões puderam ser dispensadas, requerendo, no entanto, o aumento da espessura do colchão de cascalho compactado.

Nessa obra, a PTC, além de ter a função de realizar a transferência das cargas dos radiers para as inclusões rígidas, age como um amortecedor para os eventos tectônicos, hidrodinâmicos e de impacto de navegação, de tal forma a evitar uma eventual quebra entre a ligação do pilar

da ponte e o reforço da fundação durante tais eventos, sendo esse um dos principais motivos pelos quais se optou por utilizar o sistema de inclusões rígidas (Pecker, 2004).

As inclusões usadas nesse projeto foram fabricadas em aço, com 2 m de diâmetro e 20 mm de espessura, com comprimento variando entre 25 e 30 m, dispostas em uma malha de 7 m por 7 m e cobrindo uma área de aproximadamente 8000 m², totalizando cerca de 200 elementos. A Figura 2.13 apresenta uma esquematização do reforço realizado abaixo de um dos pilares da ponte.

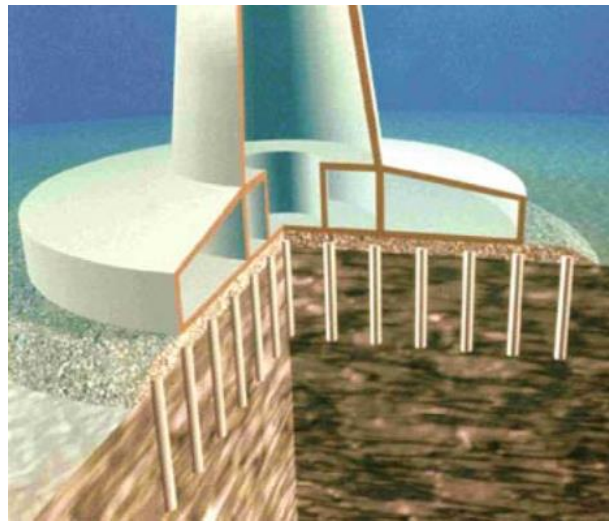


Figura 2.13. Esquematização do reforço em um dos pilares da Ponte Rio-Antirio com inclusões rígidas (Pecker, 2004).

Após a construção da ponte, notou-se que os deslocamentos sofridos pelos pilares foram menores do que os previstos no projeto, sendo que o segundo pilar a partir da margem de Rio foi o que deslocou mais, com apenas 13,2 cm, quando era previsto que ele pudesse recalcar até 27 cm. Os outros dois pilares em que foram implementadas as inclusões rígidas sofreram recalques de aproximadamente 8 cm cada, quando era previsto para eles 17 e 22 cm.

Tendo em vista esse fato, considerou-se que a adoção da alternativa com as inclusões rígidas foi bem-sucedida, de tal forma que os elementos conseguiram reforçar o solo a ponto de reduzir os deslocamentos previstos em mais de 50%. Outro ponto que se caracterizou como uma vantagem para essa técnica foi o êxito na execução do sistema de fundações, que, apesar das condições adversas proporcionadas pelo Golfo de Corinto, se deu de forma exitosa (Biesiadecki *et al.*, 2004).

2.3.1.3. Sandusky, OH

O último caso de obra a ser abordado no presente trabalho é o recente estudo de Condon *et al.* (2022), em que os autores descrevem a utilização de inclusões rígidas nas fundações de um edifício pertencente ao Cedar Point Sports Center, um complexo esportivo construído nos Estados Unidos sobre solo expansivo.

O empreendimento se localiza em Sandusky, no estado de Ohio, na região do Lago Erie, que é conhecida por dispor de grandes depósitos de argila mole com características de expansão (Condon *et al.*, 2022). O complexo esportivo em questão dispõe de instalações de lazer, apoio, infraestrutura e de dez campos aptos a receber jogos e treinamentos de esportes diversos, como futebol, beisebol, softbol e futebol americano, sendo uma obra relativamente grande.

A edificação tratada especificamente pelos autores é o Lee C. Jewett Sports Medicine Center Physical & Occupational Therapy (Figura 2.14), um centro médico com 45.000 m² construído em 2021 que abriga equipamentos de desempenho esportivo, terapia ocupacional, treinamento atlético, medicina esportiva e outros (Mosser, 2021).



Figura 2.14. Lee C. Jewett Sports Medicine Center Physical & Occupational Therapy (McGee, 2022).

O terreno onde foi construída a edificação está sobre camadas de argila muito mole e expansiva que alcançam uma profundidade de 12 a 13 m, de acordo com sondagens realizadas pelos autores, de tal forma que o N_{SPT} em alguns pontos foi inferior a 4, entretanto, abaixo dessas camadas se encontra uma rocha calcária típica da região com RQD de 85% a 95%, sendo, em tese, uma boa base de apoio para as fundações.

O nível do lençol freático, por sua vez, devido à proximidade que o centro esportivo tem com o Lago Erie, como observado na Figura 2.14, alcança um máximo de 2 metros abaixo

da superfície do terreno, se configurando como outra condição relevante, tendo em vista o fenômeno de expansão ao qual é suscetível o substrato do local.

Foram avaliadas quatro alternativas para realizar as fundações do centro médico: estacas, fundações superficiais sem reforço, colunas de rocha compactada e sapatas reforçadas com inclusões rígidas. No entanto, a escolhida foi a utilização de sapatas reforçadas com inclusões rígidas, pois, além de sua economicidade, praticidade, alta resistência e rigidez, as inclusões evitam o risco da flambagem das colunas que pode ocorrer em estacas nos solos moles (Condon *et al.*, 2022). A Figura 2.15 apresenta uma esquematização do referido sistema de fundação usado.

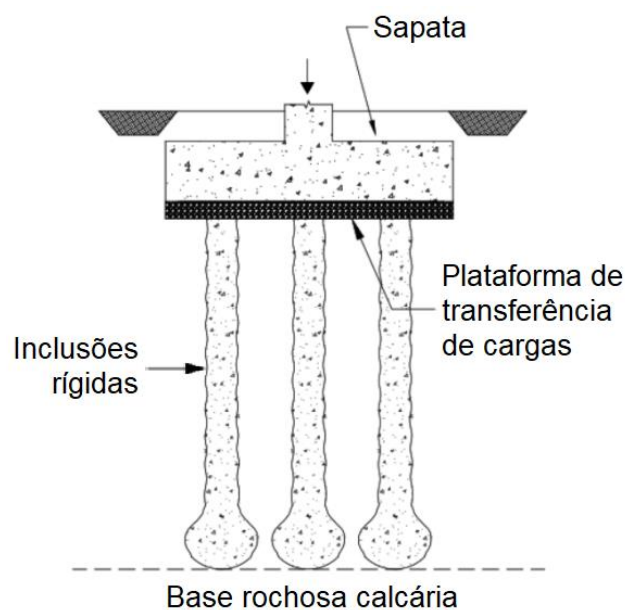


Figura 2.15. Sistema de fundação usado para o centro médico (Condon *et al.*, 2022).

Da Figura 2.15 nota-se, na ponta das inclusões rígidas, a presença de bulbos. Tais elementos foram induzidos durante o procedimento executivo na tentativa de realizar uma melhor transferência de cargas das inclusões para a base calcária localizada imediatamente abaixo (Condon *et al.*, 2022).

O projeto concebeu sapatas com capacidade de suporte para até 240 kPa, uma plataforma de transferência de cargas com espessura de cerca de 20 cm e inclusões rígidas com 40 cm de diâmetro e resistência do concreto à compressão não confinada mínima de 13,8 MPa, indo até por volta de 12 m de profundidade, onde se encontra a camada rochosa. Os pilares, por sua vez, tinham capacidade para resistir a até 2,5 cm de deslocamento vertical e 1,2 cm de recalque diferencial, dentro do estado limite de serviço, segundo os autores.

Após provas de carga, execução e monitoramento do edifício e das fundações, verificou-se que as inclusões realmente não sofreram o fenômeno de flambagem e que os deslocamentos verticais sofridos pela estrutura não ultrapassaram 1,2 cm, comprovando que a opção utilizada se mostrou efetiva para realizar o reforço do subsolo e, conseqüentemente, reduzir os recalques que seriam sofridos pela fundação superficial no terreno em questão, além de reduzir os custos, em comparação com a opção de fundações por estacas (Condon *et al.*, 2022).

2.4. Modelagem Numérica

Pelo que foi exposto nas seções anteriores, observa-se uma relativa complexidade requerida para a abordagem de tais elementos, evidenciando a necessidade de utilização de ferramentas numéricas para tal estudo, tendo em vista a capacidade computacional para realizar cálculos com maior velocidade e em maior quantidade, podendo, portanto, analisar de maneira mais completa tais soluções.

Nesse sentido, apresenta-se nesta seção o método numérico e o conjunto de *softwares* utilizados no presente trabalho, o Método dos Elementos Finitos, usado no Plaxis 2D e 3D, que têm capacidade para realizar as simulações numéricas dos mais diversos casos abordados pela engenharia geotécnica, incluindo o reforço com sistema de inclusões rígidas.

2.4.1. Método dos Elementos Finitos

Ferramentas numéricas são, em certos casos, realmente necessárias para analisar problemas da engenharia geotécnica, sobretudo quando esses requerem muito tempo ou esforço para serem solucionados ou quando não apresentam solução analítica.

Dos métodos numéricos utilizados na geotecnia, um dos mais difundidos é o Método dos Elementos Finitos (MEF), que tem sua ideia geral em discretizar o meio, originalmente particulado e com infinitas variáveis, em uma malha formada por uma quantidade finita de elementos, interligados por pontos na malha denominados nós, de maneira estruturada (com elementos finitos distribuídos regularmente ao longo do meio) ou de forma não-estruturada (com elementos distribuídos irregularmente), conforme Fig. 2.16. Essa redução a uma quantidade finita de elementos implica na diminuição da quantidade de variáveis a um conjunto finito de incógnitas, podendo ser agora determinadas com o uso de modelos constitutivos, que buscam descrever, de maneira aproximada, o comportamento do material (León, 2017).

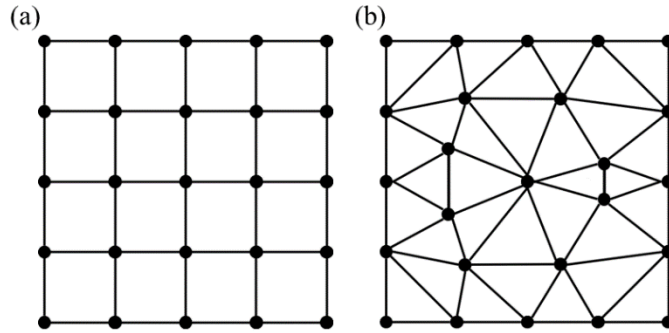


Figura 2.16. Exemplos de malhas de elementos finitos (a) estruturada e (b) não-estruturada.

Em uma análise tensão-deformação, por exemplo, o procedimento padrão do MEF consiste em atribuir condições de contorno (forças ou deslocamentos pré-definidos) aos nós da malha. Dos nós, por meio de interpolações e operações matriciais, são obtidas as deformações e tensões em pontos localizados no interior dos elementos, chamados de pontos de Gauss, e a partir daí se pode determinar também as forças nodais equivalentes. Uma formulação comumente utilizada para representar esse problema de elementos finitos em 2D é apresentada a seguir:

$$[K]\{d\} = \{F\}^{ext} \quad (2.2)$$

$$[K] = \iint_{\Omega} [B]^T [D] [B] \cdot |J| \, d\xi d\eta \quad (2.3)$$

Onde $[K]$ é a matriz de rigidez, que relaciona o vetor de deslocamentos internos $\{d\}$ com o vetor de forças externas $\{F\}^{ext}$. Da Eq. 2.3, Ω é a região de integração definida parametricamente por ξ e η , enquanto a matriz $[B]$ está também em termos de ξ e η e relaciona deslocamentos com deformações, de modo que, quando transposta, relaciona tensões com forças. $|J|$ é o determinante do Jacobiano, necessário no processo de parametrização e $[D]$, por sua vez, é a matriz constitutiva, onde entram as propriedades dos materiais, definidas por meio dos modelos constitutivos.

Paralelamente, em uma análise hidráulica no Método dos Elementos Finitos, atribui-se aos nós valores de vazão ou carga hidráulica, ao invés de forças e deslocamentos, e são calculados nos pontos de Gauss quantidades de velocidade de fluxo e gradiente hidráulico. Dessa forma, a equação geral de equilíbrio se torna a Eq. 2.4, representando a continuidade, onde a vazão que sai do sistema é equivalente à vazão de entrada.

$$[K]\{h\} = \{q\}^{ext} \quad (2.4)$$

$$[K] = \iint_{\Omega} [B]^T [P] [B] \cdot |J| \, d\xi d\eta \quad (2.5)$$

[K] continua com a mesma estrutura, método de determinação e significado matemático, porém, relacionando agora o vetor de cargas hidráulicas internas $\{h\}$ com o vetor de vazões provenientes do meio externo $\{q\}^{\text{ext}}$. Ω continua sendo a região de integração definida parametricamente por ξ e η , do mesmo modo que a matriz [B] permanece em termos de ξ e η , porém, relacionando agora carga hidráulica com gradiente hidráulico e, quando transposta, relacionando velocidade de fluxo com vazões por unidade de volume.

Ainda, |J| e [P] são o determinante do Jacobiano e a matriz constitutiva de permeabilidade, respectivamente, porém, os modelos constitutivos a serem inseridos em [P] para relacionar gradiente hidráulico e velocidade de fluxo agora são modelos hidráulicos.

2.4.2. Plaxis

Dentre os *softwares* utilizados na engenharia de fundações que trabalham com o Método dos Elementos Finitos, há o Plaxis 2D e o Plaxis 3D, que integram um conjunto de *softwares* bastante usado para realizar diferentes simulações numéricas de problemas geotécnicos existentes.

Os dois programas são muito semelhantes, até mesmo na interface gráfica (Figuras 2.17 e 2.18), diferindo majoritariamente com relação à abordagem geométrica dos problemas, seja de maneira visualmente bidimensional (estado plano de deformações ou modelagem axissimétrica), no caso do Plaxis 2D, ou completamente tridimensional, no Plaxis 3D.

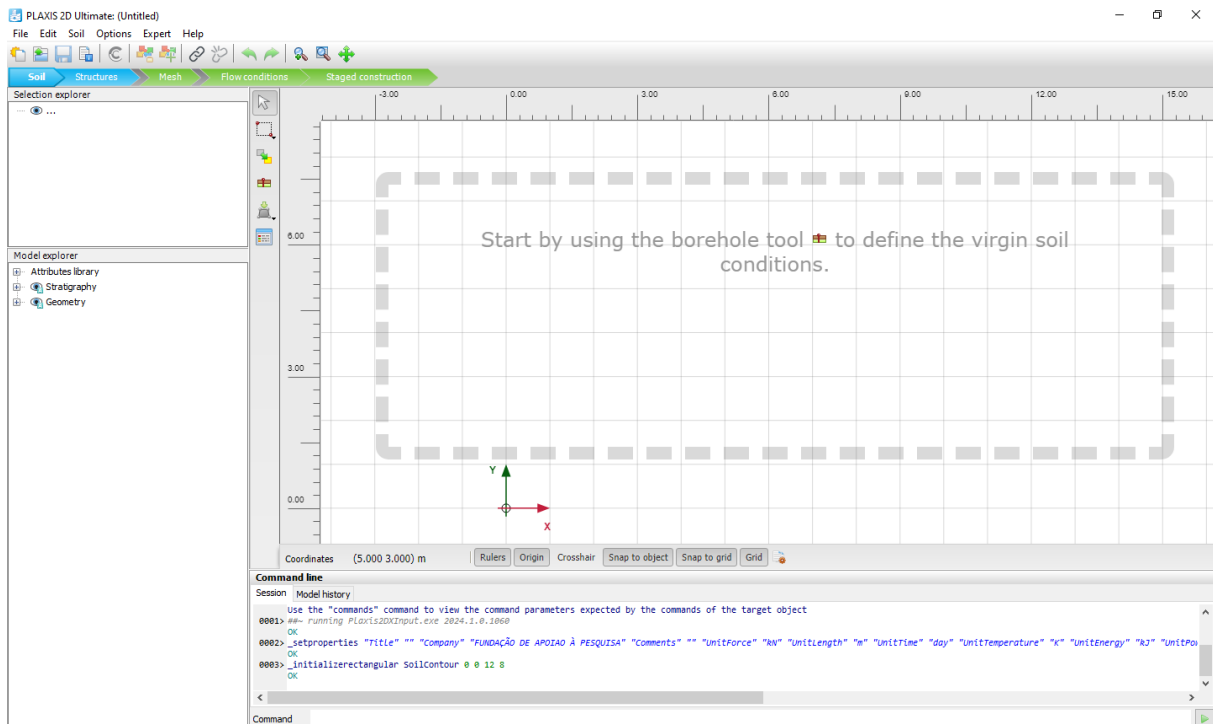


Figura 2.17. Interface gráfica do Plaxis 2D.

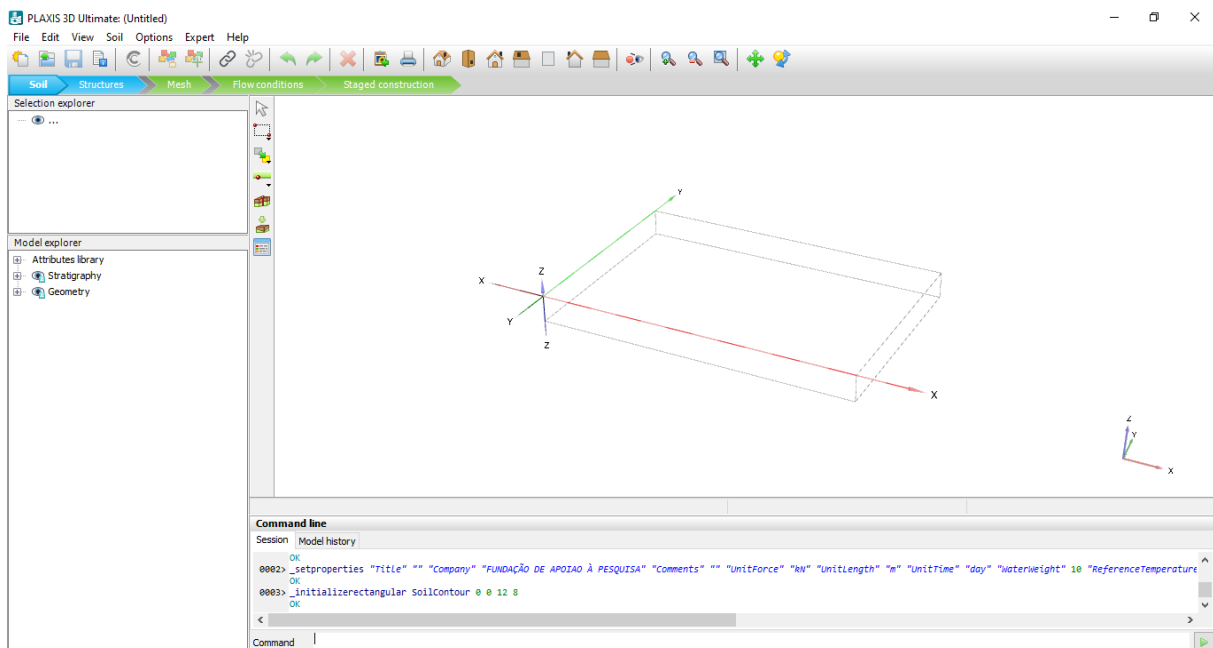


Figura 2.18. Interface gráfica do Plaxis 3D.

Ambos, porém, têm as mesmas unidades de medida padrão e adotam, por convenção de sinais, o critério de que todas as forças e tensões de compressão são negativas. Ademais, com relação ao tipo de elementos finitos, o Plaxis 2D trabalha com elementos triangulares de 6 e 15 nós e o 3D com tetraedros de 10 nós.

Quanto à modelagem numérica, os dois programas a dividem em cinco estágios: “solo”, “estruturas”, “malha”, “condições de fluxo” e “estágios de construção”, que, fundamentalmente, consistem em:

1. Solo: definição da geometria e estratigrafia do problema a partir de perfis com informações mecânicas e hidráulicas dos materiais;
2. Estruturas: inserção de elementos não pertencentes ao próprio perfil de solo analisado no modelo numérico, como drenos, túneis, placas e outros elementos estruturais, assim como imposição de deslocamentos, forças e superfícies de condições hidráulicas específicas;
3. Malha: estágio para discretização e geração da malha de elementos finitos a ser utilizada na modelagem;
4. Condições de fluxo: aplicação das condições iniciais e/ou de contorno hidráulicas do perfil de solo;
5. Estágios de construção: definição das diferentes fases percorridas na simulação numérica, sequencialmente, com a possibilidade de indicação de tempo de duração, tipo de análise a ser realizada em cada uma delas, ativação ou desativação de estruturas e de condições pré-definidas anteriormente.

Com relação às camadas de solo componentes da estratigrafia do problema, podem ser inseridas no programa as informações gerais do material (pesos específicos, índice de vazios, cor e tipo de drenagem), além de características hidráulicas, mecânicas, térmicas, iniciais e de interface.

A respeito das estruturas, o Plaxis dispõe de uma gama de opções de elementos externos a serem inseridos no modelo numérico, dentre os quais destaca-se aqui os poços, as superfícies de condições de contorno hidráulicas, as placas e as cargas distribuídas prescritas, que foram de relevância para as simulações desenvolvidas no presente trabalho.

Os poços são linhas inseridas para criar condições de contorno hidráulicas de vazão pré-definida em determinada região do perfil de solo. Tais condições podem ser de vazão positiva (poços de extração) ou de vazão negativa (poços de infiltração), que são inseridas como condições de contorno nos nós envolvidos por aquelas linhas. Tal estrutura é relevante para simular drenos de inundação, poços artesianos e dispositivos de rebaixamento de lençol freático, por exemplo.

As superfícies de condições de contorno hidráulicas, por sua vez, são áreas específicas onde se deseja forçar manualmente um desempenho hidráulico, como uma região com carga hidráulica pré-definida ou com infiltração por meio de precipitação pluviométrica variável,

fornecendo também condições de contorno hidráulicas ao modelo, porém, dessa vez de carga hidráulica.

Já as placas simulam elementos estruturais com uma dimensão significativamente menor que as outras duas, como radiers, cascas e paredes de contenção. Esse elemento exige uma definição específica do material, necessitando apenas de dados de entrada a respeito de informações mecânicas e geométricas daquela placa.

As cargas e deslocamentos prescritos são condições de contorno mecânicas, que também podem ser inseridas no estágio “estruturas” da modelagem numérica, de tal forma que impõem, respectivamente, uma força e um deslocamento em qualquer direção, de maneira pontual ou distribuída e podem resumir, por exemplo, o carregamento produzido por uma edificação ou os deslocamentos sofridos por algum elemento que esteja presente no modelo numérico.

Uma vez definidas as estruturas, a malha e as demais condições iniciais e de contorno hidráulicas e mecânicas gerais, é necessária a especificação das fases de construção da simulação, que dispõe de diferentes tipos de abordagem, como por exemplo:

- *Flow-only*: tipo de fase destinada apenas à análise de fluxo, sem processar o cálculo de deformações desenvolvidas no modelo;
- *Plastic*: fase em que se considera apenas a análise mecânica, de forma que as condições de fluxo são desenvolvidas a partir da fase anterior ou de uma nova condição pré-calculada;
- *Fully coupled flow-deformation*: tipo de fase que considera a abordagem acoplada de fluxo e deformação ao mesmo tempo, importante para simular condições em que tais fenômenos ocorrem simultaneamente de maneira relevante ou em casos particulares quando o solo sofre deformações devido ao acréscimo do grau de saturação, por exemplo.

Finalizada a definição dos estágios de construção, pode-se iniciar o procedimento de cálculo da simulação numérica que, após concluída, dispõe seus resultados em uma janela de *output* separada do programa principal, que pode ser observada na Figura 2.19.

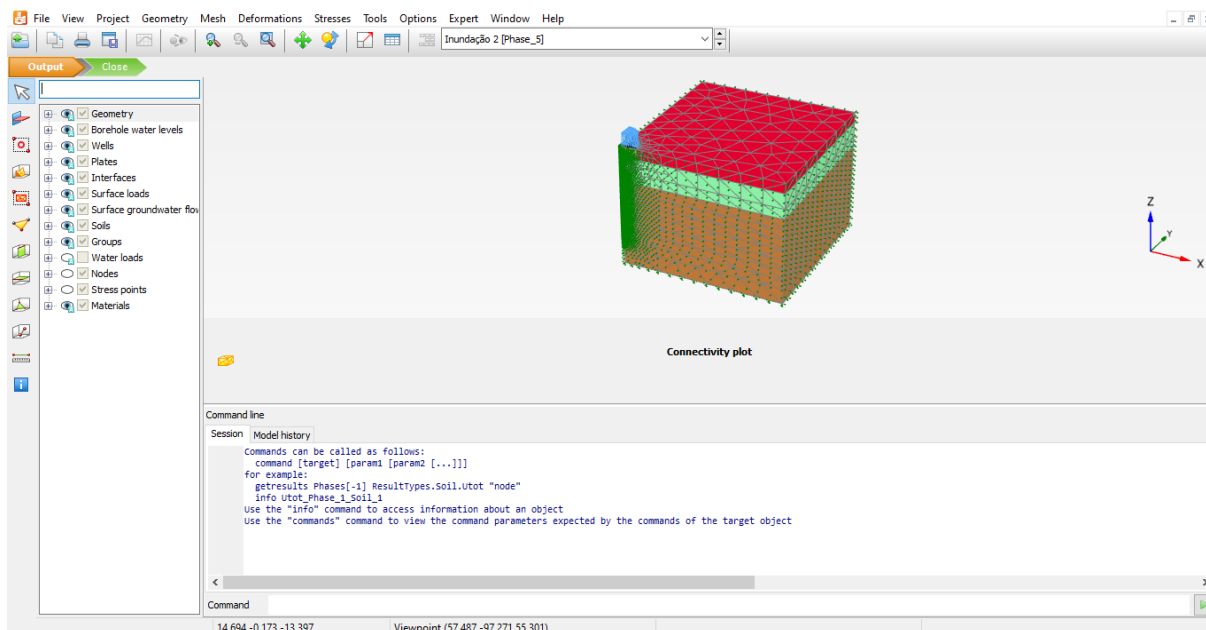


Figura 2.19. Janela de *output* do Plaxis 3D.

Desse subprograma, diversos resultados podem ser obtidos, como gráficos, perfis, tabelas e valores pontuais, variáveis e globais, a respeito de características mecânicas e de fluxo da simulação numérica elaborada, servindo como uma boa base para análises de pós-processamento a serem realizadas pelo usuário.

2.5. Modelos Constitutivos

Na modelagem numérica utilizando o Plaxis, os modelos constitutivos são inseridos durante a definição dos materiais, de tal forma que o próprio *software*, mesmo dispondo de uma lista de modelos, permite a adição de novas propostas.

A respeito dos modelos constitutivos, serão explanados nos próximos itens desta seção o Barcelona Basic Model e o Hardening Soil, que foram utilizados em diferentes camadas de solo inseridas nas modelagens numéricas aqui realizadas, assim como os modelos hidráulicos de Cavalcante & Zornberg (2017) e de Costa & Cavalcante (2021), para definição da curva característica e a função de condutividade hidráulica.

2.5.1. Hardening Soil

O Hardening Soil se trata de um modelo constitutivo mecânico elastoplástico não linear desenvolvido por Schanz *et al.* (1999) que consegue abordar a variação dos parâmetros de resistência do material de acordo com o nível de tensões ao qual aquele solo é submetido e, conseqüentemente, considera o endurecimento por cisalhamento e por compressão.

De acordo com Rebolledo *et al.* (2019b), além das características supramencionadas, as principais especificações desse modelo são:

- Deformações totais calculadas usando uma tensão dependente da rigidez, dispondo de uma relação tensão-deformação hiperbólica;
- Módulos de rigidez distintos para condições de carregamento e descarregamento;
- Regra de fluxo não associada para endurecimento por cisalhamento e regra de fluxo associada para endurecimento por compressão;
- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

O Hardening Soil dispõe de uma superfície de plastificação descrita pela Eq. 2.6 e com aparência representada pela Figura 2.22.

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.6)$$

Sendo \bar{f} uma função que depende dos parâmetros de rigidez e dos esforços atuantes, enquanto γ^p é a deformação plástica distorcional.

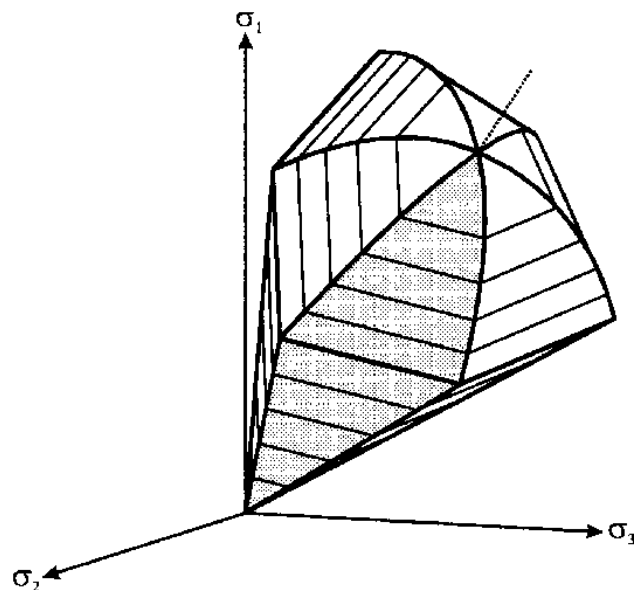


Figura 2.20. Superfície de plastificação do Hardening Soil (Schanz *et al.*, 1999).

Nota-se da Figura 2.20 que a superfície desse modelo dispõe de um “cap”, que limita a região elástica em um espaço finito, onde, decorrente do suficiente avanço ao longo do eixo hidrostático no espaço de tensões principais, há o surgimento de deformações volumétricas plásticas.

Conforme mencionado, o modelo dispõe de módulos de rigidez diferentes para as fases de carregamento e descarregamento e que tais parâmetros de resistência variam de acordo com o nível de tensões. Nesse sentido, o Hardening Soil assume que, a partir de um nível referencial de rigidez, os módulos (de carregamento, descarregamento e oedométrico) variam com base no valor de referência do próprio módulo e com base nos parâmetros geotécnicos do solo, conforme apresentado nas equações seguintes:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma'_3 \cdot \operatorname{sen}\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p_{ref} \cdot \operatorname{sen}\varphi} \right)^m \quad (2.7)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma'_3 \cdot \operatorname{sen}\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p_{ref} \cdot \operatorname{sen}\varphi} \right)^m \quad (2.8)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma'_3 \cdot \operatorname{sen}\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p_{ref} \cdot \operatorname{sen}\varphi} \right)^m \quad (2.9)$$

Onde m é um parâmetro matemático do modelo, E_{50} , E_{ur} , E_{oed} são os módulos de rigidez de carregamento, descarregamento e oedométrico, respectivamente, e E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} os módulos de rigidez referenciais correspondentes, enquanto p_{ref} se trata de uma tensão adotada como referência (Barrantes, 2013).

2.5.2. Barcelona Basic Model

Entre os modelos constitutivos desenvolvidos para simular o comportamento de solos não saturados está o Barcelona Basic Model (BBM), que foi elaborado por Alonso *et al.* (1990) e que, teoricamente, é apto a reproduzir o colapso do solo. As seguintes funções descrevem as superfícies de escoamento do modelo:

$$f_1(p, q, s, p_0^*) \equiv q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.10)$$

$$f_2(p, q, s, s_0) \equiv s - s_0 = 0 \quad (2.11)$$

Onde q é a tensão desvio, p é a diferença entre a tensão total média e a pressão do ar, p_0 a tensão de pré-adensamento do solo, p_0^* a tensão de pré-adensamento para a condição saturada, M é a inclinação da CSL (*critical state line* ou linha de estados críticos), enquanto s e s_0 são, respectivamente, a sucção mátrica e a máxima sucção já tida no solo. f_1 e f_2 , portanto, no espaço (p, q, s) , têm a aparência apresentada na Figura 2.21.

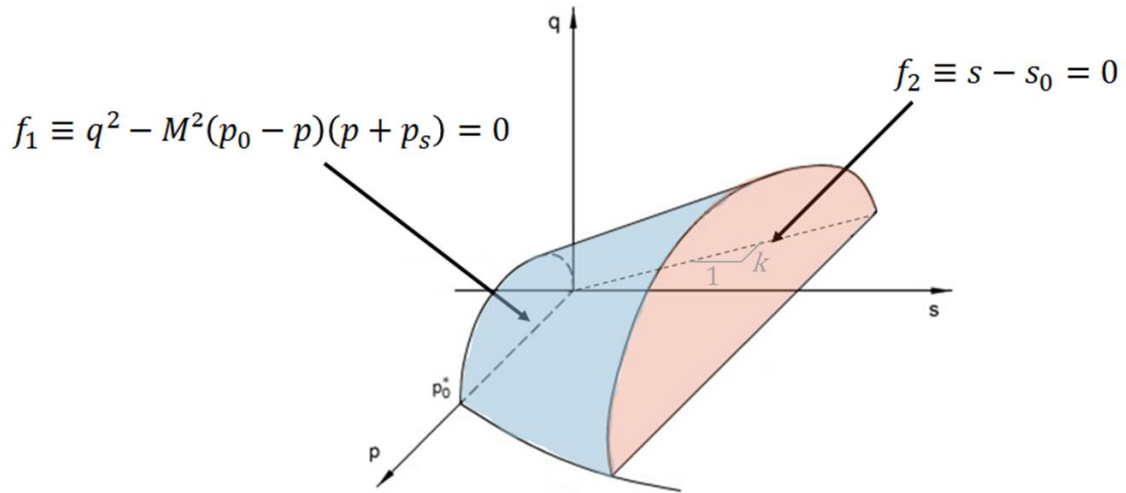


Figura 2.21. Representação das superfícies de escoamento do BBM.

Para a primeira superfície de escoamento a regra de fluxo é não associada e a função de potencial plástico é descrita pela Eq. 2.12, ao passo que para a segunda superfície a regra é associada, logo, a superfície de potencial plástico g_2 é idêntica à superfície de escoamento f_2 (Eq. 2.13).

$$g_1 \equiv \alpha \cdot q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.12)$$

$$g_2 \equiv f_2 \equiv s - s_0 = 0 \quad (2.13)$$

Percebe-se que a única diferença entre g_1 e f_1 é a presença do parâmetro α multiplicando o quadrado da tensão desviadora. Tal parâmetro do modelo permite à lei de fluxo o desenvolvimento de deformações laterais nulas para determinados estados de tensão em repouso (Pereira, 2011).

A respeito de f_1 , nota-se da Fig. 2.21 que aquela superfície intercepta o plano $q = 0$ formando uma reta no lado negativo do eixo p , iniciando na origem e crescendo no sentido positivo de s com uma inclinação representada por k , além de formar uma curva no lado positivo de p , denominada Linha Carga-Colapso (LC), conforme destacado na Fig. 2.22.

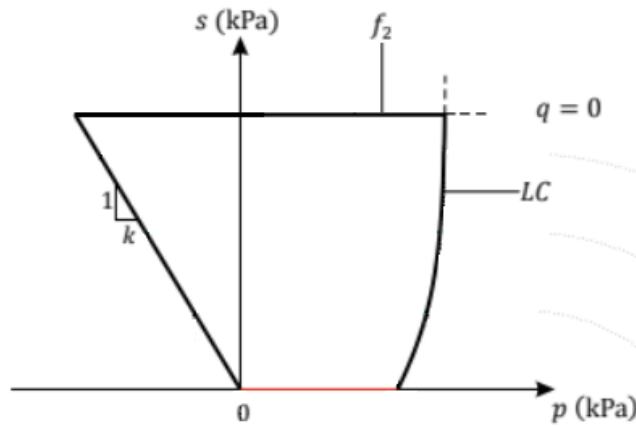


Figura 2.22. Intersecção das superfícies do modelo com o plano ps (adaptado – Pereira, 2011).

Também é possível inferir a partir das Figuras 2.21 e 2.22 que a superfície f_2 proporciona ao modelo a capacidade de prever deformações plásticas simplesmente com o aumento da sucção, ou seja, mesmo quando o material se encontrar sob estado de tensões constante, mas sofrer diminuição do grau de saturação suficiente para que a sucção registrada supere o valor de s_0 , surgem deformações plásticas por conta desse limite imposto por aquela superfície.

Da mesma forma, o BBM também é destinado a prever o surgimento de deformações plásticas com a diminuição da sucção. Nota-se, pelas Figuras 2.21 e 2.22, que um elemento de solo, mesmo com valores de p e q constantes, pode interceptar a superfície f_1 simplesmente devido a uma adequada diminuição da sucção s , ou seja, com um suficiente aumento do grau de saturação.

Assim, tendo em vista a lei de endurecimento do modelo BBM, observa-se que um ponto representativo de elemento de solo que busca atravessar a LC provoca o surgimento de deformações volumétricas plásticas, fato que se constitui fisicamente como o próprio fenômeno do colapso do solo, uma vez que esse surgimento de deformações plásticas com o aumento do grau de saturação e conseqüente diminuição da sucção mátrica, mesmo em um estado de tensões constante, é a própria definição de colapso apresentada na seção 2.2 deste trabalho.

No Plaxis, o Barcelona Basic Model é modificado com relação ao apresentado nesta seção até então. Trata-se de uma versão numérica definida em termos de invariantes de tensão que não se utiliza de tensões totais, como no modelo original de Alonso *et al.* (1990), mas sim de tensões efetivas, de tal forma que a superfície de escoamento f_1 e a função potencial plástico g_1 são descritas por meio das equações 2.14 e 2.15, conforme Bentley (2024b):

$$f_1 \equiv 3I^2 - \left(\frac{g(\theta)}{g(-1)} \right)^2 \cdot M^2(p' + p_t')(p'_c - p') \quad (2.14)$$

$$g_1 \equiv 3\alpha I^2 - \left(\frac{g(\theta)}{g(-1)} \right)^2 \cdot M^2(p' + p'_t)(p'_c - p') \quad (2.15)$$

Sendo p' a tensão média efetiva de compressão, p'_c a tensão de pré-adensamento no estado não-saturado, p'_t a tensão efetiva média de tração correspondente a um dado valor de sucção e I uma quantidade obtida a partir do segundo invariante de tensão, equivalente à tensão desvio dividida por $\sqrt{3}$. Ademais, as funções $g(\theta)$ tratam-se de respostas plásticas no plano desviador e são definidas da seguinte forma:

$$g(\theta) \equiv \left\{ \frac{2 \left(\frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi} \right)^4}{1 + \left(\frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi} \right)^4 + \left[1 - \left(\frac{3 - \sin\varphi}{3 + \sin\varphi} \right)^4 \right] \sin(3\zeta)} \right\}^{1/4} \quad (2.16)$$

Sendo φ e ζ , respectivamente, o ângulo de atrito e o ângulo de Lode.

O Plaxis BBM, como é assim descrito em Bentley (2024b), também impõe uma restrição na Linha Carga-Colapso para evitar que a tensão de pré-adensamento no caso não saturado (p'_c) seja inferior ao caso saturado, denotada por p'_0 , conforme pode acontecer no modelo original (Figura 2.23).

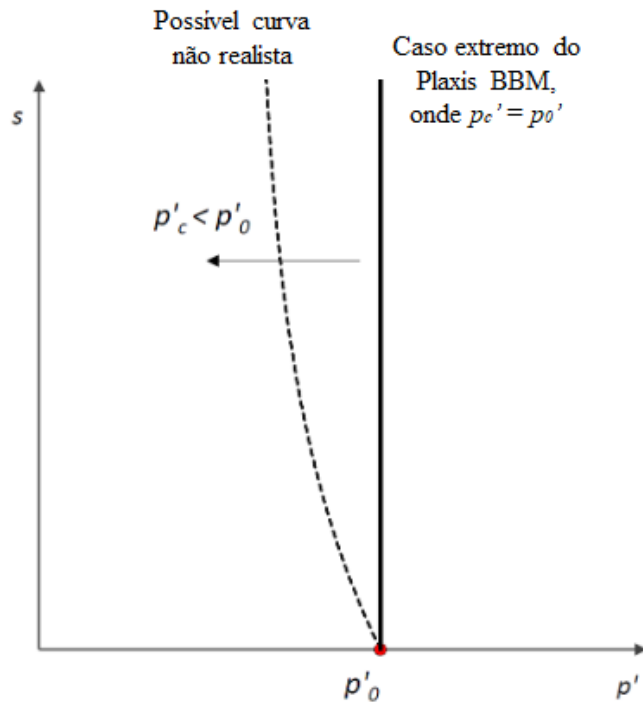


Figura 2.23. Possíveis LCs com e sem a restrição imposta pelo Plaxis BBM (adaptado – Bentley, 2024b).

Ademais, no *software*, o Barcelona Basic Model implementado requer a inserção dos seguintes parâmetros:

Tabela 2.1: Parâmetros do Barcelona Basic Model requeridos (Bentley, 2024b).

Parâmetro	Nome	Unidade de medida	Intervalo de valores
ν'	Coefficiente de Poisson	-	$0 < \nu' < 0,5$
κ	Inclinação da linha elástica no plano (lnp, ν)	-	> 0
λ	Inclinação da linha plástica no plano (lnp, ν)	-	$> \kappa$
κ_s	Inclinação da linha elástica no plano (lns, ν)	-	≥ 0
k_s	Fator de relação entre a resistência à tração e a sucção	-	≥ 0
φ	Ângulo de atrito no estado crítico	°	$0 < \varphi < 90$
e_0	Índice de vazios inicial	-	> 0
p_r	Tensão de referência	kPa	> 0
r	Parâmetro que define o valor assintótico da rigidez do solo	-	> 0
β	Parâmetro que define o crescimento da rigidez do solo com a sucção	kPa ⁻¹	> 0
α	Parâmetro do BBM para definição do tipo de regra de fluxo	-	> 0
K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo em repouso no estado normalmente adensado	-	> 0
POP	Tensão de sobreadensamento	kPa	≥ 0

Dentre esses parâmetros, alguns podem ser calculados direta ou indiretamente a partir de ensaios de laboratório, como é o caso dos quatro primeiros parâmetros da Tabela 2.1, bem como o ângulo de atrito e o índice de vazios. Outros, porém, só podem ser obtidos por meio de calibração, observando como a alteração de tais parâmetros influencia no comportamento do material em comparação com o registrado experimentalmente, a exemplo de p_r , r e β .

2.5.3. Modelos constitutivos hidráulicos

A respeito da modelagem de infiltração de água no solo, são apresentados nesta seção os dois modelos hidráulicos utilizados na presente pesquisa: o modelo unimodal de Cavalcante & Zornberg (2017) e o modelo bimodal de Costa & Cavalcante (2021), que é proveniente do primeiro.

De acordo com os autores, a proposição de Cavalcante & Zornberg (2017) é tida como solução analítica da Equação de Richards, que, para fluxo transiente de fluido incompressível em condição não saturada, e, considerando a lei de Darcy-Buckingham e a equação da continuidade, é expressa por meio da seguinte equação diferencial:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z(\psi)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial z} - k_z(\psi) \right] \quad (2.17)$$

Sendo $\partial \theta / \partial t$ a variação temporal do teor de umidade volumétrico, ρ_w a massa específica da água, g a aceleração da gravidade e k_x , k_y e k_z os valores da condutividade hidráulica nas três direções do espaço (x , y , z), que são função da sucção mátrica ψ .

Para resolver essa equação de maneira analítica, Cavalcante & Zornberg (2017) trataram o teor de umidade volumétrica como variável independente (ao invés da sucção), para isso foi utilizado o conceito de difusividade não saturada da água (D), que é expresso por:

$$D_i(\theta) = \frac{k_i(\theta)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (2.18)$$

Utilizando adequadamente a Eq. 2.18 na Eq. 2.17 tem-se a equação de Richards totalmente escrita em termos de θ (Eq. 2.19). Tal expressão assume, portanto, o formato da equação de Fokker-Planck (Cavalcante & Zornberg, 2017).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D_x(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[D_y(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial z} \quad (2.19)$$

Cavalcante & Zornberg (2017) propuseram ainda a utilização da chamada infiltração advectiva não saturada (a_s), que consiste na variação da condutividade hidráulica na direção z com o teor de umidade volumétrico. Logo, tratando apenas essa direção, tem-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - a_s(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.20)$$

Cavalcante & Zornberg (2017) conseguiram ainda demonstrar analiticamente que a curva de retenção de água no solo ($\theta(|\psi|)$, Eq. 2.21) e a função de condutividade hidráulica não saturada ($k(|\psi|)$, Eq. 2.22) podem ser expressas em termos de um mesmo parâmetro, representado pela letra δ , que dispõe ainda de um significado físico, visto que define a inclinação inicial com a qual diminui o teor de umidade volumétrico do solo a partir do aumento da sucção (Fig. 2.24), não se tratando, portanto, apenas de um parâmetro de ajuste do modelo.

$$\theta(|\psi|) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp(-\delta|\psi|) \quad (2.21)$$

$$k(|\psi|) = k_s \exp(-\delta|\psi|) \quad (2.22)$$

Sendo θ_s e θ_r os teores de umidade volumétrica saturado e residual, respectivamente.

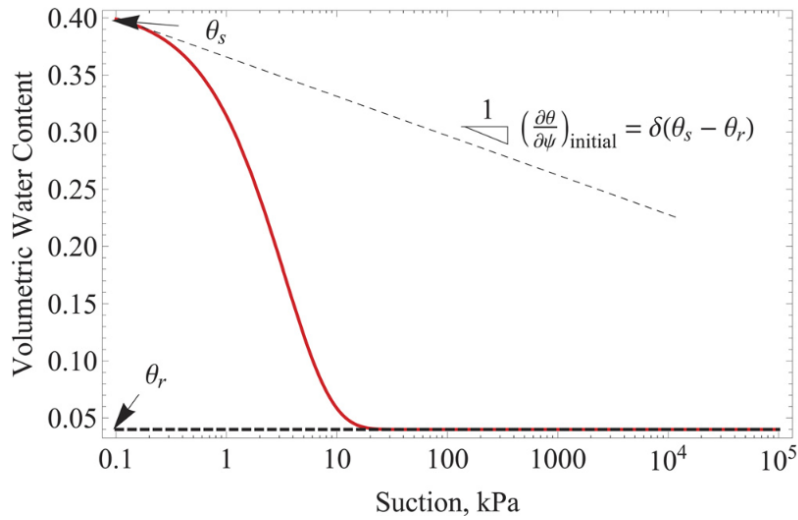


Figura 2.24. Parâmetros do modelo hidráulico para a curva característica (Cavalcante & Zornberg, 2017).

Os autores observaram que, em consequência da utilização de δ , os parâmetros hidráulicos D_z e a_s se tornaram constantes, portanto, suas novas expressões (Eq. 2.23 e 2.24) se tornaram as seguintes:

$$\overline{D}_z = \frac{k_s}{\delta(\theta_s - \theta_r)\rho_w g} \quad (2.23)$$

$$\overline{a}_s = \frac{k_s}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.24)$$

Pode-se então, a partir do que foi apresentado por Cavalcante & Zornberg (2017), reescrever a equação de Richards (Eq. 2.17), que era altamente não linear, da seguinte forma:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \overline{D}_z \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - \overline{a}_s \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.25)$$

Com base nas equações propostas por Cavalcante & Zornberg (2017) e utilizando superposição linear, Costa & Cavalcante (2021) puderam descrever também as equações da

curva característica (Eq. 2.26) e da função de condutividade hidráulica não saturada (Eq. 2.27) para solos de comportamento hidráulico bimodal, como é o caso da argila colapsível do Distrito Federal.

$$\theta(|\psi|) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)[\lambda \exp(-\delta_1|\psi|) + (1 - \lambda)\exp(-\delta_2|\psi|)] \quad (2.26)$$

$$k(|\psi|) = k_s[\lambda \exp(-\delta_1|\psi|) + (1 - \lambda)\exp(-\delta_2|\psi|)] \quad (2.27)$$

Sendo δ_1 e δ_2 análogos ao δ das Equações 2.21 e 2.22, correspondentes à região dos macroporos e à dos microporos, respectivamente, enquanto λ se trata do parâmetro de ajuste necessário para realizar a integração entre as duas partes da curva completa. Tal abordagem é interessante para analisar solos com essa característica bimodal, porque o desempenho hidráulico desses materiais apresenta duas fases distintas, tendo um comportamento na zona de sucção regida pelos macroporos e outro na zona dos microporos.

Por fim, quanto à implementação dos modelos hidráulicos no *software*, o Plaxis dispõe de algumas proposições padrão para condutividade hidráulica não saturada e curva característica, mas também permite a adição de modelos definidos pelo usuário, conforme Bentley (2024a).

Essa implementação é realizada por meio da opção “Spline”, que se trata da interpolação do tipo spline cúbica de até 20 pontos que contenham dados de sucção, grau de saturação e coeficiente de permeabilidade relativo.

Tal interpolação reproduz graficamente as funções relativas correspondentes aos pontos inseridos, que, por sua vez, são extraídos das curvas produzidas pelo modelo constitutivo hidráulico adotado pelo usuário. Esse procedimento foi o responsável por permitir a implementação dos modelos de Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021) na simulação numérica desenvolvida na presente pesquisa.

2.6. Modelagem Numérica de Fundações com Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis

Conforme mencionado no primeiro capítulo, outros autores já realizaram modelagens numéricas de fundações com inclusões rígidas em solos colapsíveis anteriormente, inclusive com a argila colapsível do Distrito Federal, como León (2017), Mützenber (2018), Oliveira & Silva (2018), León *et al.* (2020), Gomes (2020) e Santiago (2021).

León (2017), por exemplo, fez uma modelagem numérica tridimensional de um prédio de quatro andares cujas fundações eram reforçadas com inclusões rígidas (Figura 2.25), assentes em uma estratigrafia que representa o Campo Experimental da Geotecnia.

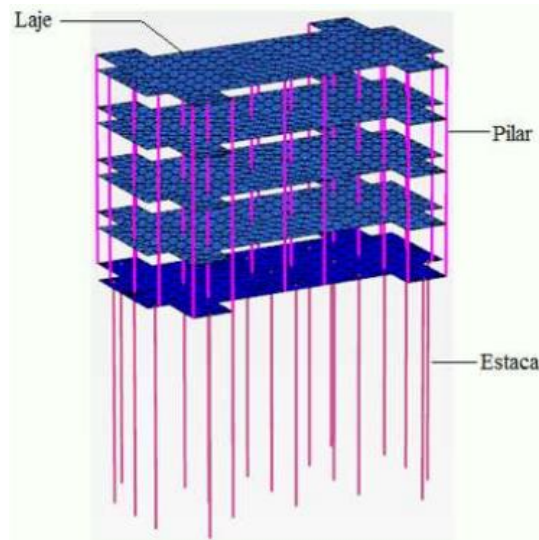


Figura 2.25: Isométrico da estrutura modelada por León (2017).

Naquele trabalho, o autor, além de desenvolver uma metodologia de avaliação numérica para o dimensionamento de fundações com inclusões rígidas, analisou os deslocamentos sofridos pela fundação, os esforços nas inclusões e o desempenho da distribuição das cargas proporcionada pela PTC.

Mützenber (2018), por sua vez, avaliou de maneira detalhada a interação entre a Plataforma de Distribuição de Cargas e as inclusões rígidas, tanto experimentalmente quanto numericamente, buscando obter, com o uso do Plaxis, os valores de deslocamentos sofridos pela massa de solo, assim como tensões e resistência daquele material colapsível.

O autor direcionou seus esforços para analisar especificamente a região de interação entre aqueles dois elementos do sistema, não modelando, portanto, os fustes das inclusões. Tal modelagem se deu de maneira bidimensional, variando a carga aplicada e o diâmetro dos elementos cilíndricos, de forma que os resultados obtidos numericamente foram contrastados com os provenientes da simulação laboratorial.

Já Oliveira & Silva (2018) desenvolveram simulações numéricas bidimensionais com diferentes configurações de simulações reforçadas com inclusões rígidas, variando a espessura da PTC, o carregamento e o espaçamento entre as inclusões, a fim de verificar o comportamento mecânico da fundação, especialmente no que tange à avaliação dos deslocamentos utilizando a técnica de inclusões rígidas.

A partir dos resultados obtidos, os autores validaram a modelagem numérica desenvolvida e observaram como cada modificação realizada na geometria do sistema de inclusões rígidas interfere na diminuição dos deslocamentos da fundação superficial.

Da mesma forma, León *et al.* (2020) desenvolveram um trabalho de avaliação numérica axissimétrica para avaliar como as mudanças na geometria do sistema de inclusões rígidas interferem no desenvolvimento de tensões em um radier reforçado com tal técnica. Para isso, também realizaram alterações na espessura da camada de transferência de cargas e espaçamento do radier, porém, avaliaram diversas estratigrafias diferentes de solos colapsíveis.

Naquela pesquisa, onde utilizaram também o Plaxis, os autores comprovaram a funcionalidade que a utilização do reforço com inclusões rígidas tem para diminuir as tensões desenvolvidas na fundação superficial.

Gomes (2020), por sua vez, desenvolveu uma proposta de modelos físicos de raders com e sem inclusões rígidas, que foi utilizada como base por Santos Neta (no prelo) para realizar sua simulação física. Tal desenvolvimento se deu a partir de simulações numéricas realizadas no Plaxis 2D e 3D, com a estratigrafia do Campo Experimental da Geotecnia, que também proporcionou detalhamento a respeito do mecanismo de transferência de cargas do sistema de reforço, assim como resultou nas magnitudes de esforços no sistema de inclusões rígidas e deslocamentos sofridos pela fundação.

Ainda, também desenvolvendo modelagens numéricas bidimensionais e tridimensionais, Santiago (2021) estudou a aplicação das inclusões rígidas como reforço de fundações para silos graneleiros, de tal forma que, por meio do Método dos Elementos Finitos, foi avaliada a influência que o carregamento de uma fundação provoca em fundações próximas, simulando um complexo de oito silos suportados por lajes de fundo reforçadas com inclusões rígidas em solo colapsível.

Santiago (2021) obteve resultados com relação aos deslocamentos sofridos pelas fundações, deformações no túnel de fundo dos silos e a respeito da abertura das juntas estruturais das lajes de fundo para cada situação simulada numericamente. A Figura 2.26 ilustra a malha de elementos finitos elaborada pela autora para um grupo de silos com inclusões rígidas.

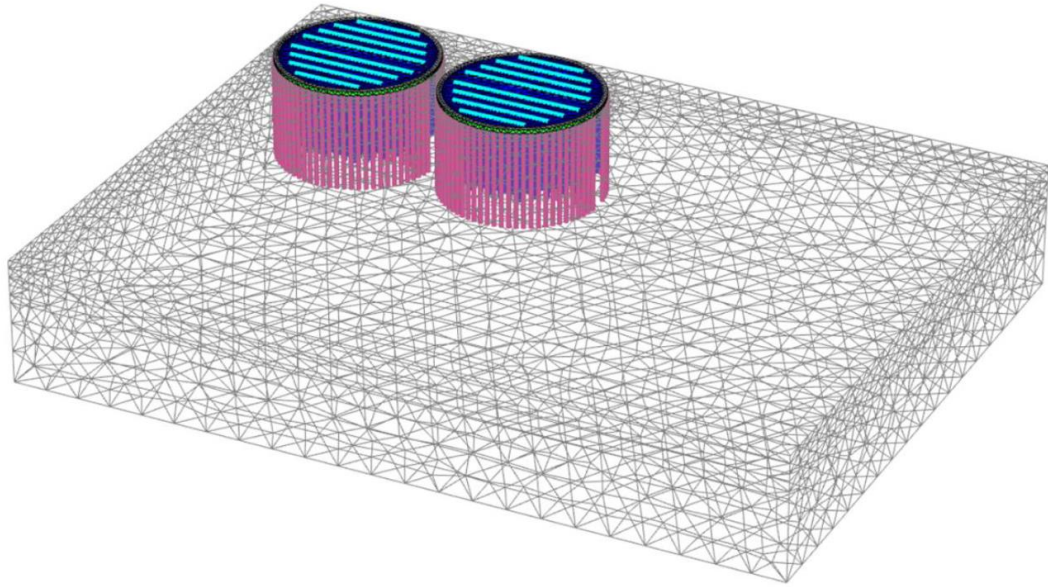


Figura 2.26: Malha de elementos finitos para um grupo de dois silos com inclusões rígidas (Santiago, 2021).

Por fim, é importante destacar que todos esses trabalhos realizados anteriormente utilizaram apenas Mohr-Coulomb e Hardening Soil como modelos constitutivos, além de realizarem análises simplificadas com relação à modelagem de fluxo (León, 2017; Mützenber, 2018; Oliveira & Silva, 2018; León *et al.* (2020); Gomes, 2020; Santiago, 2021), sendo oportuno, portanto, o uso de modelos teoricamente mais adequados ao problema dos solos colapsíveis, como o Barcelona Basic Model para avaliar os deslocamentos verticais e os modelos hidráulicos de Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021) para análise de fluxo, conforme apresentado no próximo capítulo desta pesquisa.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A presente pesquisa segue um fluxo metodológico que teve início com a obtenção de parâmetros do solo provenientes da literatura e com a realização da simulação física por Santos Neta (no prelo), que aborda os perfis de saturação registrados e as magnitudes de carregamento aplicados em campo.

Com os dados de entrada, foram determinadas, por meio de análise numérica paramétrica, as condições iniciais de carga hidráulica e permeabilidade. Posteriormente, foram desenvolvidas as simulações numéricas em 2D e 3D de inundação e colapso, baseando-se no procedimento físico realizado em campo e implementando os modelos constitutivos explanados no capítulo anterior.

Após a conclusão das simulações numéricas, os resultados obtidos foram avaliados em relação aos bulbos de inundação, perfis de saturação e suas variações temporais, perfis de sucção e deslocamentos verticais sofridos pelo sistema de fundação. Tais resultados foram comparados com os obtidos por meio da simulação física, a fim de validar os modelos constitutivos utilizados e o próprio modelo numérico elaborado.

Ainda foram realizadas observações sobre como a variação da umidade influenciou nos deslocamentos sofridos pela fundação, além de comparações com os resultados de deslocamento vertical sofridos pelo modelo reforçado e pelo modelo sem as inclusões rígidas, visando averiguar a capacidade do sistema de fundações utilizado para esse tipo de solo. A Figura 3.1 apresenta um fluxograma esquematizando a metodologia geral da presente pesquisa.

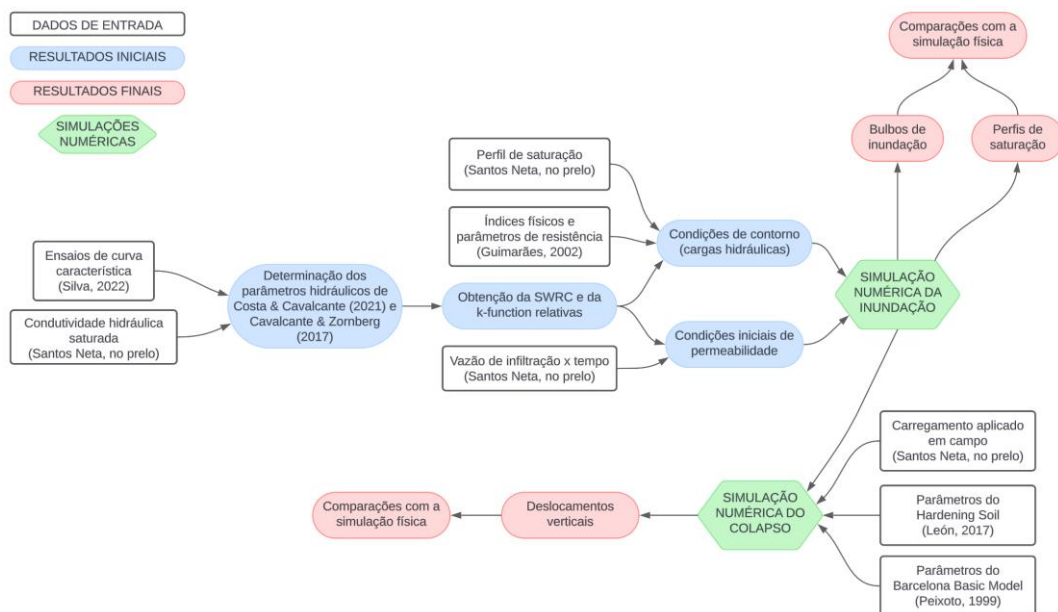


Figura 3.1. Fluxograma representativo da metodologia utilizada na pesquisa.

3.1. Simulação Física

Inicialmente, cabe discorrer a respeito da simulação física, que se trata de um antecedente experimental realizado por Santos Neta (no prelo) e que serviu de base e comparativo para as simulações numéricas desenvolvidas na presente pesquisa. A Fig. 3.2 apresenta um cronograma resumido do procedimento de campo.

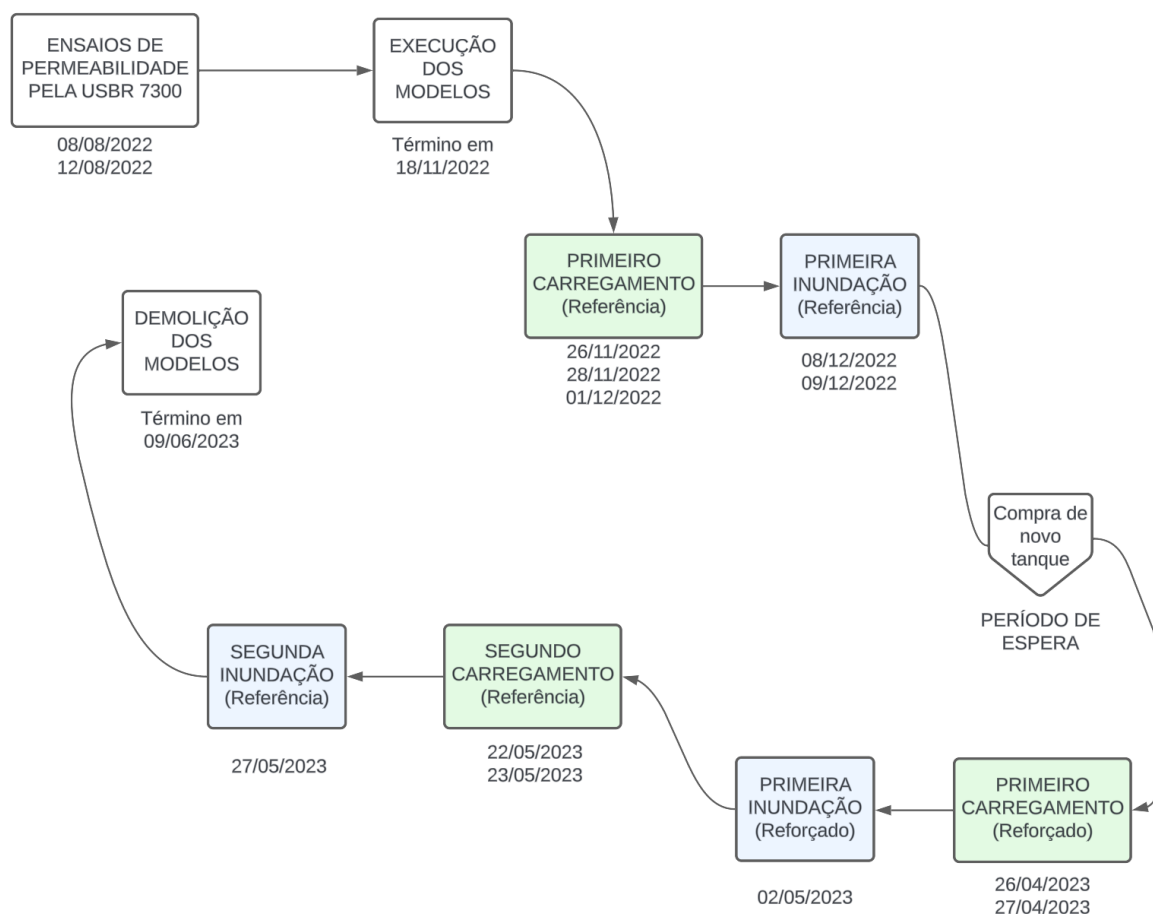


Figura 3.2. Esquemática global da simulação física (Santos Neta, no prelo).

3.1.1. Ensaio de permeabilidade

De acordo com o cronograma apresentado na Figura 3.2, observa-se que o primeiro passo do trabalho de campo foi realizar um ensaio de permeabilidade, visando determinar a condutividade hidráulica saturada com base no procedimento descrito pela norma americana USBR 7300-89 (DOI, 1989).

Tal ensaio, realizado *in situ* sob carga constante, foi feito duas vezes a partir da utilização de um reservatório, um flutuador de plástico ou madeira com sistema de suporte, além de um sistema hidráulico para realizar a infiltração de água em um poço de 15 cm de

diâmetro escavado no terreno com revestimento de areia grossa, semelhante ao esquematizado na Figura 3.3.

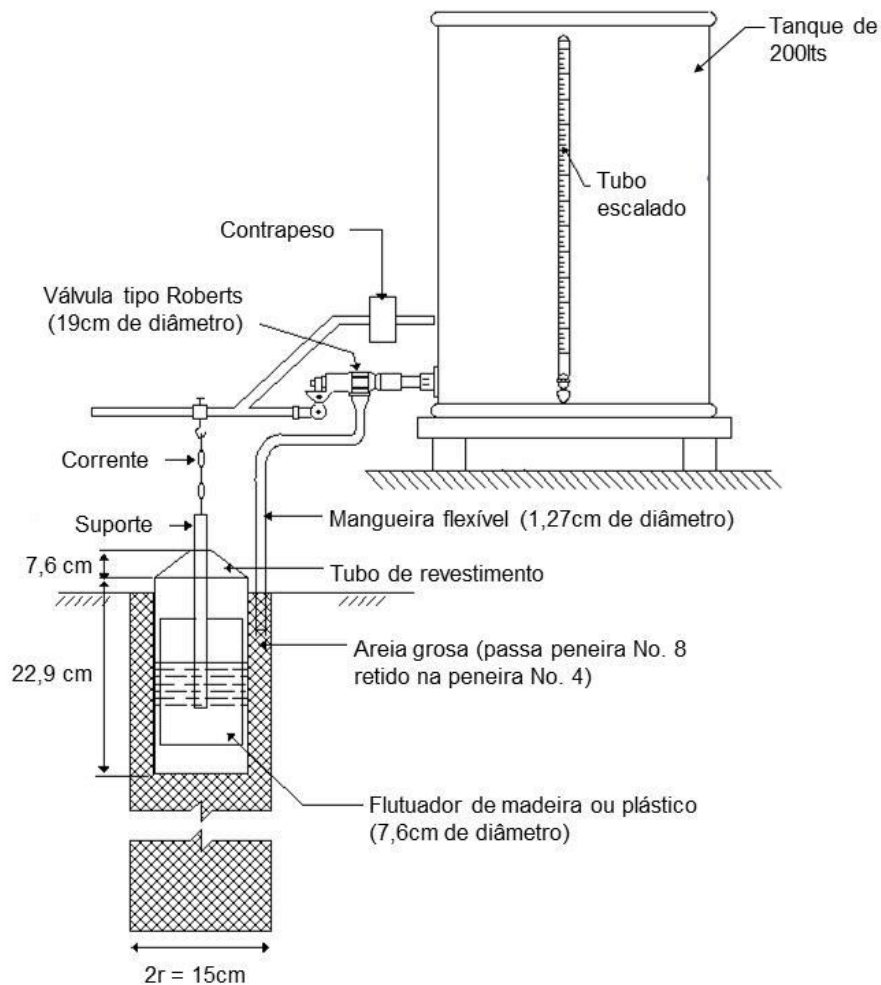


Figura 3.3. Aparato do ensaio de permeabilidade (adaptado – DOI, 1989).

A execução do ensaio se dá a partir do acionamento da válvula presente na saída do reservatório para realizar a liberação da água do tanque para a mangueira, que inunda o poço, de tal forma que o nível d'água é controlado e mantido constante por meio da própria válvula e de um contrapeso.

Conforme o tempo avança, o volume de água infiltrado aumenta, porém, com uma taxa menor, devido à diminuição da capacidade do solo em absorver água. Deve-se, tendo em vista essa variação, anotar os valores de volume de água infiltrado acumulado (V) ao longo do tempo (t), observando o tubo escalado presente no tanque, para que seja possível plotar uma curva volume acumulado *versus* tempo (Fig. 3.4), de onde se determina a vazão de fluxo estabelecido Q para calcular o coeficiente de permeabilidade a partir de equações determinadas pela norma para diferentes tipos de estratigrafia (DOI, 1989).

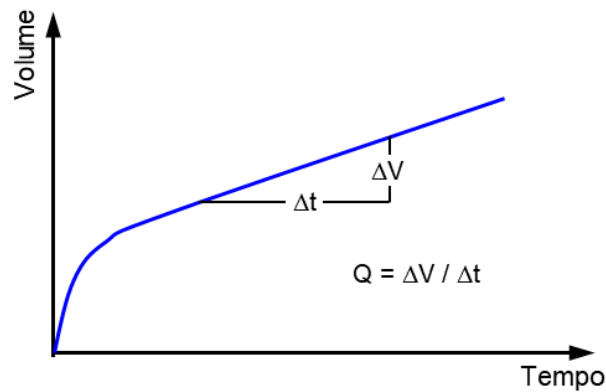


Figura 3.4. Curva volume acumulado *versus* tempo a partir do ensaio.

O referido procedimento experimental foi realizado no CEG duas vezes, sendo obtidas curvas de vazão de infiltração de água no solo *versus* tempo (Figura 3.5), usadas como base de comparação para as resultantes da simulação numérica, que buscou variar os valores de permeabilidade horizontal e vertical a partir do valor saturado obtido em campo.

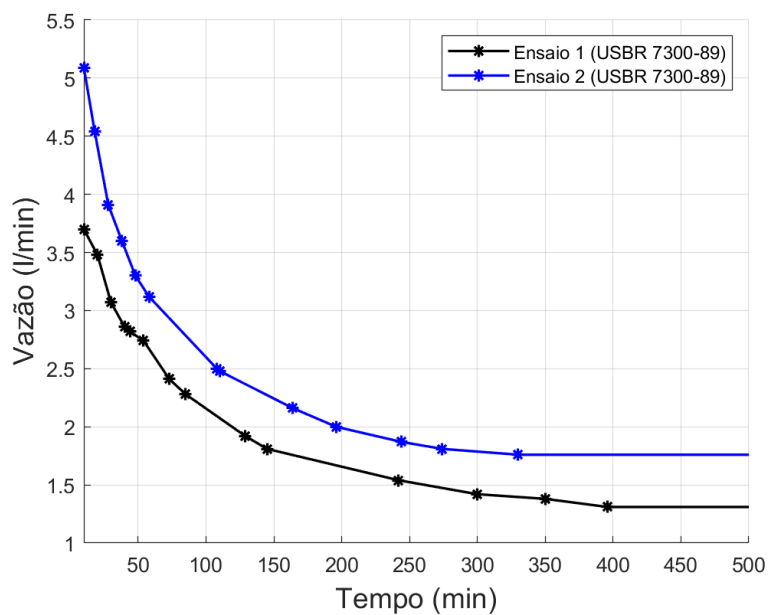


Figura 3.5. Curvas vazão *versus* tempo obtidas experimentalmente por Santos Neta (no prelo).

Com base no valor de vazão obtido e na altura do lençol freático no momento em que foi realizado o ensaio, assim como a partir das condições geométricas do poço, foi possível calcular a condutividade hidráulica saturada k_{20} do ensaio por meio da Equação 3.1, proveniente

da própria norma. Portanto, como foram realizados dois ensaios, o valor de condutividade hidráulica saturada resultante seria a média entre os dois k_{20} obtidos.

$$k_{20} = \frac{QV}{2\pi w^2} \left\{ \ln \left[\frac{w}{r} + \sqrt{\left(\frac{w}{r}\right)^2 + 1} \right] - \frac{\sqrt{\left(\frac{w}{r}\right)^2 + 1}}{\frac{w}{r}} + \frac{r}{w} \right\} \quad (3.1)$$

Sendo r o raio do poço e w a altura de água no poço.

Com o valor de condutividade hidráulica resultante, pode-se, por retro análise utilizando a mesma equação, mas com as dimensões geométricas dos drenos, determinar a vazão e o volume de água necessários para teoricamente saturar o subsolo. Logo, viu-se a necessidade de inserir mais de 20 m³ de água no subsolo para realizar a simulação da inundação.

O valor de condutividade hidráulica obtido pela USBR 7300 foi verificado ainda por meio das equações 3.2 e 3.3, que são, respectivamente, as equações de Hazen (1911) e de Chapuis (2004), as quais resultaram em magnitudes semelhantes à obtida experimentalmente.

$$k_s = C \cdot D_{10}^2 \quad (3.2)$$

$$k_s = 2,4622 \left(D_{10}^2 \frac{e^3}{1+e} \right)^{0,7825} \quad (3.3)$$

Sendo e o índice de vazios, C o Coeficiente de Hazen e D_{10} o diâmetro efetivo do solo, obtido por meio de curvas granulométricas de Guimarães (2002).

Da mesma forma, o volume calculado foi comparado com o volume total abaixo da projeção do radier na camada colapsível, a fim de validação lógica se o resultado obtido da norma é aceitável. Sendo menor que o volume total abaixo do radier na camada colapsível, foi assumido o volume calculado pela USBR 7300 para realização das simulações físicas de inundação.

3.1.2. Construção dos modelos físicos

Posteriormente, a partir dos resultados dos trabalhos de Guimarães (2002) e Gomes (2020), Santos Neta (no prelo) executou no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB - CEG dois modelos físicos de radier (Figura 3.6, Figura 3.7 e Tabela 3.1), um com a presença do sistema de inclusões rígidas (chamado de Modelo

Reforçado) e outro sem (chamado de Modelo de Referência), visando comparar o desempenho de ambos quando submetidos ao processo de colapso do solo, induzido por carregamento e por inundação.

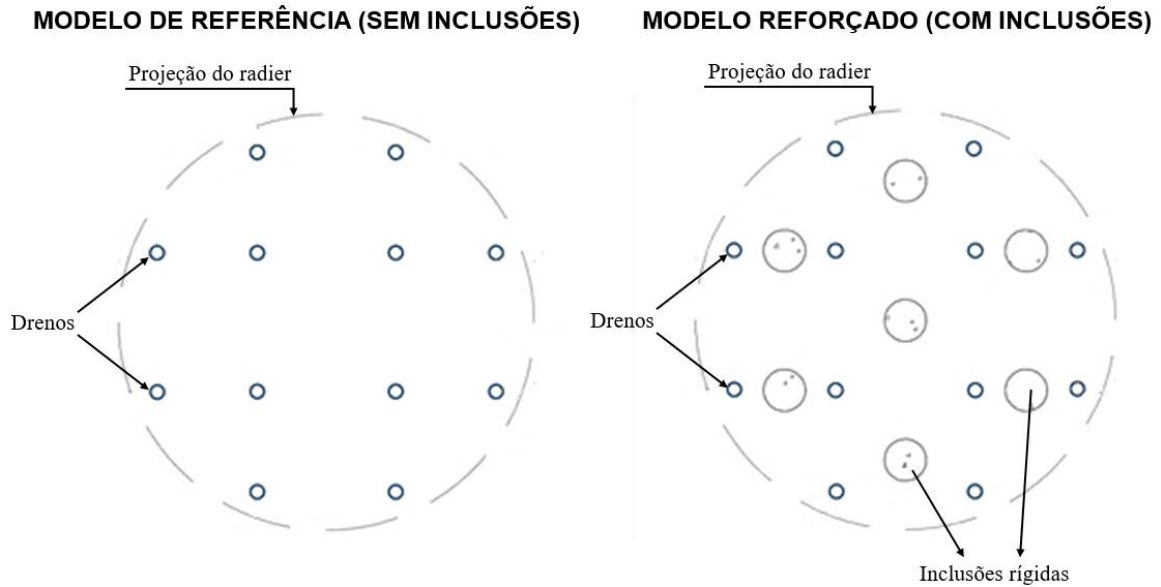


Figura 3.6. Vista em planta de ambos os modelos executados no Campo Experimental da Geotecnia (adaptado – Gomes, 2020).

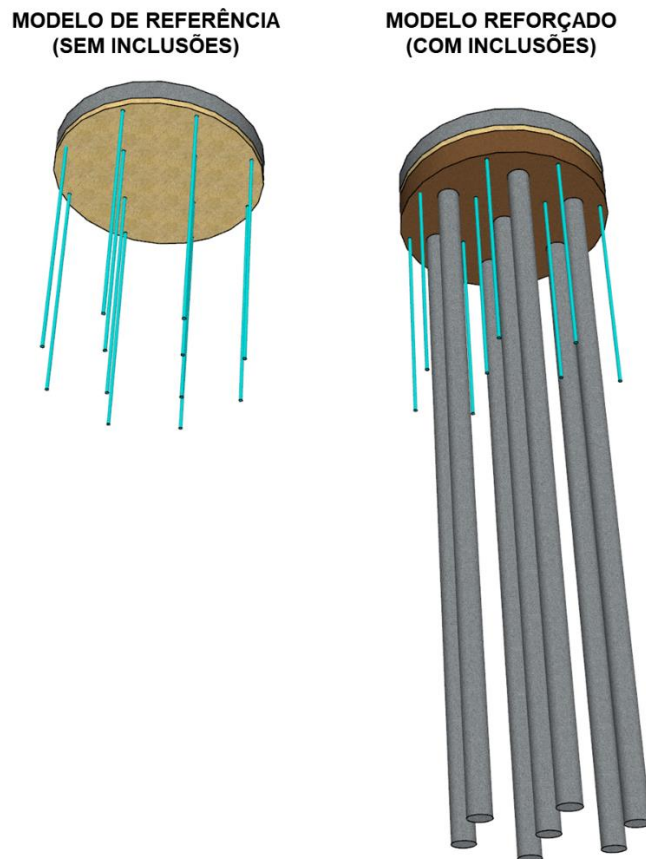


Figura 3.7. Perspectiva inferior de ambos os modelos executados no CEG.

Tabela 3.1: Especificações dos modelos de fundação executados.

Radier (ambos os modelos)	
f_{ck}	25 MPa
Espessura	0,3 m
Diâmetro	3 m
Plataforma de transferência de cargas	
Espessura	0,1 m em areia compactada + 0,4 m em solo do local compactado
Inclusões rígidas	
f_{ck}	25 MPa
Quantidade	7
Comprimento	9 m
Diâmetro	0,3 m
Espaçamento	1 m

Pode-se observar nas Figuras 3.6 e 3.7, além dos radies e sistema de reforço, a presença de drenos, que formam uma rede para inundação do subsolo, idêntica em ambos os modelos e que tem como objetivo proporcionar um aumento suficiente no grau de saturação da camada colapsível para que ocorra o fenômeno do colapso.

Esse sistema de inundação é composto por um total de 12 tubos de PVC em posição vertical, perfurados e preenchidos com areia grossa, que injetam água diretamente no subsolo até uma profundidade de 3,5 m, cobrindo toda a camada colapsível do solo. Como pode ser observado na Figura 3.8, esses drenos recebem água de um dispositivo central de distribuição que, por sua vez, é abastecido por um tubo alimentador que, durante o processo de inundação, é conectado diretamente à mangueira de um carro-pipa.



Figura 3.8. Modelo de Referência antes da concretagem, evidenciando o sistema de inundação.

A execução do Modelo de Referência com base nas especificações da Tabela 3.1 se deu a partir das seguintes etapas construtivas: 1) escavação e instalação dos drenos verticais; 2) instalação dos instrumentos; 3) compactação de camada de proteção das células de tensão totais localizadas abaixo do radier; 4) instalação da armadura e dos demais tubos do sistema de inundação; 5) concretagem do radier.

Já para o Modelo Reforçado foram: 1) escavação, instrumentação e concretagem das inclusões rígidas; 2) escavação e instalação dos drenos verticais; 3) instalação dos instrumentos; 4) compactação da PTC; 5) instalação da armadura e dos demais tubos do sistema de inundação; 6) concretagem do radier.

3.1.3. Simulação física do colapso

Uma vez finalizada a construção dos dois modelos com a cura do concreto, foram realizados os processos de carregamento e inundação do Modelo de Referência em duas etapas, utilizando dois reservatórios, com capacidade de armazenamento de 10 e 15 m³.

A primeira fase de carregamento consistiu na tentativa de preenchimento total do tanque de 10 m³ com brita 4, gerando um acréscimo de tensão equivalente a 13,76 kPa. Posteriormente foi feito o preenchimento dos vazios com água, bem como a regularização da brita no tanque, o que possibilitou o acomodamento de mais material granular, produzindo assim um acréscimo de tensão de mais 9,33 kPa. A Fig. 3.9 apresenta um registro do carregamento realizado com esse tanque.



Figura 3.9. Primeiro carregamento do Modelo de Referência com o tanque de 10 m³.

A essa sobrecarga soma-se o peso do radier, com 30 cm de espessura, que produziu uma tensão de 7,5 kPa, contabilizando assim um acréscimo de tensão total de 30,59 kPa (brita + água + radier). A inundação do subsolo nessa etapa, por sua vez, foi realizada em dois dias, possibilitando a injeção de 18,428 m³ de água no subsolo do Modelo de Referência.

Alguns meses após essa primeira jornada de carregamento e inundação, foi realizada uma segunda, dessa vez com o tanque de 15 m³, provocando uma sobrecarga total de 55 kPa e uma injeção de 20,812 m³ de água no subsolo no decorrer de um tempo de inundação equivalente a 3 horas e 30 minutos. A Figura 3.10 apresenta um registro do segundo carregamento do Modelo de Referência.



Figura 3.10. Segundo carregamento do Modelo de Referência com o tanque de 15 m³.

Com relação ao Modelo Reforçado, foi também utilizado o tanque de 15 m³ de capacidade, preenchido com brita e água para produzir a sobrecarga no sistema de fundação com inclusões rígidas, assim como um volume injetado semelhante, equivalente a 20,082 m³ de água inseridos no subsolo. A Fig. 3.11 ilustra um momento do processo de inundação do subsolo, onde é possível observar a conexão entre a mangueira do carro-pipa e o tubo alimentador do sistema de inundação.



Figura 3.11. Registro da inundação do subsolo abaixo do Modelo Reforçado utilizando carro-pipa.

A respeito do monitoramento, a autora realizou sondagens SPT (a 30 cm da borda do radier) e a trado (a 10 cm da borda do radier) em dias específicos, antes e após a inundação de ambos os modelos, para avaliar o perfil de umidade onde se localizavam os radiers, bem como acompanhou os deslocamentos verticais sofridos durante todo o procedimento experimental a partir de medições topográficas em 4 pontos de referência igualmente espaçados na borda dos radiers, conforme Figura 3.12.

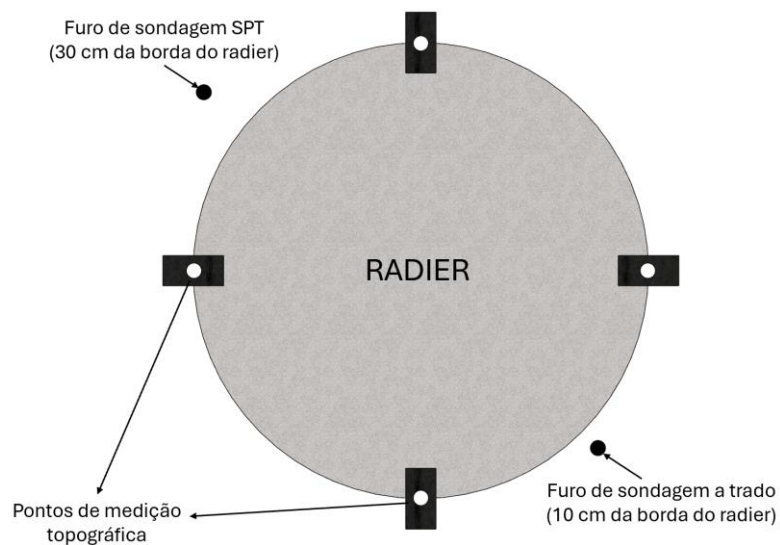


Figura 3.12. Localização dos furos de sondagem e dos pontos de medição topográfica nos modelos.

Nesta dissertação, os dados de deslocamentos registrados em campo, apresentados como comparativos para a simulação numérica descrita na próxima seção, são os valores médios calculados a partir desses 4 pontos topográficos da borda dos radiers.

3.2. Solo Estudado

Quanto às características da modelagem, convém inicialmente falar a respeito do solo do CEG, onde foi realizada a simulação física na qual se baseia o presente trabalho. A estratigrafia dispõe basicamente de uma crosta superficial, com espessura aproximada de 1 m, seguida de uma camada porosa colapsível até a profundidade de 3,5 m e de uma camada mais extensa de solo residual laterítico (não colapsível) até por volta dos 10 m de profundidade (Rebolledo *et al.*, 2019a), conforme apresentado na Figura 3.13.

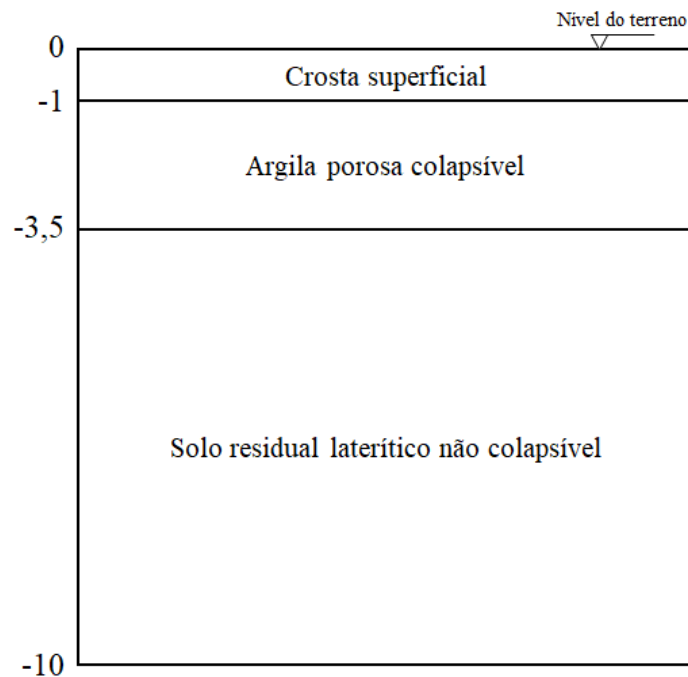


Figura 3.13. Perfil estratigráfico (modificado – Rebolledo *et al.*, 2019a).

Diversas pesquisas já foram realizadas para determinar parâmetros e características desse substrato, seja para obtenção da curva de retenção de água no solo, parâmetros de resistência, índices físicos ou outros parâmetros relevantes, de forma que alguns desses dados, já existentes na literatura, foram utilizados no presente trabalho.

As curvas de retenção de água no solo foram determinadas por Silva (2022) para diferentes profundidades na condição indeformada, enquanto o coeficiente de permeabilidade saturado foi obtido por meio do procedimento descrito no item 3.1.1, resultante em $2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Tais parâmetros foram os dados de entrada para determinação das curvas de retenção de água no solo e da função de condutividade hidráulica não saturada dos modelos de Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021).

Ainda, os índices físicos e parâmetros de resistência do solo do CEG para diferentes profundidades foram apresentados por Guimarães (2002) e Gomes (2020), conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Índices físicos e parâmetros de resistência (Guimarães, 2002, modificado por Gomes, 2020).

Prof.	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Gs	e	c' (kPa)	ϕ'
1 m	13,33	16,48	2,739	1,60	5,0	25°
2 m	13,67	16,53	2,731	1,57	5,0	25°
3 m	14,65	17,09	2,662	1,27	5,0	25°
4 m	14,45	17,03	2,648	1,27	5,0	26°
5 m	14,95	17,53	2,747	1,25	5,0	26°
6 m	14,39	17,33	2,626	1,15	20,0	32°
7 m	15,44	17,98	2,704	1,07	20,0	32°
8 m	18,00	18,60	2,677	0,89	75,0	20°
9 m	17,78	18,75	2,769	0,96	20,0	22°
10 m	17,53	18,47	2,816	1,08	20,0	22°

Tais parâmetros serviram diretamente como dados de entrada dos materiais inseridos nos modelos numéricos e, juntamente com os perfis de umidade registrados em campo por Santos Neta (no prelo), puderam descrever o perfil de saturação do solo em diferentes momentos da simulação realizada no CEG, conforme descrito nas seções seguintes.

3.3. Simulação Numérica

Os processos de simulação numérica desenvolvidos na presente pesquisa foram concebidos no Plaxis 2D e 3D, abrangendo desde a determinação das condições iniciais de permeabilidade e carga hidráulica até a elaboração dos modelos numéricos e as simulações de inundação e colapso propriamente ditas.

Os resultados obtidos por meio desse procedimento numérico foram comparados com os obtidos por Santos Neta (no prelo), tanto para validar os modelos numéricos e constitutivos implementados, quanto para avaliar o desempenho da utilização do sistema de inclusões rígidas em solo colapsível.

3.3.1. Determinação das condições iniciais de permeabilidade e das condições de contorno hidráulicas

Conforme mencionado, já se dispunha dos perfis de umidade e do valor de condutividade hidráulica saturada k_s equivalente a $2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s, calculado com base no procedimento de campo descrito pela norma USBR 7300 (DOI, 1989), todavia, para realizar uma análise condizente, seria necessário conhecer a variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção, as curvas características do solo estudado, a razão entre permeabilidade horizontal e vertical e as condições de contorno de carga hidráulica, para que fosse possível iniciar adequadamente a simulação numérica da inundação do subsolo.

Nesse sentido, utilizando, juntamente com o supracitado valor de permeabilidade k_s , os dados (sucção e teor de umidade volumétrico) das curvas características obtidas por Silva (2022) em amostras indeformadas, foram realizados os ajustes dos modelos de Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2021) para determinação da função de condutividade hidráulica não saturada e da curva de retenção de água no solo.

No Plaxis foram inseridas ambas as curvas com seus valores relativos, dividindo os valores de teor de umidade volumétrico e coeficiente de permeabilidade pelos correspondentes saturados, conforme as Equações 3.4 e 3.5.

$$\theta_{rel} = \frac{\theta}{n} \quad (3.4)$$

$$k_{rel} = \frac{k}{k_s} \quad (3.5)$$

Sendo θ_{rel} e k_{rel} os valores de teor de umidade volumétrico e coeficiente de permeabilidade relativos, respectivamente, θ e k o teor de umidade volumétrico e a condutividade hidráulica não saturados, nessa ordem, e n a porosidade, que no estado saturado equivale ao teor de umidade volumétrico, uma vez que o volume de água no interior do solo passa a ser igual ao volume de vazios.

Esse artifício viabilizou a possibilidade de se obter, por meio de análise paramétrica, a razão entre a permeabilidade vertical e a horizontal, tendo como base a reprodução numérica do ensaio de permeabilidade tipo USBR 7300 (DOI, 1989) realizado por Santos Neta (no prelo).

Para cada iteração dessa análise paramétrica, desenvolvida em modelo axissimétrico, foram avaliados os bulbos de inundação provenientes do poço escavado e comparadas as curvas de vazão de infiltração *versus* tempo com as obtidas dos dois ensaios, até alcançar uma relação

entre permeabilidade horizontal e vertical saturadas que proporcionasse resultados mais próximos aos observados em campo, porém, mantendo as curvas não saturadas relativas provenientes do modelo hidráulico.

Após a determinação dos valores de condutividade hidráulica saturada, foram realizadas análises paramétricas para obter as condições de contorno relacionadas às cargas hidráulicas. Esses resultados mostraram-se importantes para reproduzir o perfil de saturação em fases da simulação numérica de inundação em que os perfis completos do subsolo não puderam ser obtidos devido ao procedimento de sondagem adotado em campo.

Para estabelecer tais condições de contorno foram definidas, no mesmo modelo, duas linhas referenciais: uma na superfície do terreno e outra no limite inferior do modelo elaborado (a 12 metros de profundidade). Cada linha possuía valores de carga hidráulicas diferentes, os quais foram ajustados até proporcionarem um perfil de saturação o mais próximo possível do perfil inicial obtido por Santos Neta (no prelo) com sondagem a trado para os primeiros 5 metros antes da segunda inundação do Modelo de Referência e da inundação única do Modelo Reforçado.

Nas simulações numéricas 3D, essas linhas referenciais de carga hidráulica se convertem nas superfícies de condições de contorno hidráulicas apresentadas no item 2.4.2 deste trabalho.

A Fig. 3.14 apresenta o modelo axissimétrico usado para obter tais condições de contorno. Observa-se que dispõe apenas da estratigrafia do subsolo, ainda sem o sistema de fundação, objetivando apenas reproduzir um perfil de saturação inicial semelhante ao obtido no CEG.

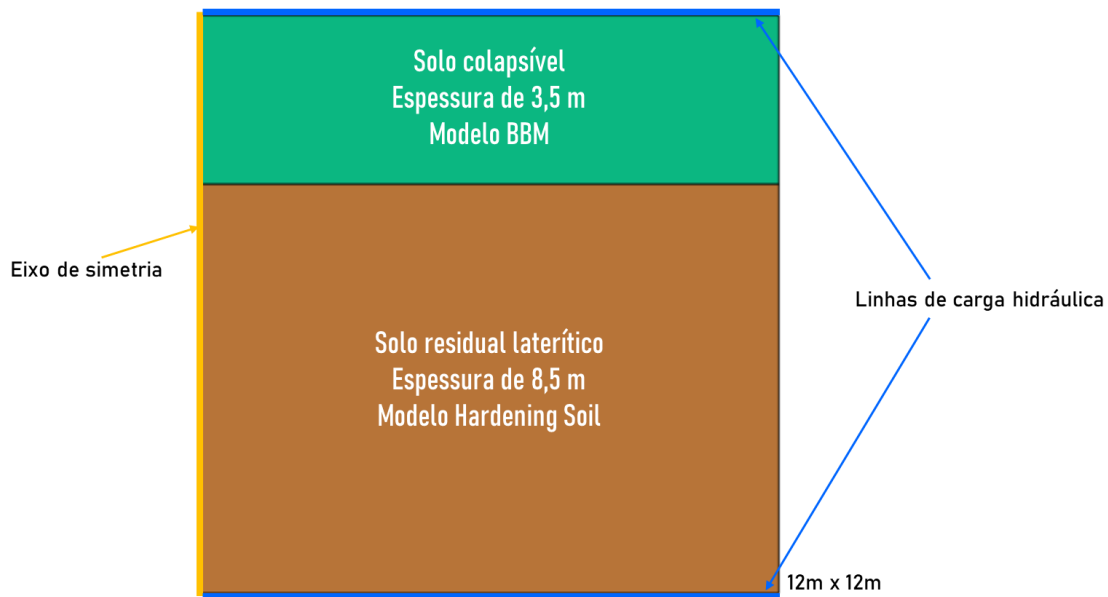


Figura 3.14. Modelo numérico utilizado para determinar as condições de cargas hidráulicas.

Na Fig. 3.14 vê-se a divisão da estratigrafia do campo experimental em apenas duas camadas, sendo a primeira a camada de solo colapsível do local, indo até 3,5 m, em acordo com León (2017), Gomes (2020), Santos Neta (no prelo), e a segunda representando o restante do subsolo, onde assume-se, a partir dos dados de Guimarães (2002) apresentados na seção 3.2, que tem comportamento hidráulico e mecânico pouco heterogêneo.

Ademais, além das condições de contorno determinadas mediante análise paramétrica, tem-se as condições de fronteira correspondentes à lateral direita do modelo, que é localizada suficientemente longe para impossibilitar o fluxo em qualquer direção, e à lateral esquerda, que não permite a passagem de água na direção horizontal.

3.3.2. Modelagem do sistema de fundação

Para modelar as inclusões rígidas, foram utilizados elementos de volume, atribuindo a elas o modelo constitutivo para concreto presente no *software*, cujos parâmetros (Tab. 3.3) foram calculados a partir do valor de f_{ck} do material (25 MPa).

Tabela 3.3: Parâmetros do concreto das inclusões rígidas utilizados.

Parâmetro	Valor	Unidade de medida
E	28,0	GPa
ν'	0,2	-
$f_{c,28}$	34,0	MPa
f_{c0n}	0,15	-
f_{cfn}	0,2	-

f_{cun}	0,2	-
$G_{c,28}$	30,0	kN/m
φ_{max}	43,0	°

O radier, por sua vez, foi modelado como elemento de placa, utilizando o modelo elástico e cujos valores inseridos no *software* também foram provenientes do f_{ck} de 25 MPa, além da espessura da fundação superficial de 30 cm e do coeficiente de Poisson de 0,2. Cabe ressaltar ainda que todos os elementos de concreto foram assumidos como impermeáveis.

Já a plataforma de transferência de cargas, teve suas características hidráulicas modeladas a partir da formulação de Costa & Cavalcante (2021), com base nos valores de curva característica e condutividade hidráulica saturadas provenientes das amostras compactadas calculados por Silva (2022), uma vez que tal elemento foi 80% executado com solo local compactado, conforme Tabela 3.1.

3.3.3. Modelagem da inundação

Uma vez tendo as condições iniciais e de contorno hidráulicas, bem como definidos os materiais, partiu-se para as modelagens numéricas de inundação e colapso, abordadas de três formas: por meio de um modelo axissimétrico 2D representando o radier sem inclusões (visando uma abordagem inicial menos complexa, para fins de calibração, sensibilidade e familiaridade com os modelos constitutivos), além de modelos 3D para representar ambos os raders.

Em todas as simulações de inundação e colapso foram adotadas dimensões de 12 m a partir do centro do radier, tanto em profundidade quanto na direção radial, assim como na Fig. 3.14, uma vez que foi constatado, por avaliações prévias às simulações, que tais distâncias não interferem no comportamento hidráulico e mecânico do processo estudado.

Conforme Fig. 3.1, onde se apresenta o fluxograma metodológico da pesquisa, foi realizada primeiro a simulação numérica da inundação e, posteriormente, a do colapso do solo. Logo, iniciou-se pelo modelo axissimétrico 2D de inundação, seguido dos modelos tridimensionais.

Porém, observa-se nas plantas apresentadas na Fig. 3.6 que o modelo executado em campo, mesmo sem as inclusões rígidas, não é realmente axissimétrico devido ao sistema de saturação. No entanto, considerando que este é um passo inicial para simular uma situação relativamente complexa, optou-se por realizar inicialmente uma aproximação 2D do sistema de

inundação do Modelo de Referência (radier sem inclusões) antes de avançar para o caso mais elaborado (3D).

Tal abordagem foi feita resumindo o sistema de inundação de 12 drenos a duas trincheiras de inundação (em laranja tracejado na Fig. 3.15): uma interna de raio 0,7 m envolvendo os 4 drenos centrais e uma externa de raio 1,4 m envolvendo os outros oito drenos, conforme Fig. 3.15.

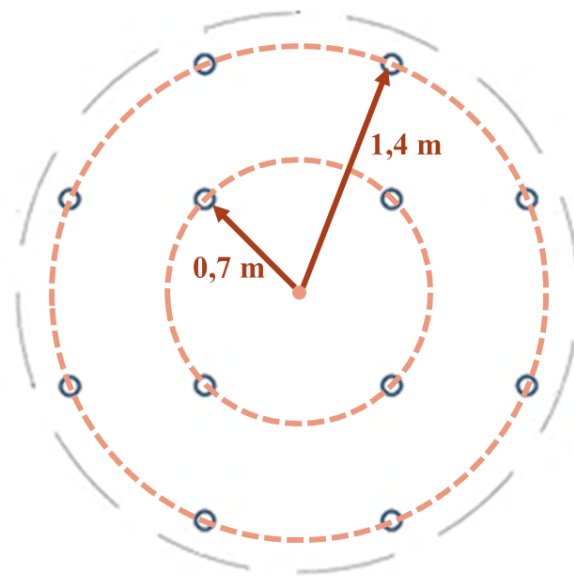


Figura 3.15. Abordagem utilizada para simular axissimetricamente o sistema de inundação.

Nas simulações numéricas os drenos foram inseridos no modelo por meio das estruturas de poço de infiltração, apresentadas no item 2.4.2 do presente trabalho, inserindo os valores de vazão registrados em campo por Santos Neta (no prelo). Ao todo, o procedimento experimental realizado foi constituído por três processos de inundação, sendo dois no Modelo de Referência (um para cada sobrecarga) e um no Modelo Reforçado.

Para a primeira inundação do subsolo do Modelo de Referência, o processo numérico de inundação foi dividido em duas etapas, com vazões consideradas como constantes e equivalentes a 17,8 l/min e 40,8 l/min em cada uma delas. O perfil de saturação inicial inserido nessa simulação se deu a partir dos valores de grau de saturação calculados a partir de sondagem SPT até a profundidade de 10 m, assumindo-se valores constantes de saturação entre 10 e 12 m.

A segunda inundação desse modelo considerou a variação da vazão de infiltração de água no terreno registrada em campo, iniciando em um valor de 127,9 l/min e alcançando uma vazão de fluxo estabelecido a 99 l/min ao final do processo. Nesse caso, o perfil de saturação

inserido no programa foi o proporcionado pelas condições de contorno hidráulicas obtidas da análise paramétrica explicada no item anterior.

Devido a impossibilidade do *software* de aceitar um valor de vazão variável no tempo como entrada para os poços, foi necessário contornar essa limitação. O tempo total de inundação foi então dividido em cinco etapas, cada uma com um valor de vazão constante ao longo de sua duração. Inicialmente, a vazão iniciou no valor máximo registrado e diminuiu gradualmente até atingir a vazão de fluxo estabelecida, conforme indicado na Fig. 3.16.

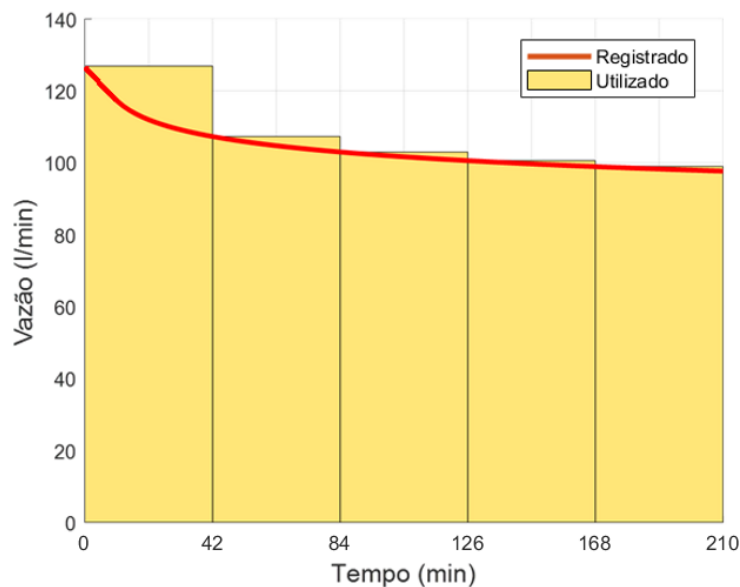


Figura 3.16. Divisão da variação da vazão de infiltração dos drenos para cada fase da segunda inundação do Modelo de Referência.

Quanto ao processo único de inundação do Modelo Reforçado, a vazão dos poços foi tida como constante, semelhante à primeira inundação do Modelo de Referência, porém, com um valor de infiltração igual a 90 l/min para os 12 drenos, de acordo com os dados do experimento. Além de que, assim como a segunda inundação do Modelo de Referência, o perfil inicial de saturação provém dos valores de carga hidráulica obtidos da análise paramétrica.

É importante ressaltar que todas as fases das simulações de inundação foram associadas no *software* com o modo de análise *flow-only*, que considera apenas a percolação no meio, sem levar em conta deformações sofridas. Tal abordagem foi realizada para avaliar exclusivamente o desempenho dos modelos hidráulicos abordados na presente pesquisa, porém, foi realizada a abordagem acoplada com deformações nas simulações seguintes, que buscam abordar o colapso do solo utilizando o Barcelona Basic Model, conforme apresentado no item a seguir.

3.3.4. Modelagem do colapso

Para simular numericamente o colapso, foi incluída uma camada adicional no modelo numérico, correspondente a uma camada superficial mais resistente caracterizada como uma crosta (com 1 m de espessura), conforme observada em sondagem realizada por Santos Neta (no prelo).

Apesar de ser modelada com um comportamento hidráulico equivalente à camada colapsível, essa crosta apresenta um comportamento mecânico diferente da camada colapsível, o que resultou na adaptação da estratigrafia modelada, conforme apresentado na Fig. 3.17, que ilustra a abordagem axissimétrica.

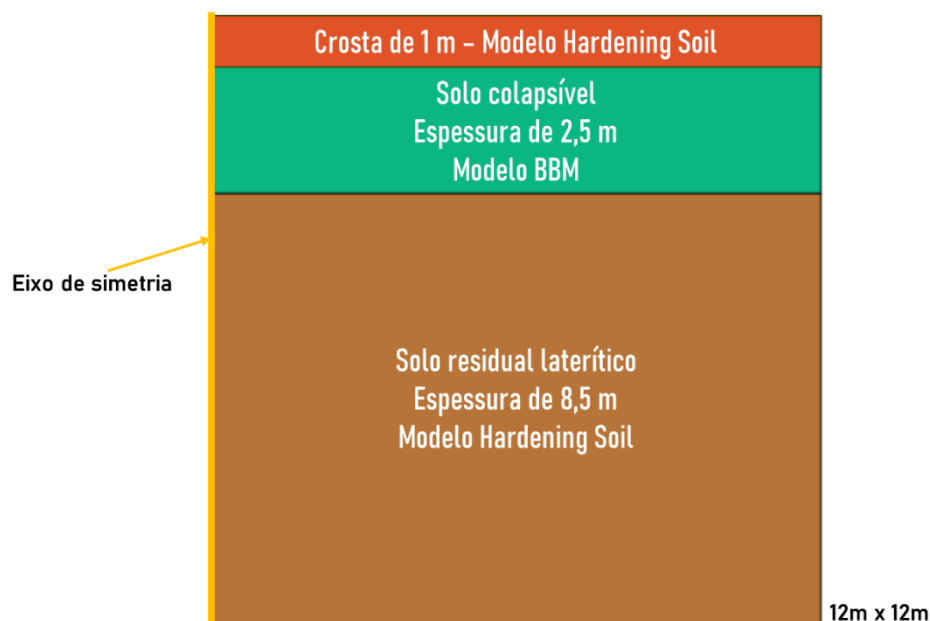


Figura 3.17. Representação bidimensional da estratigrafia modelada para simular o colapso.

O radier foi modelado utilizando um elemento estrutural tipo placa, apresentado no item 2.4.2, tendo seus parâmetros baseados no f_{ck} e espessura expostos na Tabela 3.1. As inclusões, por sua vez, foram modeladas com elementos de volume, sendo utilizadas nelas também os dados provenientes do concreto (o mesmo dos radiers) com o qual foram construídas no CEG.

Os carregamentos, inseridos como cargas prescritas no *software*, foram os mesmos aplicados na simulação física, tanto o primeiro do Modelo de Referência, equivalente a 30,59 kPa, quanto o proporcionado pelo tanque de 15 m³, de 55 kPa. Os drenos e as superfícies de condições de contorno hidráulicas foram modelados da mesma forma que na simulação da inundação, apresentada no item anterior.

As fases de desenvolvimento das simulações numéricas de colapso foram exclusivamente dos tipos *Plastic* e *Fully coupled flow-deformation*, sendo o primeiro caso pertinente às etapas prévias à inundação, onde estavam apenas sendo aplicados os carregamentos, ainda sem fluxo de água, enquanto todas as etapas durante e após a inundação do subsolo foram simuladas com abordagem acoplada fluxo-deformação.

Quanto aos modelos constitutivos mecânicos, os parâmetros do Hardening Soil foram obtidos de León (2017) e aplicados a duas diferentes camadas (crosta superficial de 0 a 1 m de profundidade e camada de solo residual laterítico de 3,5 m a 12 m de profundidade), enquanto os dados de entrada no Plaxis referentes ao Barcelona Basic Model, aplicados à camada potencialmente colapsível (de 1 a 3,5 m de profundidade), foram provenientes do trabalho de Peixoto (1999). As Tabelas 3.4 e 3.5 apresentam tais parâmetros.

Tabela 3.4: Parâmetros do Hardening Soil utilizados (León, 2017).

Parâmetro	Crosta Superficial	Camada de 3,5 m – 12 m	Unidade de medida
E_{50}^{ref}	3,2	13,2	MPa
E_{oed}^{ref}	4,9	7,0	MPa
E_{ur}^{ref}	14,0	54,0	MPa
ν_{ur}	0,2	0,2	-
m	0,5	0,5	-
p_{ref}	100,0	100,0	kPa
K_0^{nc}	0,577	0,658	-
K_0	1,37	0,658	-
POP	65,7	0,0	kPa
R_f	0,8	0,9	-

Tabela 3.5: Parâmetros do Barcelona Basic Model utilizados (Peixoto, 1999).

Parâmetro	Valor	Unidade de medida
ν'	0,3	-
κ	0,0188	-
λ	0,2	-
κ_s	0,0001	-
k_s	0,09	-
φ	25,0	°
e_0	1,45	-
p_r	17,5	kPa
r	0,3	-
β	0,027	kPa ⁻¹
α	1,0	-

K_0^{nc}	0,5	-
POP	50,0	kPa

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos neste trabalho, desde a definição das condições iniciais e de contorno hidráulicas até os dados provenientes das simulações numéricas de inundação e colapso empreendidas na presente pesquisa.

4.1. Condições Iniciais de Permeabilidade

Conforme seção 3.2, a partir dos ensaios de Silva (2022) e tendo o valor da condutividade hidráulica saturada obtida no local por Santos Neta (no prelo), foram realizados os ajustes dos modelos unimodal de Cavalcante & Zornberg (2017) e bimodal de Costa & Cavalcante (2021), para obter as curvas de retenção de água e as funções de condutividade hidráulica não saturada.

As Figuras 4.1 a 4.4 apresentam tais resultados iniciais para as duas camadas consideradas nas simulações numéricas da inundação (Fig. 3.14). Em preto são representados os pontos obtidos nos ensaios.

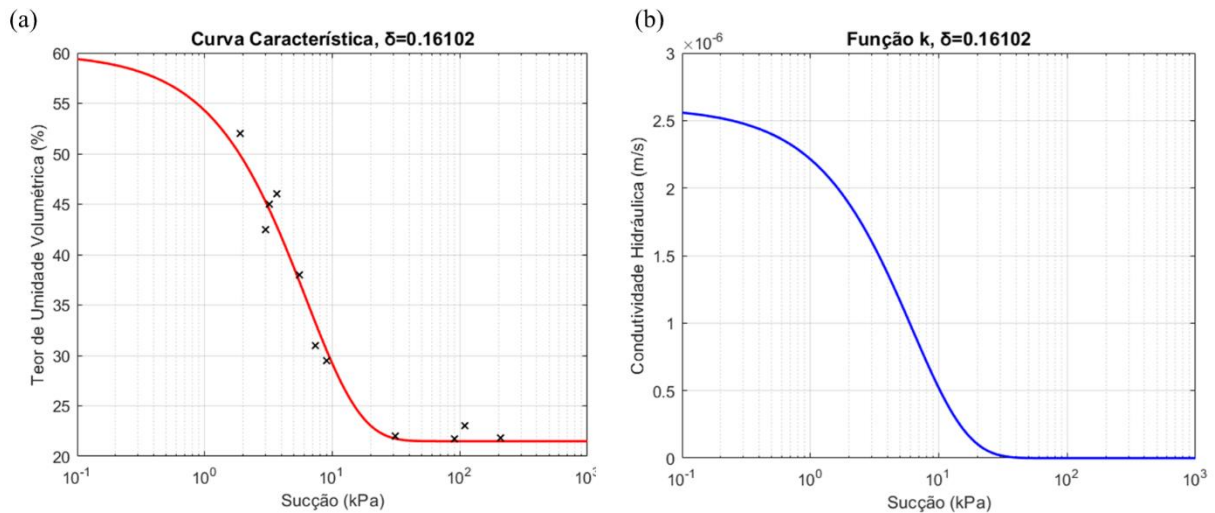


Figura 4.1. Curvas característica e *k-function* unimodais para a camada colapsível pelo modelo hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017).

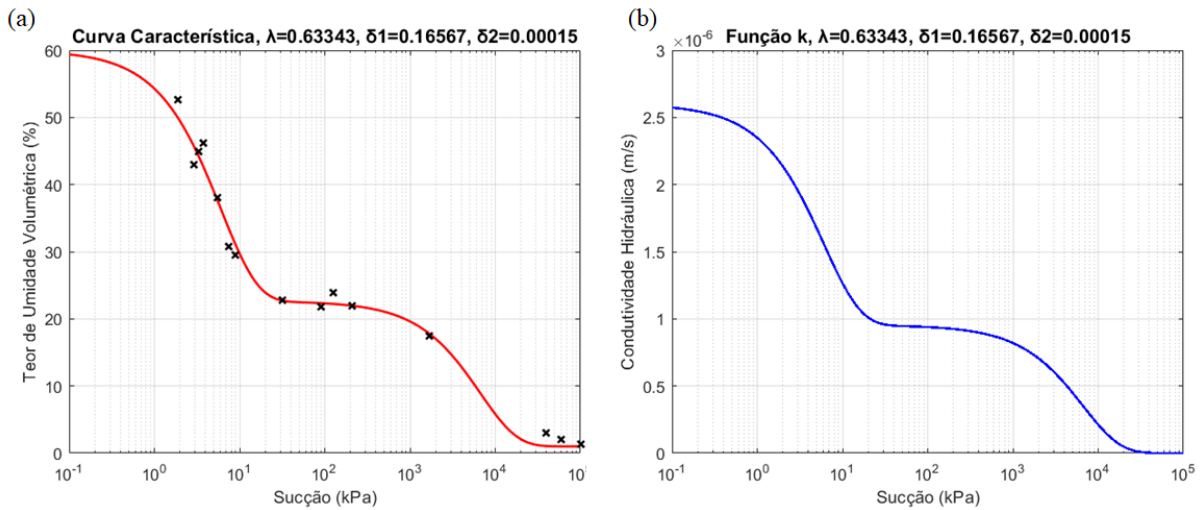


Figura 4.2. Curvas característica e *k-function* bimodais para a camada colapsível pelo modelo hidráulico de Costa & Cavalcante (2021).

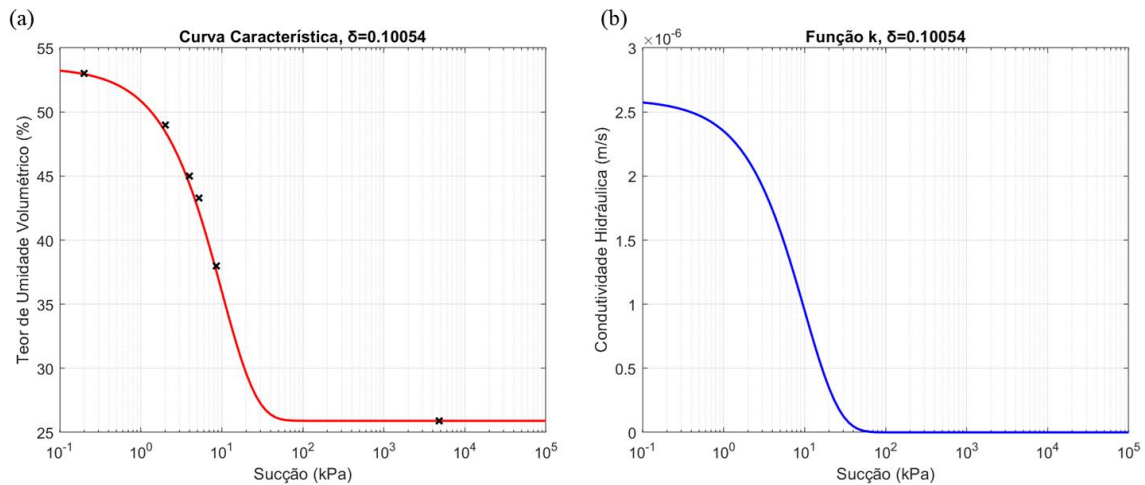


Figura 4.3. Curvas característica e *k-function* bimodais para a camada não colapsível pelo modelo hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017).

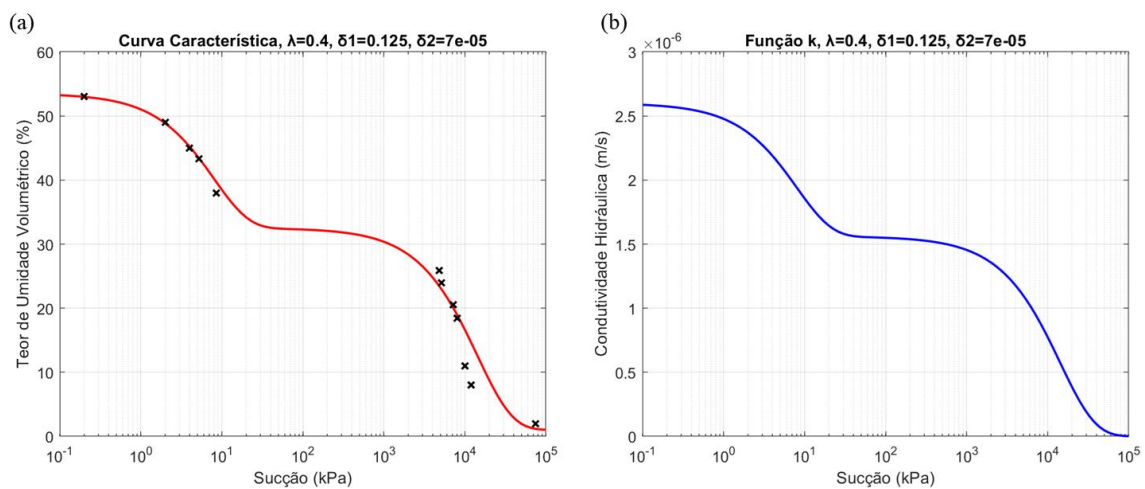


Figura 4.4. Curvas característica e *k-function* bimodais para a camada não colapsível pelo modelo hidráulico de Costa & Cavalcante (2021).

Após a determinação dessas curvas, elas foram convertidas em funções relativas para viabilizar a análise paramétrica mencionada no capítulo anterior, utilizando o *software* Plaxis. Os parâmetros dos modelos hidráulicos permaneceram inalterados, com exceção da condutividade hidráulica saturada, que foi ajustada para alcançar uma curva de vazão de infiltração *versus* tempo mais próxima daquela registrada por Santos Neta (no prelo) nos ensaios de permeabilidade, seguindo o método descrito na USBR 7300 (DOI, 1989).

O modelo numérico para essa análise foi inicialmente configurado conforme mostrado na Fig. 4.5, onde se observa a presença de um poço que foi preenchido com água até determinados níveis, conforme o procedimento descrito pela USBR 7300 (DOI, 1989). Na figura, também estão indicadas as representações das variáveis de permeabilidade.

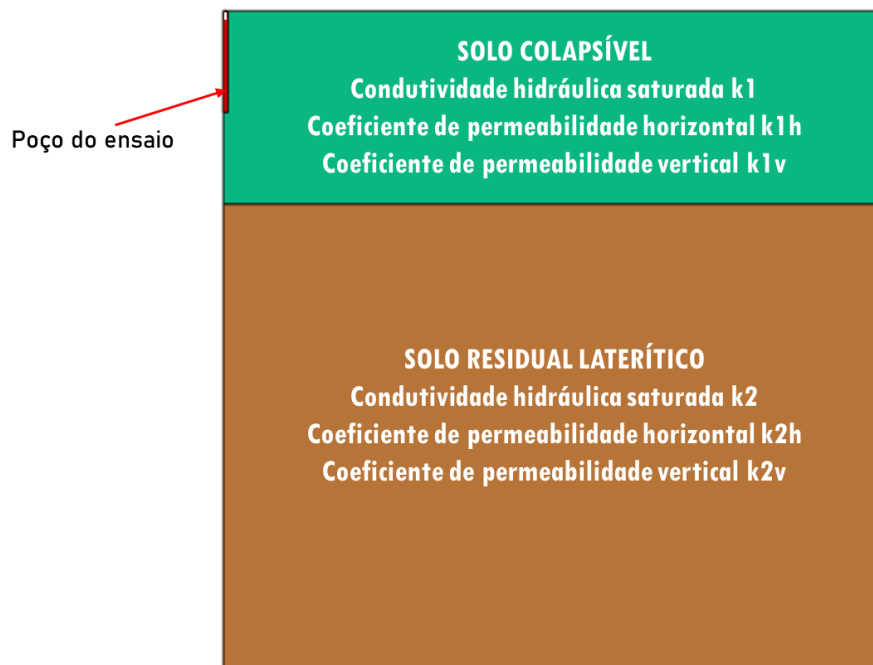


Figura 4.5. Modelo numérico para simulação dos ensaios de permeabilidade.

O primeiro passo da análise paramétrica foi considerar que as duas camadas de solo, a colapsível e a não colapsível, dispunham da mesma condutividade hidráulica saturada k , equivalente ao valor de $2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s, obtido nos ensaios de permeabilidade. No entanto, simulando numericamente os dois ensaios realizados, a curva vazão de infiltração *versus* tempo ficou razoavelmente distante da obtida experimentalmente, como se observa da Figura 4.6.

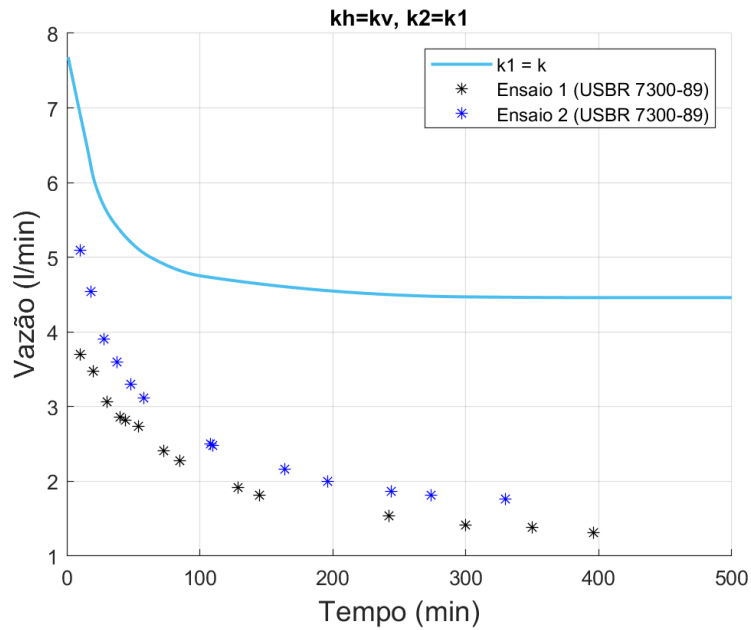


Figura 4.6. Curva vazão *versus* tempo produzida pela condutividade hidráulica proveniente dos ensaios, aplicando-a às duas camadas de solo em ambas as direções.

Portanto, o coeficiente de permeabilidade saturada de ambas as camadas foi igualmente variado a partir do valor de referência k . Tal variação foi analisada em relação ao comportamento das curvas resultantes dos novos valores de permeabilidade saturada, em comparação com os dois ensaios. As curvas vazão de infiltração *versus* tempo obtidas desta etapa da análise paramétrica, juntamente com os pontos experimentalmente obtidos e os respectivos bulbos de inundação desenvolvidos, são apresentados nas Figuras 4.7 e 4.8, respectivamente.

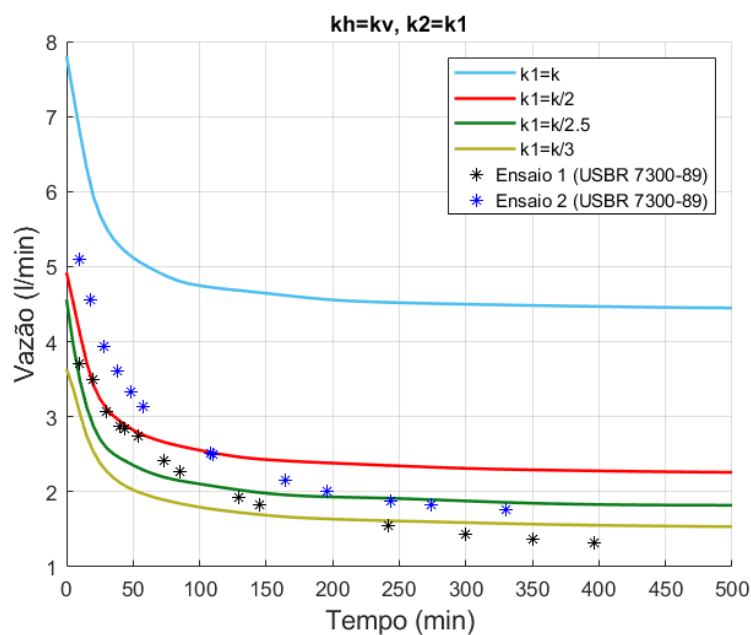


Figura 4.7. Curvas vazão de infiltração *versus* tempo obtidas variando k_1 e k_2 igualmente.

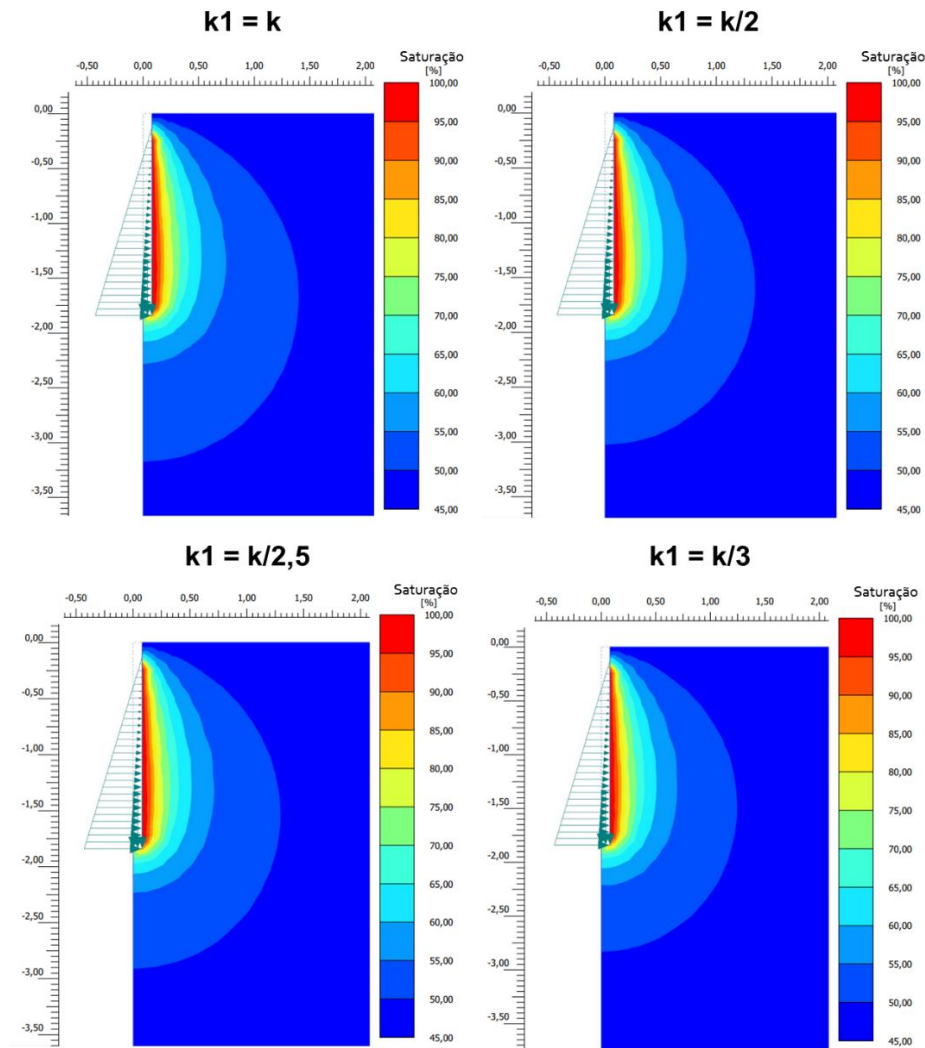


Figura 4.8. Bulbos obtidos imediatamente após a inundação para cada variação, sendo $k_1 = k_2$.

Na Fig. 4.8, observa-se uma pequena diferença entre os bulbos de inundação gerados. No entanto, na Fig. 4.7 é perceptível a variação entre cada uma das curvas numericamente obtidas, destacando-se a nítida diferença entre a curva obtida pela condutividade hidráulica referencial e aquelas produzidas com as alterações nos valores dos coeficientes de permeabilidade saturada.

Diante disso, optou-se por variar também a razão entre a permeabilidade horizontal e vertical, mantendo ainda os coeficientes de permeabilidade saturada de ambas as camadas iguais. Tal variação foi aplicada para diversos valores com base no valor referencial k ($2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s), como por exemplo $k_{1h}=k_{2h}=k/2$ (Fig. 4.9) e $k_{1h}=k_{2h}=k/2,5$ (Fig. 4.10). Notou-se que os bulbos de inundação têm sua forma modificada, de maneira que, conforme a permeabilidade vertical se torna cada vez menor com relação à horizontal, os bulbos passam a ser mais radiais que profundos. A Fig. 4.11 apresenta os bulbos obtidos para diferentes valores dessa razão

mantendo $k_{1h}=k_{2h}=k/3$, exemplificando esse fenômeno, que realmente corresponde com a expectativa física de tal variação.

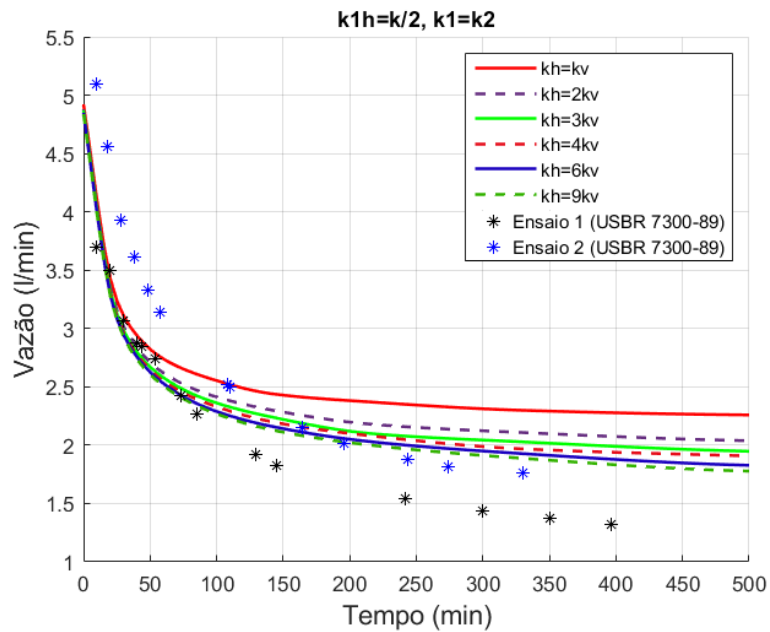


Figura 4.9. Curvas vazão de infiltração *versus* tempo obtidas variando igualmente a razão entre permeabilidade horizontal e vertical das camadas, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/2$.

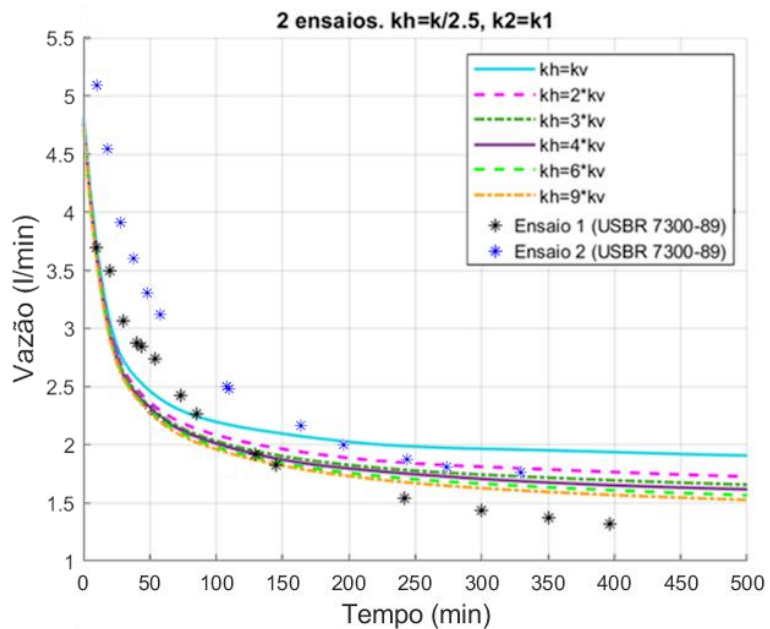


Figura 4.10. Curvas vazão de infiltração *versus* tempo obtidas variando igualmente a razão entre permeabilidade horizontal e vertical das camadas, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/2.5$.

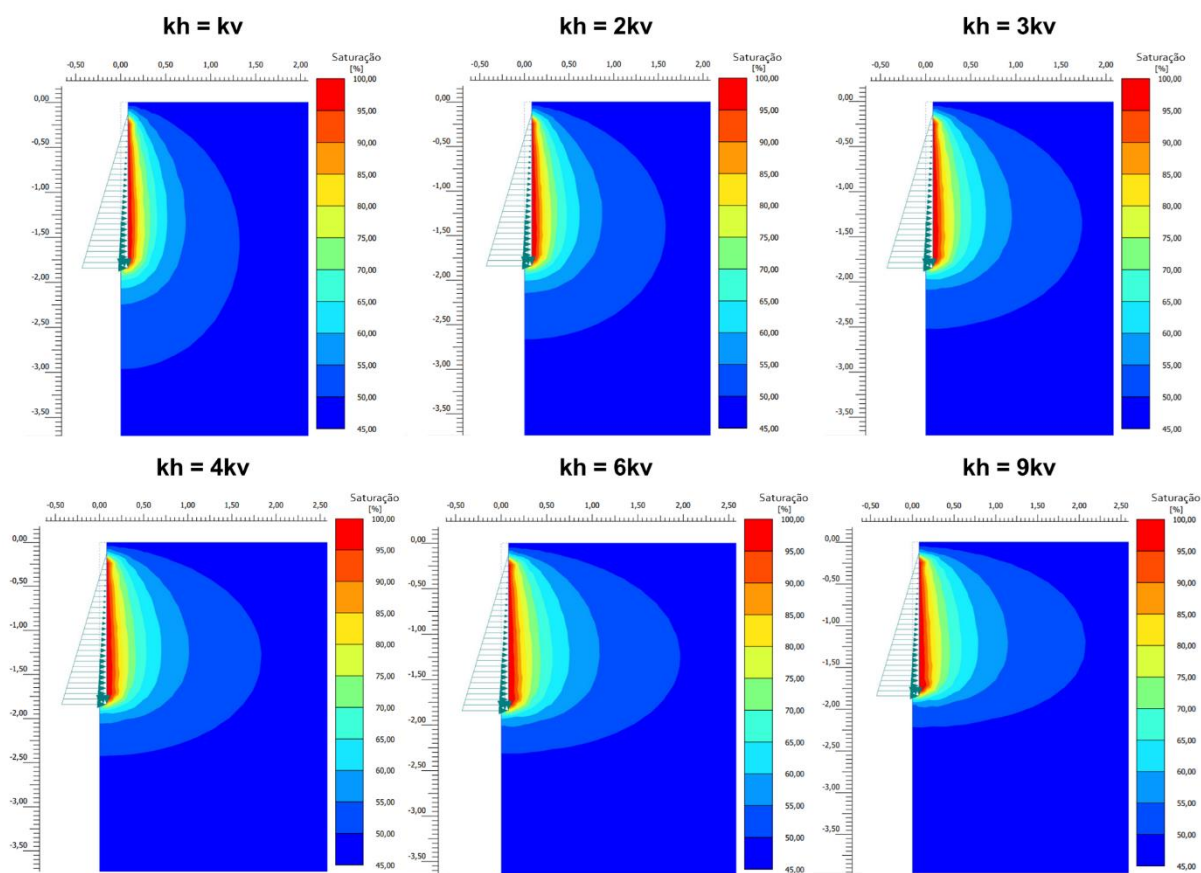


Figura 4.11. Bulbos de inundação obtidos imediatamente após a inundação para cada variação da razão entre permeabilidade horizontal e vertical, sendo $k_{1h} = k_{2h} = k/3$.

Por fim, os valores de permeabilidade entre as duas camadas e nas duas direções também foram modificados, resultando em coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical diferentes entre os dois solos.

Após o término dessa etapa da análise paramétrica foram selecionadas três curvas que melhor representaram o comportamento observado nos ensaios de campo, uma para cada tipo de combinação realizada, apresentadas na Figura 4.12.

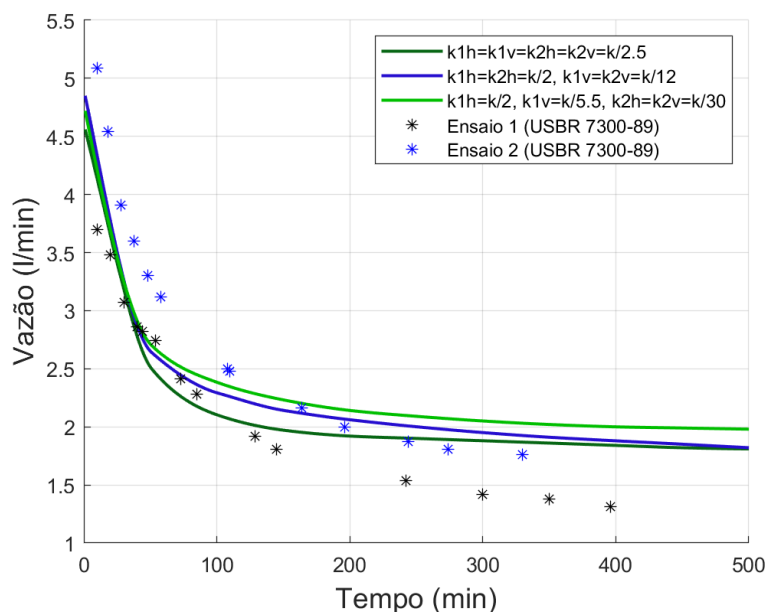


Figura 4.12. Três curvas vazão *versus* tempo que proporcionaram os melhores perfis de saturação final da primeira inundação do Modelo de Referência.

Como verificação adicional, e considerando a possibilidade de eventuais falhas experimentais em algum dos dois ensaios realizados via USBR 7300 (DOI, 1989), as três curvas foram utilizadas para prever o perfil final de saturação após a primeira simulação de inundação. A curva que obteve o melhor desempenho nesse processo foi escolhida para as simulações seguintes, conforme será exposto na seção 4.3.

É importante ressaltar que cada variação de permeabilidade saturada realizada resultou em alterações da função de condutividade hidráulica não saturada, porém, uma vez que foram inseridas as curvas do modelo hidráulico com valores relativos (conforme mencionado na seção 3.3.3), a alteração da *k-function* se deu automaticamente, sendo atualizada com base nos valores saturados horizontais e verticais informados ao programa.

4.2. Condições de Contorno Hidráulicas

Com base nos perfis de sondagem obtidos por Santos Neta (no prelo), foram inseridos no *software* os perfis de saturação, a partir dos graus de saturação calculados dos teores de umidade provenientes das sondagens, como condições de contorno.

No entanto, como mencionado no capítulo 3, os perfis de saturação antes da segunda inundação do Modelo de Referência e da única inundação do Modelo Reforçado consistiam apenas de cinco pontos com valores de grau de saturação, correspondentes às profundidades de 1 a 5 m (Santos Neta, no prelo).

Nesse sentido, optou-se por gerar um perfil de saturação a partir de cargas hidráulicas, utilizando as condições de contorno hidráulicas na superfície do terreno e a uma profundidade de 12 m, sem diminuir as dimensões do modelo. Os valores das cargas hidráulicas obtidos, conforme apresentados na Tabela 4.1, foram assumidos para as fases mencionadas das simulações numéricas, que ocorreram em datas próximas, segundo Santos Neta (no prelo).

Tabela 4.1: Valores de carga hidráulica obtidos numericamente.

Cota	Valor de carga hidráulica
0 m	-9,55 m
-12 m	-9,85 m

Tais valores de carga hidráulica proporcionaram o perfil de saturação mais próximo possível para os 5 primeiros metros, conforme apresentado na Fig. 4.13, em comparação com o obtido experimentalmente.

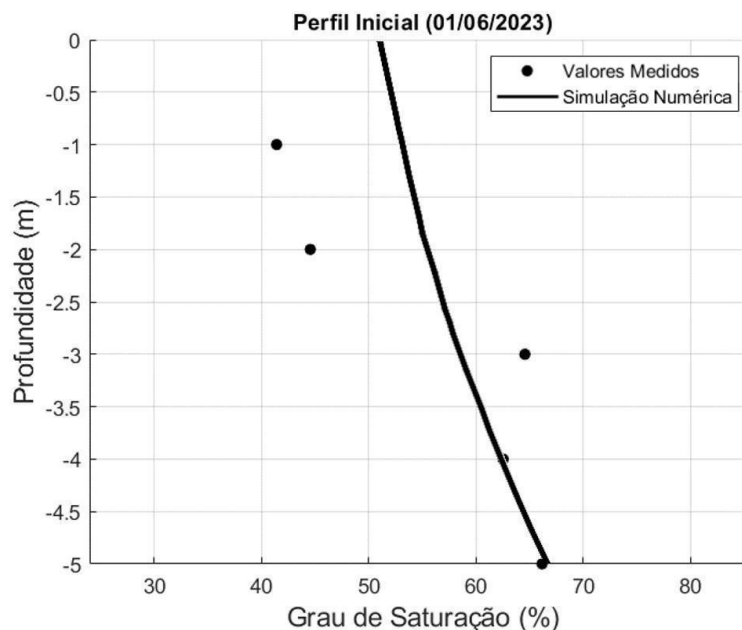


Figura 4.13. Perfil de saturação anterior à segunda inundação do Modelo de Referência e à inundação do Modelo Reforçado proporcionado pelas cargas hidráulicas obtidas numericamente.

Da Figura 4.13, observa-se que o perfil de saturação gerado numericamente conseguiu se aproximar consideravelmente aos valores dos graus de saturação a 4 e 5 metros de profundidade, porém, representando globalmente o comportamento dessa zona, onde é visto o crescimento gradual da saturação do subsolo com o aumento da profundidade.

4.3. Simulação Numérica da Inundação do Subsolo

Tendo obtidas as condições iniciais e de contorno hidráulicas, deu-se início às simulações de inundação do subsolo. Conforme apresentado em seções anteriores, foram simuladas três inundações, duas no Modelo de Referência e uma no Modelo Reforçado. Delas foram obtidos os perfis e bulbos de saturação, que foram comparados com os dados provenientes das sondagens de Santos Neta (no prelo).

4.3.1. Primeira inundação no Modelo de Referência

A primeira inundação do Modelo de Referência se realizou em duas etapas (em dois dias consecutivos), sendo a primeira com vazão média de 17,8 l/min e a segunda (no dia seguinte) com vazão de infiltração média correspondente a 40,8 l/min. A duração da primeira etapa foi de 7 horas e 34 minutos e a da segunda de 4 horas e 14 minutos, entre elas considerou-se uma espera de 16 horas e 26 minutos (Santos Neta, no prelo).

Nesse contexto, ao discretizar a simulação nas etapas enunciadas e considerando primeiramente o modelo de Costa & Cavalcante (2021), juntamente com as três condições hidráulicas iniciais apresentadas na seção anterior, foi possível obter o perfil de saturação oito dias após o término da primeira inundação do Modelo de Referência, conforme ilustrado na Figura 4.14. Tal perfil foi obtido de um furo realizado a 30 cm da borda do radier, semelhante à sondagem realizada em campo. Além disso, a curva vazão *versus* tempo que resultou no perfil de saturação mais próximo ao obtido experimentalmente está apresentada na Figura 4.15.

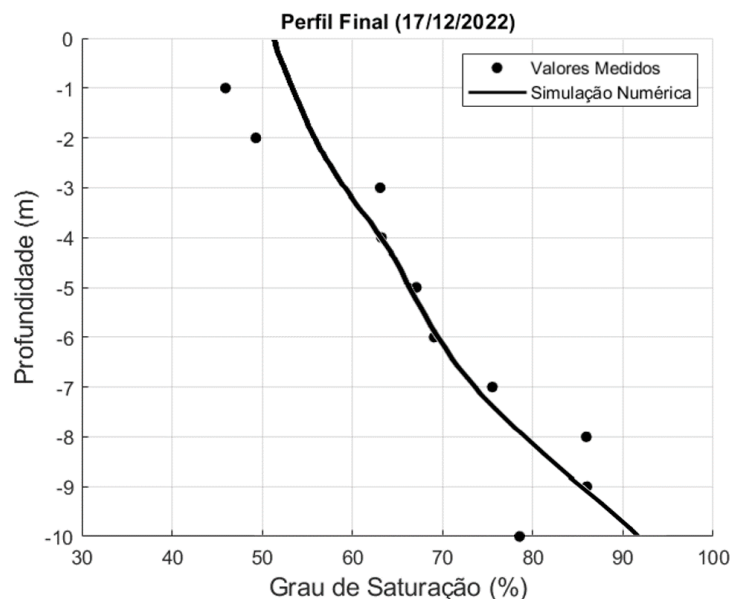


Figura 4.14. Perfil de saturação 8 dias após a primeira inundação do Modelo de Referência.

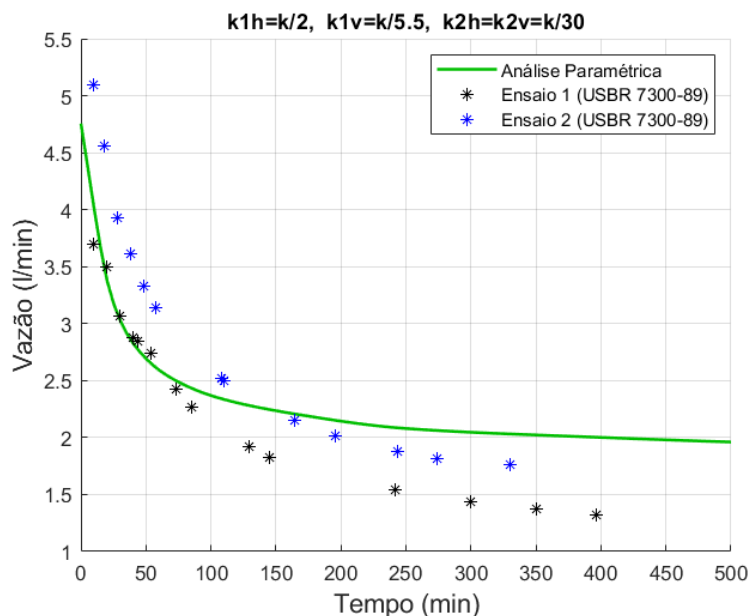


Figura 4.15. Curva vazão *versus* tempo que proporcionou o melhor perfil de saturação final da primeira inundação do Modelo de Referência.

A escolha de representar o perfil obtido após oito dias foi motivada pela data da sondagem realizada por Santos Neta (no prelo). A partir do perfil exposto na Figura 4.14, observa-se uma aproximação razoavelmente fiel ao perfil de saturação obtido experimentalmente por Santos Neta (no prelo). Nota-se que o ponto que mais diferiu (a 10 m de profundidade) teve uma diferença de pouco mais de 10% no grau de saturação, resultando em apenas 7,5% de variação absoluta no teor de umidade.

No que diz respeito à Figura 4.15, a opção que se mostrou mais fiel ao perfil final registrado em campo foi aquela que melhor representou o Ensaio 1. Os valores absolutos de condutividade hidráulica utilizados foram os apresentados na Tabela 4.2. Desta simulação foi obtido ainda o bulbo de inundação provocado pela injeção de água por meio dos drenos (Figura 4.16).

Tabela 4.2: Valores de condutividade hidráulica saturada adotados com base na análise paramétrica realizada.

Camada	Direção	Valor	Comparação com o referencial ($2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s)
1	Horizontal	$1,3 \cdot 10^{-6}$ m/s	$k_{1h} = k/2$
	Vertical	$4,73 \cdot 10^{-7}$ m/s	$k_{1v} = k/5,5$
2	Horizontal	$8,67 \cdot 10^{-8}$ m/s	$k_{2h} = k/30$
	Vertical	$8,67 \cdot 10^{-8}$ m/s	$k_{2v} = k/30$

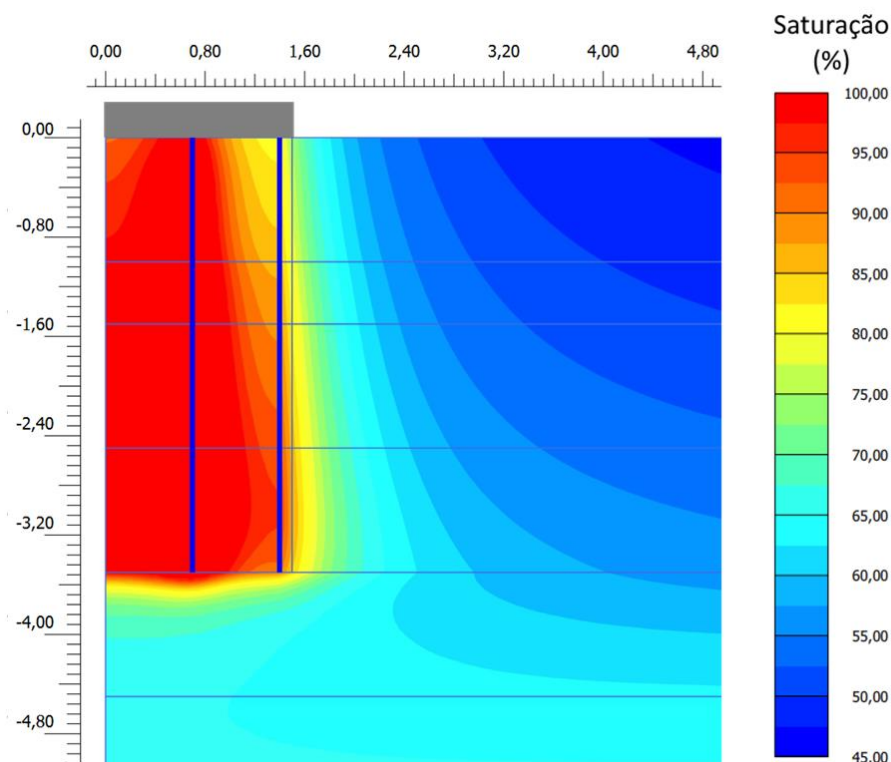


Figura 4.16. Bulbo de inundação obtido para a primeira etapa de inundação do Modelo de Referência.

O bulbo mencionado foi registrado imediatamente após o término do processo de inundação. A partir da Fig. 4.16 é possível observar que a camada de solo colapsável não foi completamente saturada, apresentando uma variação significativa no grau de saturação apenas na região mais próxima à parede de inundação interna, abaixo da projeção do radier.

Na superfície do terreno, mesmo próximo à borda do radier, não se obteve mais que 75% de grau de saturação, o que foi confirmado pelas observações realizadas em campo, de onde se concluiu que deveria ser realizada posteriormente uma nova tentativa de inundação desse modelo, conforme indicado por Santos Neta (no prelo).

4.3.2. Segunda inundação no Modelo de Referência

A segunda tentativa de inundação foi realizada cerca de 6 meses depois, portanto, definiu-se um novo perfil de saturação inicial (Fig. 4.13), gerado pelas cargas hidráulicas indicadas na Tabela 4.1. Dessa vez, Santos Neta (no prelo) conseguiu injetar uma vazão de água maior no subsolo, com variação considerável ao longo do tempo, conforme apresentado na Fig. 3.13. Com tais condições, foi feita a simulação axissimétrica dessa segunda inundação do Modelo de Referência, de onde se obteve também o bulbo e os perfis de saturação produzidos.

Conforme Figura 4.17, foi alcançado um grau de saturação considerável em toda a projeção do radier, indicando uma completa saturação da região colapsível abaixo da fundação superficial.

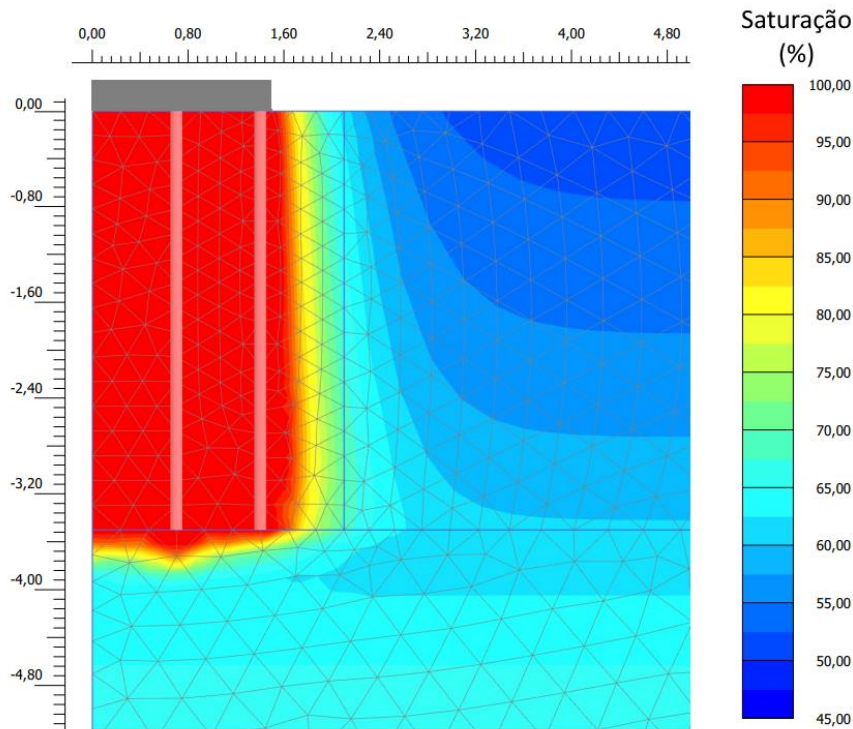


Figura 4.17. Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência.

A partir da Figura 4.17, é possível observar que na superfície do terreno foi alcançado um grau de saturação superior a 90% até perto de 1,65 m a partir do centro do radier, ou seja, a 15 cm da borda da fundação superficial. Tal resultado se mostra bastante condizente com o obtido na simulação física, uma vez que foi observado que essa mesma inundação provocou uma zona saturada que variava, na superfície, entre 10 e 20 cm da borda do radier, conforme ilustrado na Fig. 4.18.



Figura 4.18. Zona de inundação registrada na superfície ao final da simulação física do Modelo de Referência.

Por meio da simulação bidimensional, foi possível obter o perfil de saturação final, 5 dias após a inundação, quando uma sondagem foi realizada a 10 cm da borda do radier, conforme ilustrado na Figura 4.19. Nota-se que o modelo conseguiu reproduzir de forma satisfatória o perfil de saturação final do segundo processo de inundação, tanto em termos de comportamento da variação do grau de saturação com a profundidade quanto em relação aos valores de saturação obtidos para os primeiros cinco metros.

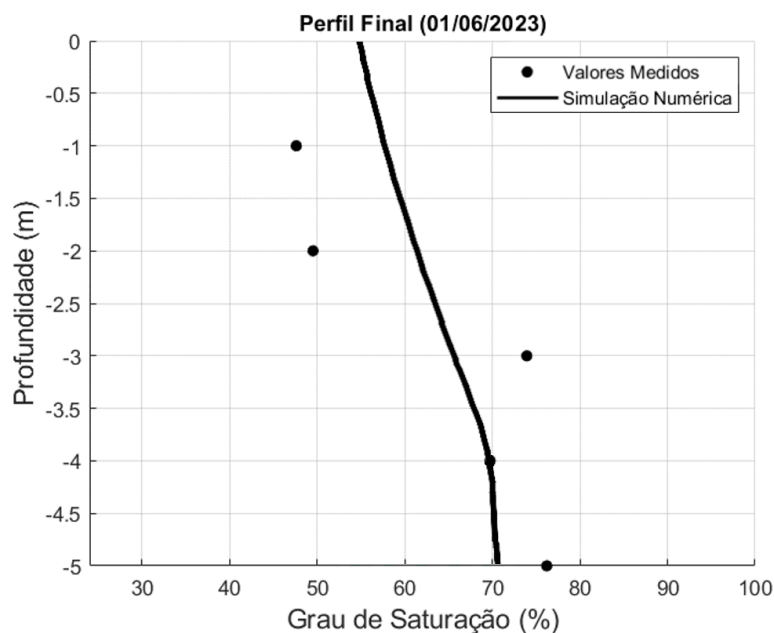


Figura 4.19. Perfil de saturação 5 dias após a segunda inundação do Modelo de Referência obtido da simulação numérica 2D.

Da Figura 4.19 observa-se nos dois primeiros metros uma diferença de grau de saturação próxima aos 10% em comparação com os dados experimentais, no entanto, utilizando os valores de densidade real dos grãos da Tabela 3.1 e os teores de umidade registrados em campo, observou-se que essa discrepância no grau de saturação implica em uma variação inferior a 7% no teor de umidade do solo, não sendo significativa o suficiente para causar impactos tão significativos na análise da sucção.

Ademais, não apenas um perfil de saturação foi obtido do modelo numérico nessa simulação, mas também a sua variação ao longo do tempo, desde antes e durante a inundação até 13 dias após o processo. Isso foi realizado em um ponto central do radier e a 10 cm da borda, conforme ilustrado na Fig. 4.19. Tais gráficos são apresentados na Figura 4.20 (a) e (b), respectivamente.

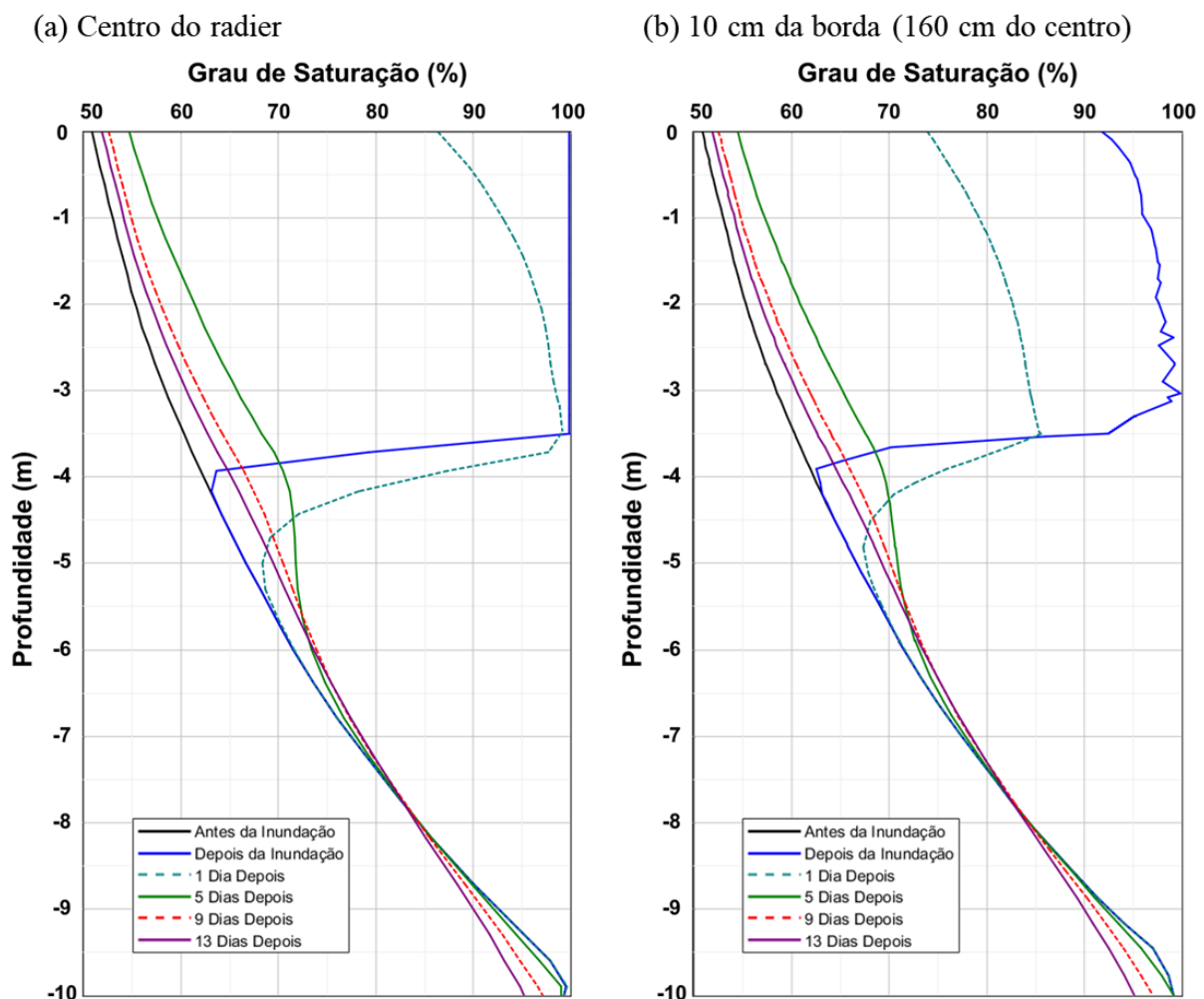


Figura 4.20. Variação do perfil de saturação para a segunda inundação do Modelo de Referência (a) abaixo do centro do radier e (b) a 10 cm da borda do radier.

No centro do radier, observa-se que o perfil de saturação apresentou valores mais elevados que próximo à borda, sobretudo nos dias mais próximos à inundação e durante o próprio processo, conforme ilustrado na Fig. 4.17. Nota-se, em ambos os locais, uma diminuição do grau de saturação na região inundada, de tal forma que, com o tempo, o bulbo de inundação foi se espalhando no terreno, mais horizontalmente do que verticalmente, sobretudo na camada colapsável, segundo as condições hidráulicas obtidas da análise paramétrica apresentadas na seção anterior.

No instante imediatamente após o término do processo de inundação, é possível observar, na Figura 4.20 (b), a zona praticamente saturada na superfície do terreno, em concordância com o bulbo de inundação ilustrado na Figura 4.17.

É importante ressaltar que todos esses resultados se referem à análise axissimétrica. Para validar tal abordagem simplificada, foi realizada a simulação tridimensional do segundo processo de inundação do Modelo de Referência, onde também foram obtidos o bulbo de inundação (Figura 4.21), o perfil final de saturação (Figura 4.22) e as variações do perfil ao longo do tempo abaixo do centro do radier e a 10 cm da borda (Figura 4.23).

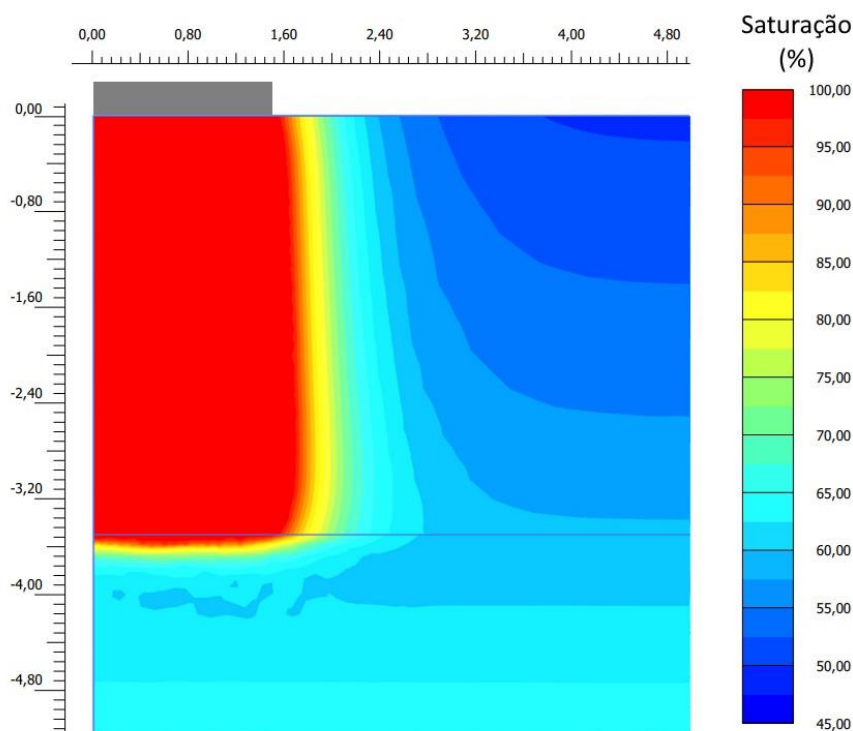


Figura 4.21. Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência por simulação numérica tridimensional.

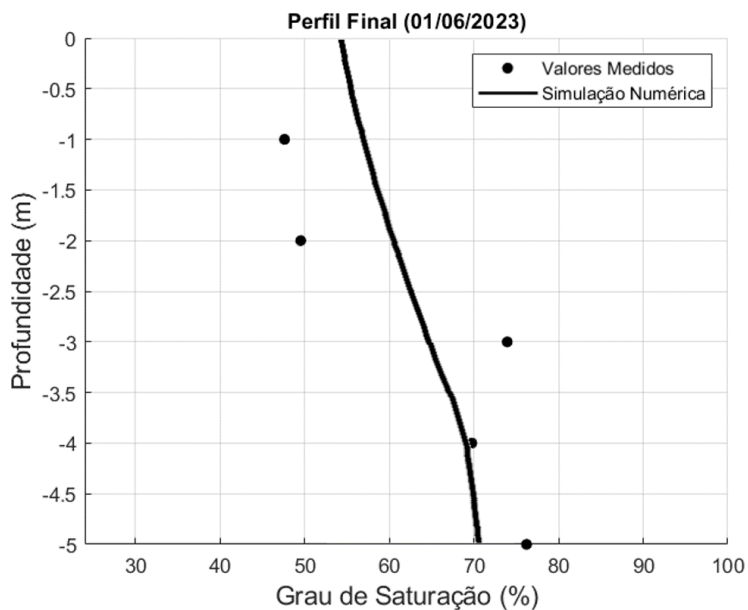


Figura 4.22. Perfil de saturação 5 dias após a segunda inundação do Modelo de Referência obtido da simulação numérica 3D.

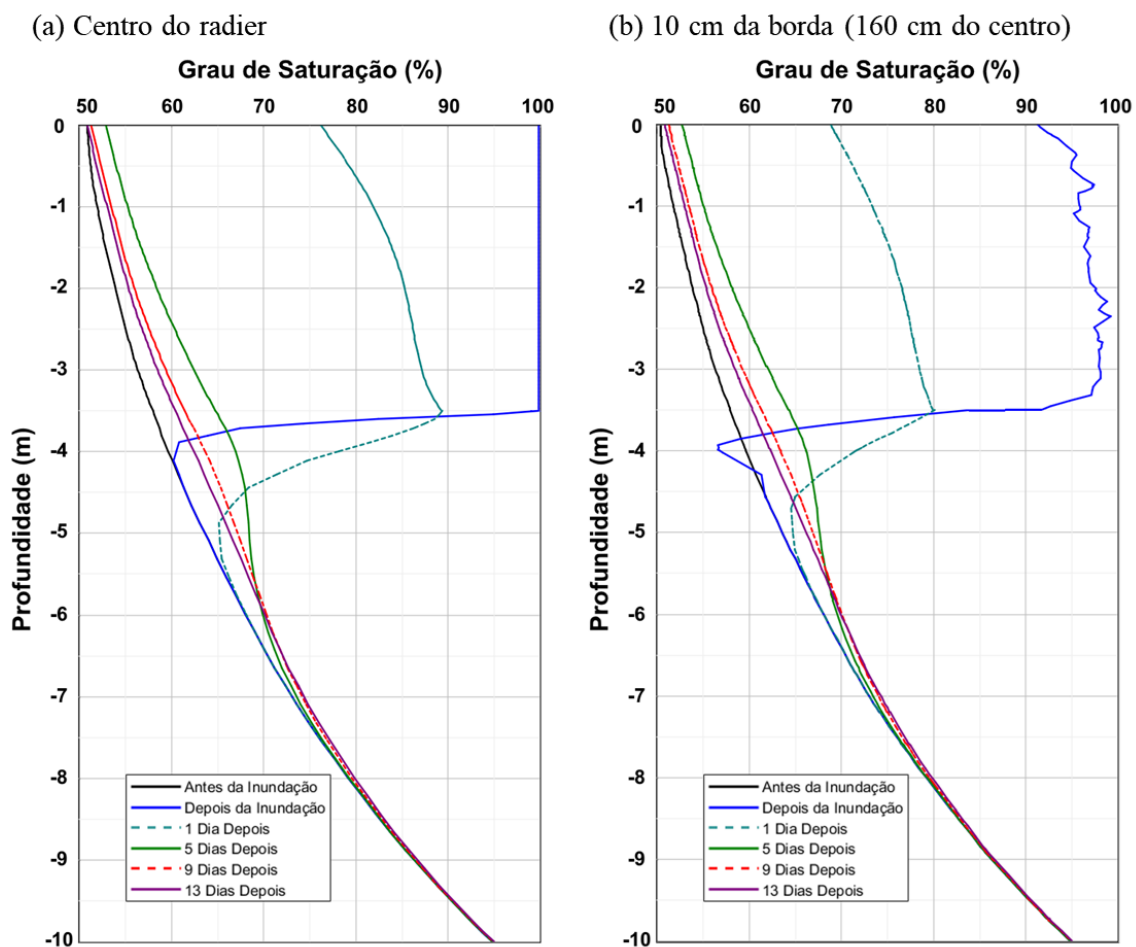


Figura 4.23. Variação do perfil de saturação, utilizando modelo 3D para a segunda inundação do Modelo de Referência (a) abaixo do centro do radier e (b) a 10 cm da borda do radier.

Ao analisar as Figuras 4.21 a 4.23, em comparação com as Figuras 4.17, 4.19 e 4.20, é evidente uma considerável semelhança entre os resultados obtidos pela simulação 2D e pela simulação 3D para esse mesmo caso. É especialmente notável a congruência no valor de saturação registrado na superfície do terreno após a inundação, no perfil de saturação obtido 5 dias após o processo de inundação, bem como nos períodos posteriores a essa data, tanto no centro do radier quanto e a 10 cm da borda.

As diferenças mais significativas estão relacionadas ao perfil de saturação obtido no dia seguinte ao processo de inundação, que resultou em valores maiores na simulação 3D (Fig. 4.23) em comparação com a simulação axissimétrica (Fig. 4.20), embora com comportamento idêntico. Ademais, o bulbo de inundação apresentou poucas diferenças, conforme observado ao contrastar as Figuras 4.17 e 4.21; porém, na região de interesse do solo colapsível que sofreu maior variação no teor de umidade, os valores de saturação foram praticamente os mesmos.

Dessa forma, pode-se considerar válida a simulação numérica 2D realizada, uma vez que produziu resultados muito próximos aos obtidos na simulação 3D e àqueles observados na simulação física.

Além disso, foi avaliado o perfil de sucção gerado por meio dessa simulação numérica de inundação. Notou-se, a partir dos resultados calculados com o modelo bimodal (Costa & Cavalcante, 2021), que em todas as fases da simulação, o valor de sucção não ultrapassou os 100 kPa, sendo o maior valor registrado equivalente a 95,68 kPa, ocorrido em uma fase posterior à inundação e a uma distância de 8,5 m do radier, conforme demonstrado na Figura 4.24, onde é possível ver os perfis de sucção em quatro diferentes fases dessa simulação numérica.

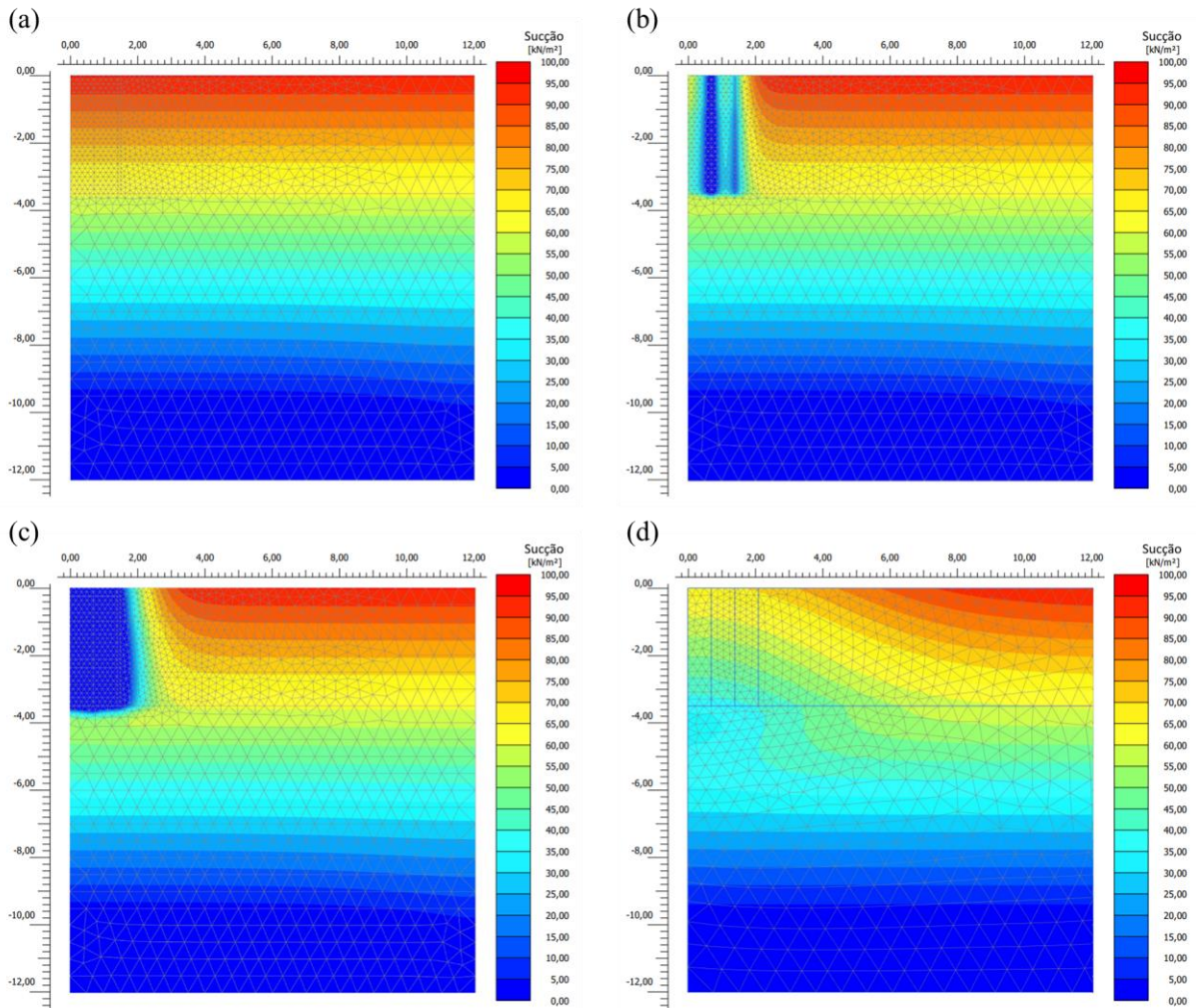


Figura 4.24. Perfis de sucção obtidos da simulação numérica (a) antes da inundação, (b) na fase inicial da inundação, (c) na última fase da inundação e (d) 5 dias após a inundação.

Nesse contexto, conforme demonstrado na Fig. 4.25 a seguir, observa-se que o maior valor de sucção para os dois solos registrado durante a simulação da inundação ainda se encontra dentro do primeiro trecho das curvas bimodais (Costa & Cavalcante, 2021), correspondente à região dos macroporos. Além disso, sabe-se que o comportamento hidromecânico em solos tropicais não saturados é regido majoritariamente pelos macroporos (Luiz, 2012), portanto, estando o intervalo de sucções da presente análise contido unicamente no primeiro domínio da curva característica, é viável utilizar uma função unimodal (Cavalcante & Zornberg, 2017).

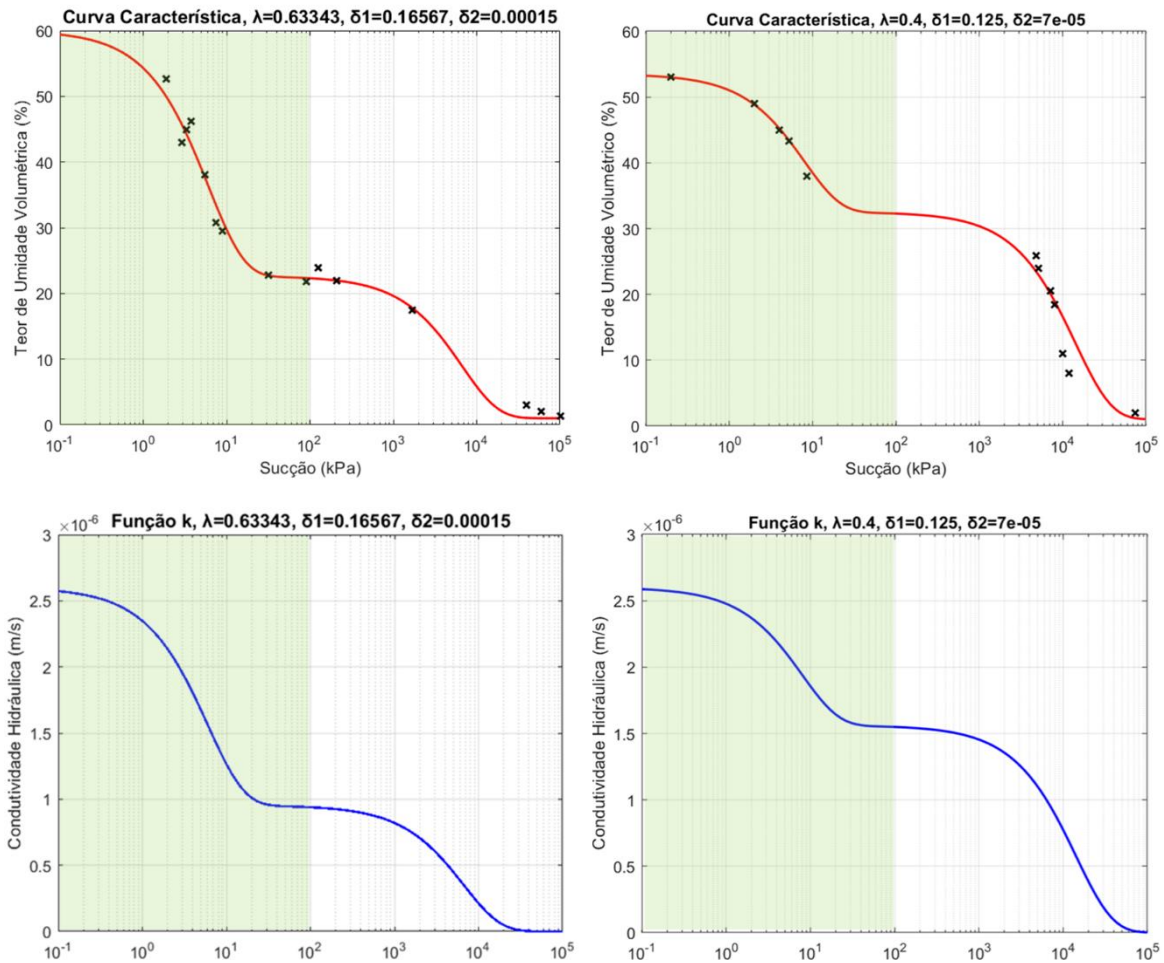


Figura 4.25. Faixa de valores de sucção (em verde) utilizados na modelagem numérica nas curvas bimodais.

Também foram obtidos os bulbos de inundação e os perfis de saturação nos modelos 2D e 3D para a segunda inundação do Modelo de Referência usando as curvas unimodais. Da simulação 2D, obteve-se o bulbo de inundação apresentado na Figura 4.26.

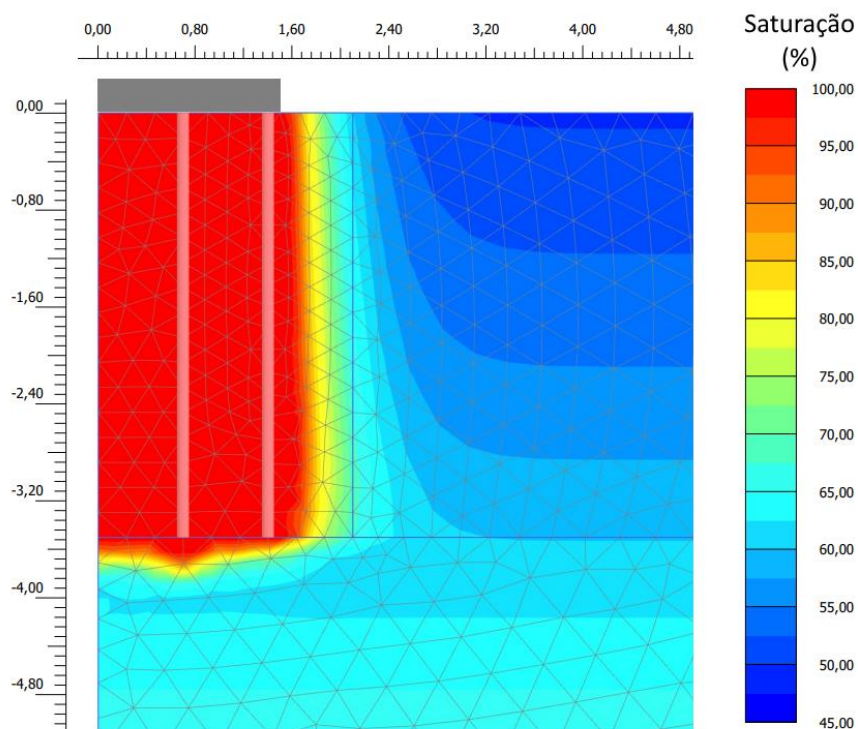


Figura 4.26. Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação 2D do Modelo de Referência usando as curvas unimodais.

A partir da Figura 4.26, pode-se perceber que o bulbo de inundação gerado pelo modelo unimodal foi bem semelhante ao produzido pelo modelo hidráulico bimodal, conforme apresentado na Fig. 4.17, com diferenças de saturação inferiores a 5% em regiões abaixo da zona saturada.

Essa semelhança também foi percebida ao comparar o perfil de saturação final obtido 5 dias após a inundação do Modelo de Referência com o modelo bimodal. A comparação entre os resultados obtidos pelos dois modelos em relação com o calculado experimentalmente é apresentada na Figura 4.27.

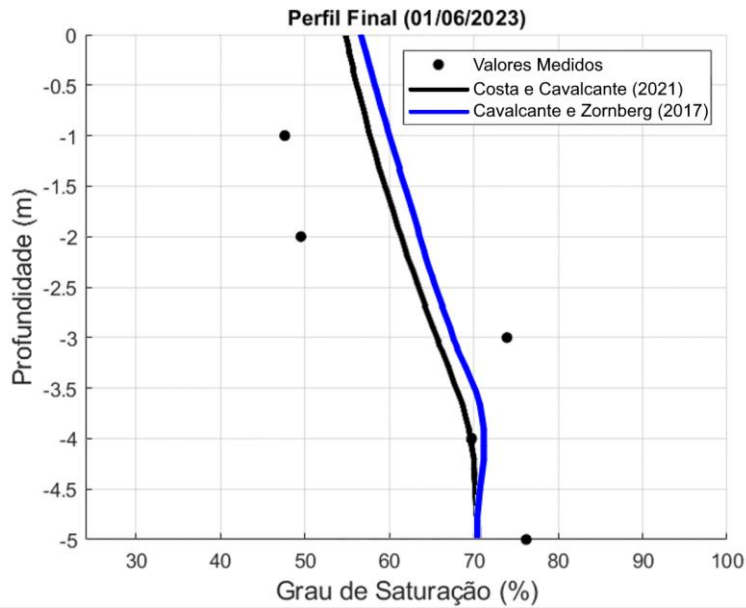


Figura 4.27. Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos 5 dias após a simulação axissimétrica da segunda inundação do Modelo de Referência.

A partir da Figura 4.27, nota-se uma leve diferença de menos de 3% entre os resultados obtidos para os primeiros 3 metros e uma consonância nos perfis provenientes dos dois modelos a partir de 4 m de profundidade. Ao comparar com os pontos obtidos da sondagem, o modelo unimodal também conseguiu reproduzir adequadamente o comportamento da variação da umidade com a profundidade, assim como o modelo bimodal.

Além disso, a simulação de inundação com o modelo unimodal foi conduzida tridimensionalmente, de modo a gerar também o bulbo de inundação (Fig. 4.28) e o perfil de saturação cinco dias após a injeção de água no subsolo (Fig. 4.29).

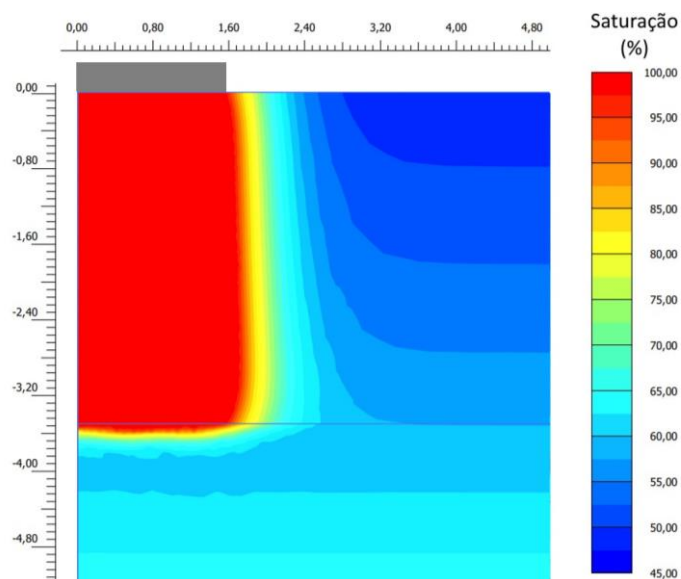


Figura 4.28. Bulbo de inundação obtido para a segunda inundação do Modelo de Referência no modelo 3D usando as curvas unimodais.

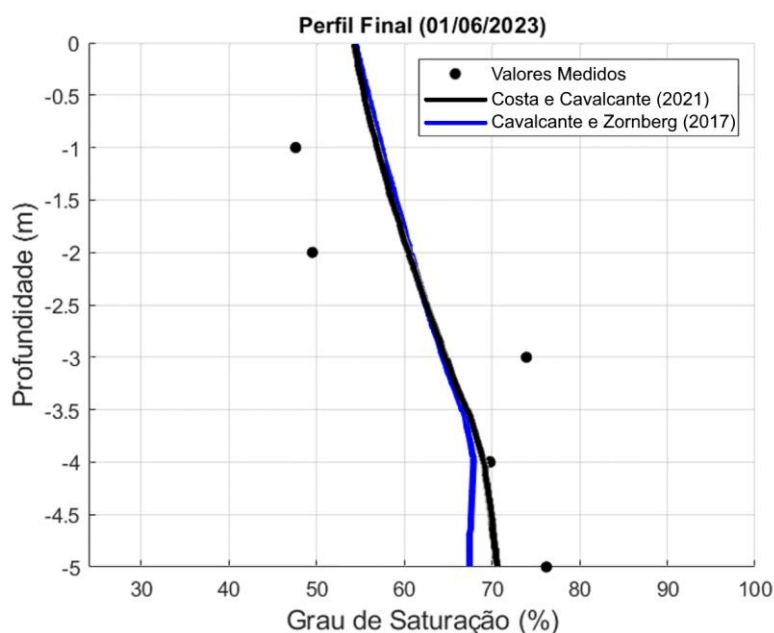


Figura 4.29. Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos em comparação com os valores calculados experimentalmente 5 dias após a simulação 3D da segunda inundação do Modelo de Referência.

Ao contrastar as Figuras 4.28 e 4.21, observa-se também no caso 3D uma considerável similaridade entre os bulbos de inundação produzidos pelos dois modelos, da mesma forma que na comparação realizada mediante Figura 4.29 é percebida uma aproximação praticamente colinear entre os perfis obtidos para os dois modelos na camada colapsível (0 a 3,5 m de profundidade). A partir de 4 metros, porém, há uma pequena diferença entre os valores de saturação de um modelo para o outro, mas assim como nas diferenças produzidas no caso axissimétrico, estas também não são significativamente discrepantes.

4.3.3. Inundação no Modelo Reforçado

Para o Modelo Reforçado, foi realizada na simulação física de Santos Neta (no prelo) apenas uma inundação do subsolo, que na presente pesquisa foi simulada com ambos os modelos hidráulicos apenas de maneira 3D, devido à presença das inclusões rígidas. O modelo elaborado para reproduzir tal simulação é representado na Figura 4.30.

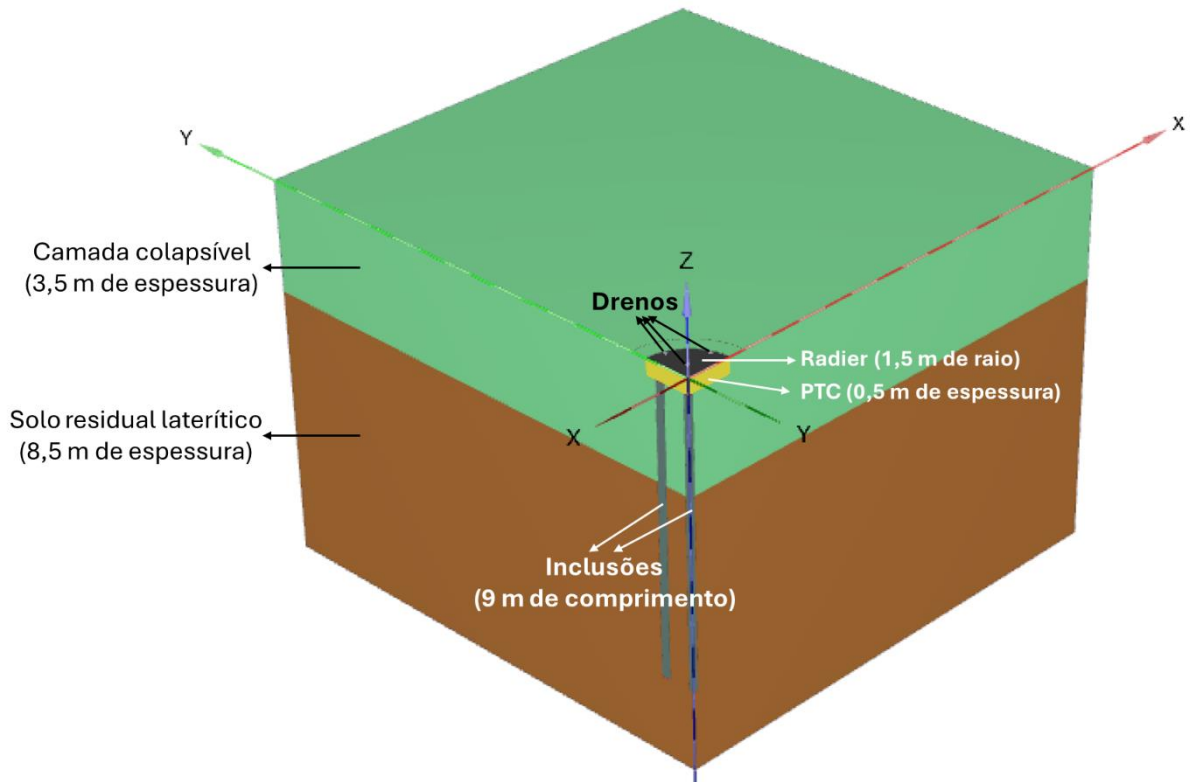


Figura 4.30. Modelo 3D para simular a inundação do Modelo Reforçado.

Na Figura 4.30, é possível ver a Plataforma de Transferência de Cargas (PTC) em amarelo, assim como duas das três inclusões rígidas, representadas com as estacas em cinza, considerando que a terceira está totalmente dentro da porção de solo, conforme esquematizado na Figura 4.31.

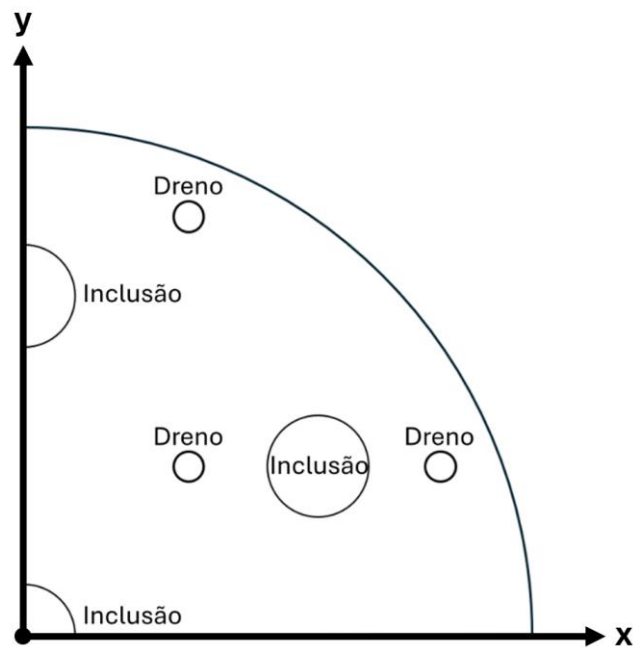


Figura 4.31. Distribuição dos drenos e das inclusões no modelo 3D utilizado.

Observa-se que o modelo é constituído de um quarto de toda a geometria do problema, uma vez que o Modelo Reforçado é bissimétrico. Tal simplificação reduziu as quantidades geométricas das estruturas a um quarto do total, restando 3 drenos completos, 1,75 inclusões rígidas (uma inclusão inteira, metade de outra, cortada pelo eixo y, além da quarta parte da inclusão central) e um quarto do radier e da plataforma de transferência de cargas.

Tal redução na geometria implica em uma diminuição da quantidade de elementos finitos que a malha teria, proporcionando uma economia em esforço computacional e mantendo a fidelidade aos modelos físicos, uma vez que a parte omitida é similar à calculada.

Assim, para esse caso foram também obtidos o bulbo de inundação, o perfil de saturação e sua variação com o tempo. Os bulbos, calculados utilizando os modelos hidráulicos unimodais e bimodais, são apresentados na Figura 4.32.

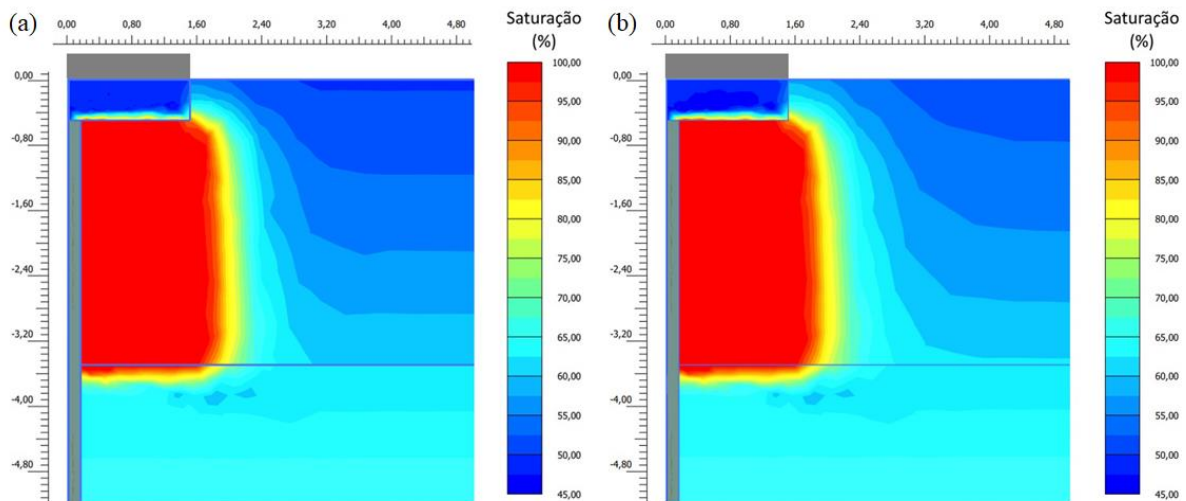


Figura 4.32. Bulbos de inundação obtidos para a simulação do Modelo Reforçado utilizando (a) o modelo bimodal e (b) o modelo unimodal.

Já o perfil de saturação após a inundação do Modelo Reforçado também foi obtido para o dia seguinte à inundação (data da realização da sondagem final dessa simulação) com a utilização dos dois modelos hidráulicos, de forma que os perfis correspondentes são apresentados na Fig. 4.33.

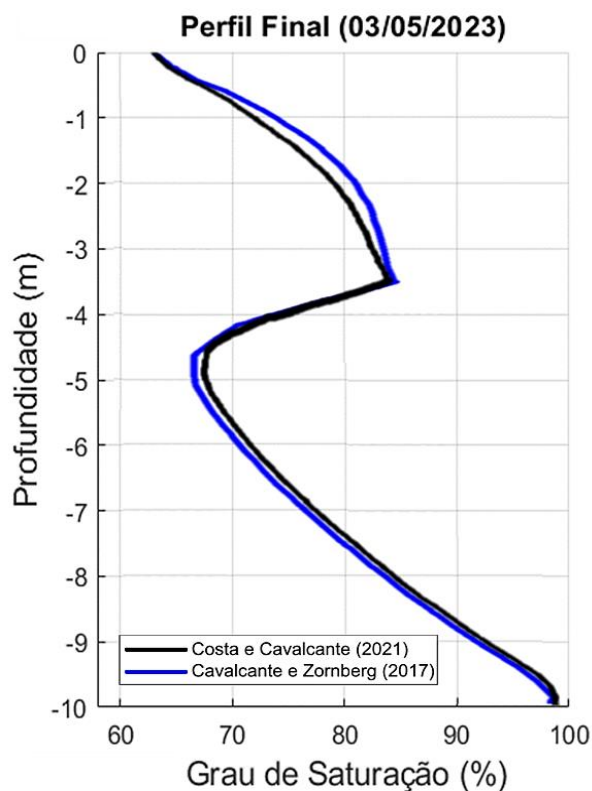


Figura 4.33. Perfis de saturação obtidos pelos modelos hidráulicos um dia após a inundação do Modelo Reforçado.

Nota-se pelas Figuras 4.32 e 4.33 que, mais uma vez, tendo em vista as condições adequadas para utilização do modelo unimodal, ambos os modelos apresentaram resultados bastante semelhantes e conseguiram reproduzir o comportamento do que foi observado em campo.

Na Figura 4.32 é possível observar que, devido à baixa permeabilidade da PTC, o bulbo de inundação foi rebaixado em comparação com o Modelo de Referência, refletindo o que se espera que aconteça. Também é observado que, por conta disso, o bulbo ficou maior na direção horizontal, porém sem proporcionar variações relevantes no teor de umidade da superfície, conforme constatado na simulação física.

Além disso, na Figura 4.32 é perceptível que a Plataforma de Transferência de Cargas sofreu um leve aumento no grau de saturação apenas na sua região mais profunda, que estava em contato com o solo colapsível. No entanto, a maior parte dessa camada manteve-se inalterada com relação ao grau de saturação.

A respeito dos perfis apresentados na Figura 4.33, percebe-se uma diferença maior na saturação entre as duas camadas de solo, devido à proximidade temporal com a data da realização da inundação. Nota-se também nesses gráficos que, por conta da PTC, o grau de saturação na superfície é consideravelmente menor do que entre 2 e 3,5 m de profundidade.

Ainda se observa nesse caso uma descontinuidade na transição entre as camadas, devido ao método numérico utilizado, mas que reflete a realidade, uma vez que a camada inferior é menos permeável que a superior, conforme valores apresentados na Tabela 4.2. No entanto, com a profundidade, seu grau de saturação aumenta em consonância com o perfil inicial registrado.

Sobre a variação do perfil de saturação com o tempo (Figura 4.34), observou-se um decréscimo no grau de saturação da camada colapsível com o tempo, assim como um rebaixamento e deslocamento lateral do bulbo, tendo em vista as condutividades hidráulicas obtidas pela análise paramétrica.

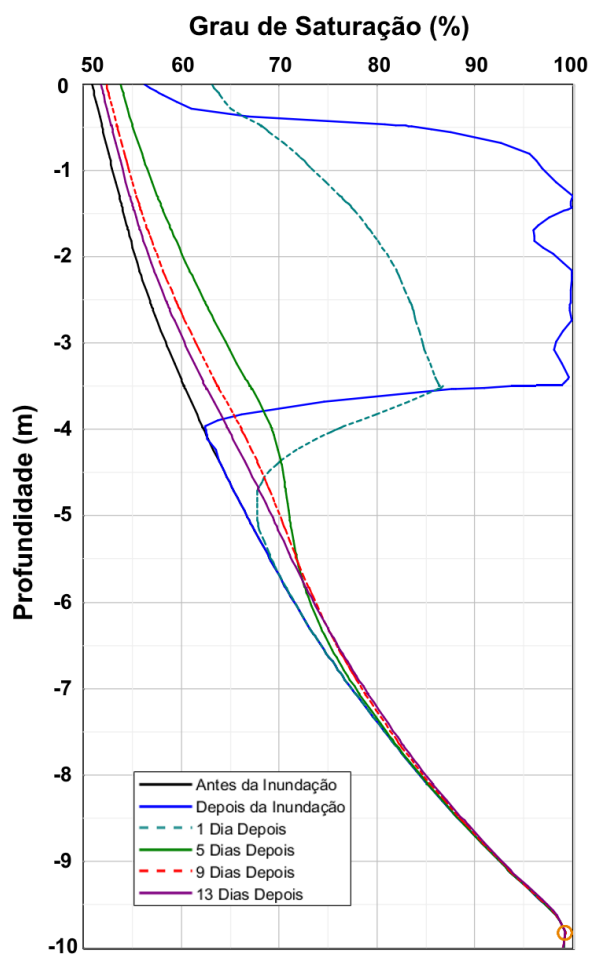


Figura 4.34. Variação do perfil de saturação para a segunda inundação do Modelo Reforçado em um furo a 30 cm da borda do radier.

4.3.4. Discussões gerais sobre a simulação numérica da inundação

Dos itens anteriores, observou-se uma grande concordância entre os resultados de inundação obtidos pelos modelos hidráulicos unimodal e bimodal, assim como uma boa aproximação aos valores registrados no Campo Experimental da Geotecnia por Santos Neta (no

prelo). Contando, inclusive, com evidências visuais do aumento do teor de umidade na superfície após a segunda inundação do Modelo de Referência e medições de grau de saturação a partir de sondagens em diferentes datas, seja antes ou depois do ensaio.

Viu-se ainda que nos processos de inundação realizados para o Modelo de Referência houve uma boa convergência dos resultados obtidos do modelo numérico 3D para o modelo 2D (axissimétrico), mesmo sendo esse último uma representação simplificada do sistema de inundação realmente construído.

Também foi observada a diferença provocada pela instalação da PTC que, por ser construída com solo local compactado, influenciou no volume e localização do bulbo de inundação, rebaixando-o 50 cm e aumentando-o radialmente a partir do centro do radier.

A Figura 4.35 a seguir ilustra a diferença entre dois perfis, calculados para o mesmo furo (30 cm da borda) com o modelo hidráulico bimodal no dia seguinte à inundação do Modelo Reforçado e à segunda inundação do Modelo de Referência, para fins de comparação mais prática.

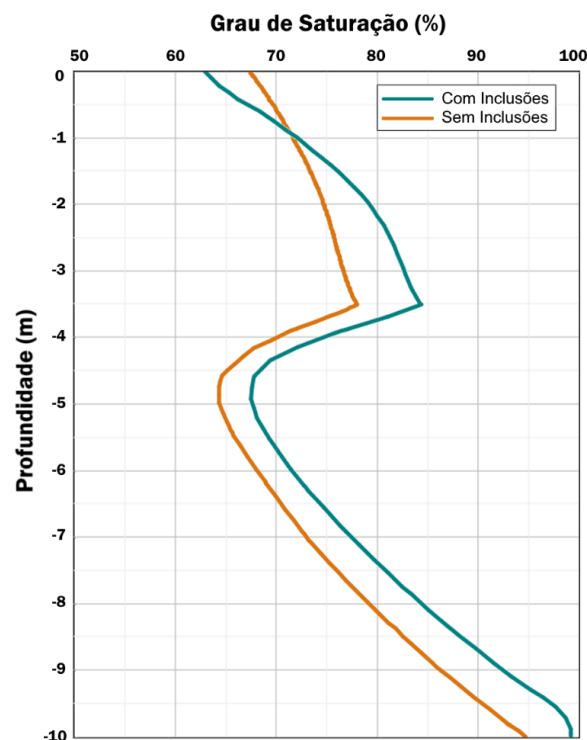


Figura 4.35. Comparação entre os perfis de saturação posteriores às inundações no Modelo Reforçado e no Modelo de Referência.

É percebido que nos primeiros decímetros do subsolo, o modelo com inclusões rígidas apresenta menor saturação que o modelo sem as inclusões, devido à presença da PTC, que reduziu o fluxo de água para aquela região. No entanto, próximo a 1 m de profundidade, o

modelo com inclusões passa a apresentar maiores valores de saturação com relação ao Modelo de Referência, especialmente na camada de solo colapsível.

Ademais, abaixo dos 3,5 m o Modelo Reforçado continua a apresentar maior saturação, mas deve-se levar em conta a presença das inclusões rígidas, que ocupam um certo volume dentro da projeção do radier, até 9,5 m de profundidade, que é justamente quando o perfil de saturação do Modelo Reforçado tende a se aproximar novamente ao do Modelo de Referência.

4.4. Simulação Numérica do Colapso

A respeito do colapso, foram abordados os resultados referentes aos deslocamentos verticais sofridos pelo solo de fundação devido ao carregamento e às inundações dos dois modelos. Os resultados obtidos para ambos foram apresentados utilizando o Barcelona Basic Model na camada colapsível, tendo como dados hidráulicos os apresentados nas seções anteriores.

4.4.1. Deslocamentos no Modelo de Referência

Da simulação numérica do colapso, conforme o procedimento descrito no item 3.3.4, foram obtidos os valores dos deslocamentos verticais sofridos pelo Modelo de Referência. A Figura 4.36 e a Tabela 4.3 ilustram as variações dos deslocamentos na borda e no centro do radier ao longo das etapas de carregamento e inundação, com base nos resultados obtidos numericamente e em comparação com os obtidos no modelo físico (Santos Neta, no prelo). Os resultados provenientes do modelo físico dizem respeito aos valores médios obtidos a partir de 4 pontos topográficos localizados nas bordas do radier.

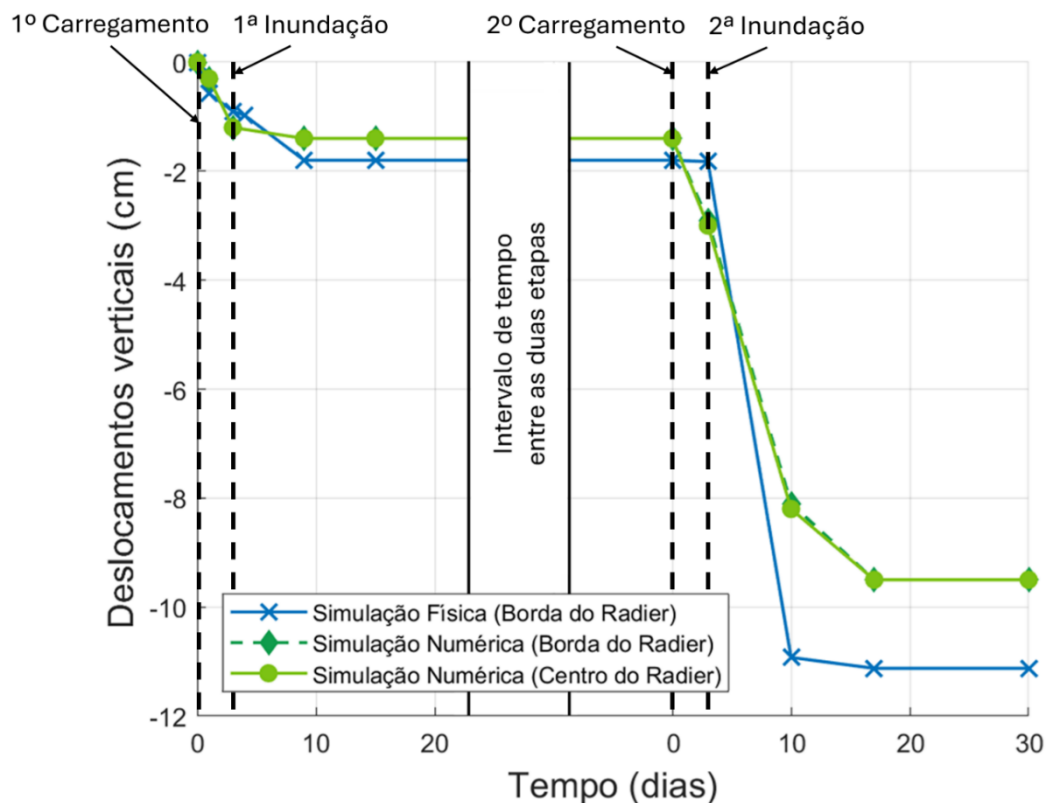


Figura 4.36. Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência.

Da Figura 4.36, observa-se uma pequena taxa de deslocamentos durante a primeira tentativa de indução ao colapso que, assim como no modelo físico, não produziu grandes valores de deslocamentos verticais, chegando, no máximo a 1,4 cm. No segundo processo de inundação e carregamento, porém, é percebido que o modelo sofreu deslocamentos consideráveis, da ordem de até 9,5 cm nos pontos mais externos da fundação.

Tabela 4.3: Deslocamentos verticais médios registrados em cada etapa das simulações do Modelo de Referência.

Etapa	Modelo físico (média da borda do radier)	Simulação numérica (borda do radier)	Simulação numérica (centro do radier)
Após o 1º carregamento	0,58 cm	0,3 cm	0,3 cm
Após a 1ª inundação	1,80 cm	1,4 cm	1,4 cm
Após o 2º carregamento	1,83 cm	2,9 cm	3,0 cm
Após a 2ª inundação	11,13 cm	9,5 cm	9,5 cm

Dos modelos numérico e físico, observou-se que na primeira tentativa de indução ao colapso, não apenas não foi possível atingir uma saturação suficiente no subsolo (conforme apresentado na Fig. 4.16), mas também não se conseguiu induzir deslocamentos verticais

consideráveis à fundação. Isso se deve à insuficiência do volume de água que foi injetado no subsolo e também ao carregamento aplicado, que posteriormente foi aumentado para 55 kPa por meio do tanque de 15 m³ apresentado na Figura 3.5.

Detalhadamente, as Figuras 4.37 e 4.38 apresentam os deslocamentos verticais sofridos em cada etapa da simulação do Modelo de Referência, considerando ainda os valores acumulados para o segundo processo de inundação e carregamento.

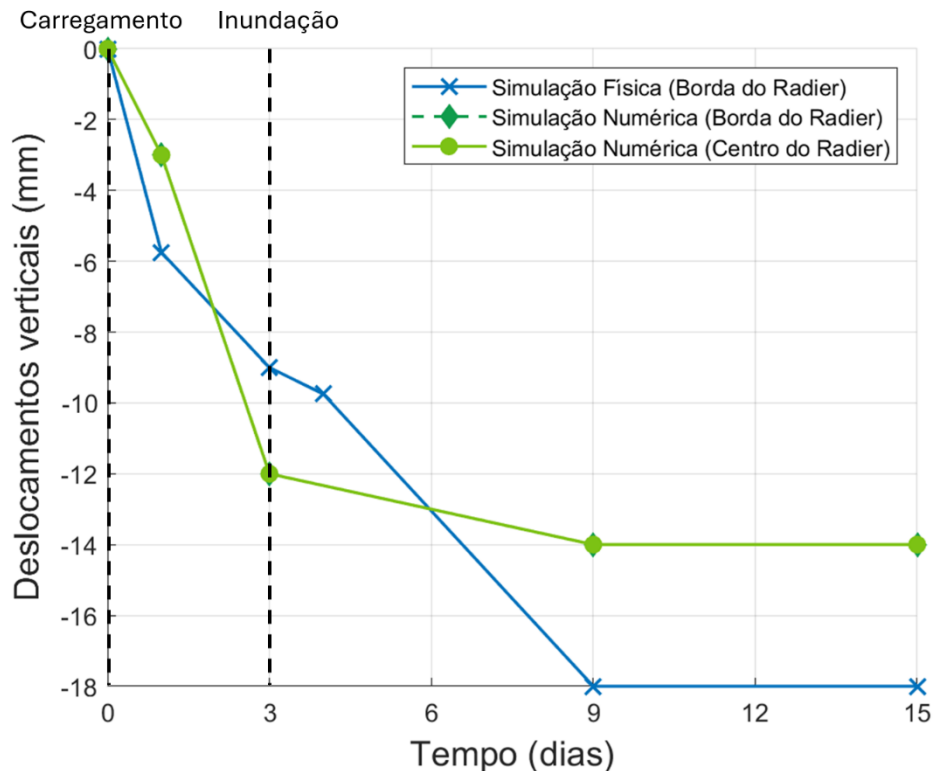


Figura 4.37. Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência após o primeiro processo de carregamento e inundação.

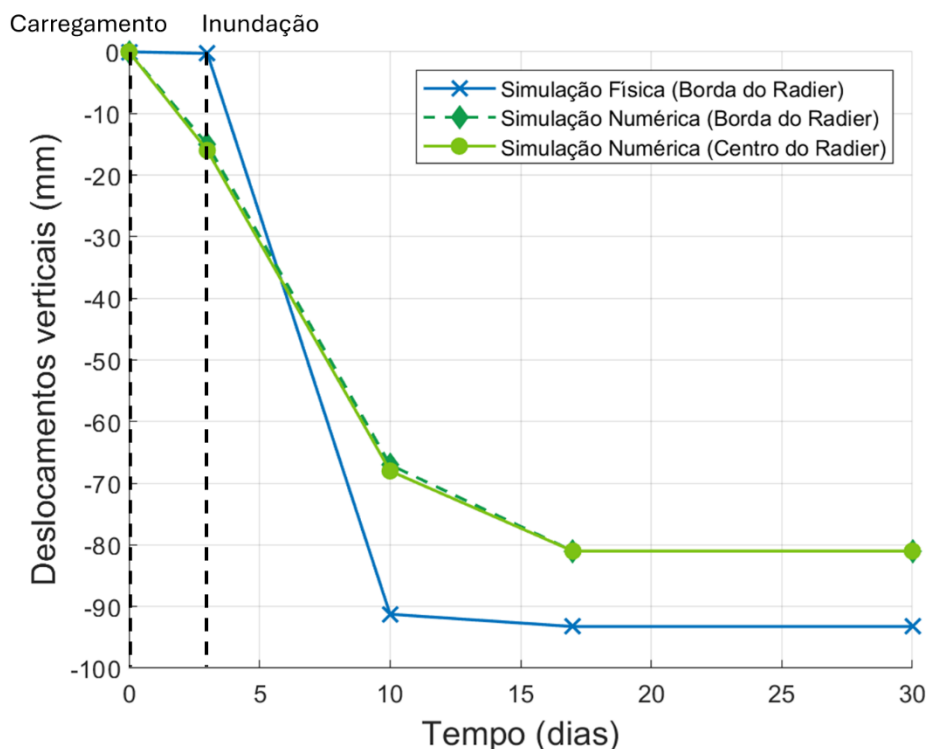


Figura 4.38. Deslocamentos sofridos pelo Modelo de Referência após o segundo processo de carregamento e inundação.

Ao comparar os dados obtidos numérica e fisicamente, observa-se que o modelo numérico conseguiu reproduzir com precisão as magnitudes de deslocamento na borda do radier do Modelo de Referência, mesmo tomando como base o valor médio entre os quatro pontos dos levantamentos topográficos.

Também é possível observar das figuras e da Tabela 4.3 que o centro do radier sofreu deslocamentos muito semelhantes aos da borda. Essa informação é relevante, uma vez que na simulação física não foram medidos valores de deslocamentos no centro do radier, impossibilitando a projeção de uma deformada da fundação. Esta deformação é apresentada na Figura 4.39, retirada do *software* e ampliando em duas vezes a magnitude dos deslocamentos verticais.

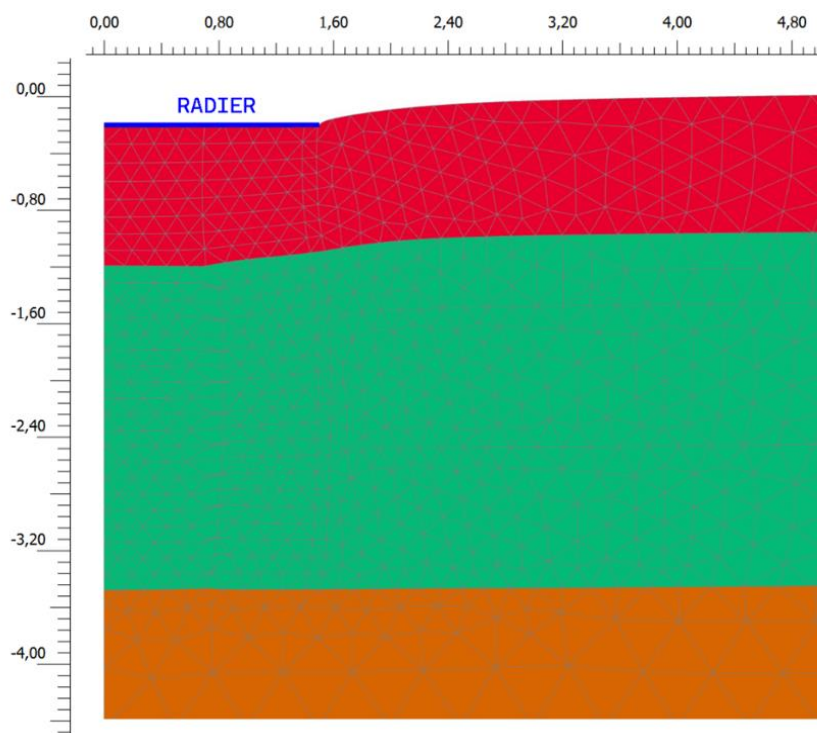


Figura 4.39. Malha deformada do Modelo de Referência após a segunda inundação ampliada em duas vezes.

Na seção deformada apresentada na Figura 4.39, é possível observar que o radier sem inclusões rígidas deslocou de maneira praticamente uniforme, com poucos deslocamentos diferenciais, devido à sua rigidez em comparação com a camada colapsável.

Além disso, nota-se que a camada de solo mais profunda e a crosta, mesmo após a ocorrência do colapso da camada intermediária, mantiveram uma espessura pouco variável, evidenciando que as deformações se deram majoritariamente na camada colapsável.

4.4.2. Deslocamentos no Modelo Reforçado

No que diz respeito ao modelo reforçado com inclusões rígidas, os valores de deslocamento vertical foram obtidos por meio da simulação numérica do colapso induzido por inundação e carregamento, conforme apresentado na Figura 4.40.

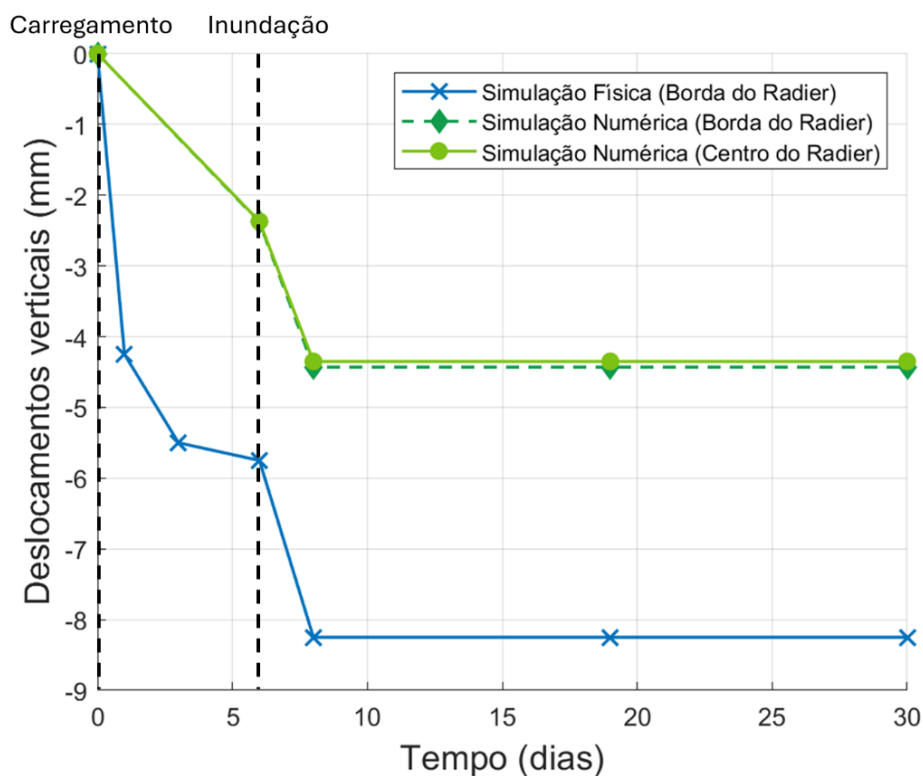


Figura 4.40. Deslocamentos sofridos pelo Modelo Reforçado.

Assim como na simulação de colapso do Modelo de Referência, observa-se que os deslocamentos verticais sofridos na borda do radier foram semelhantes aos calculados no centro. Também é perceptível que o radier reforçado deslocou-se com o aumento do grau de saturação da camada colapsável, porém, desta vez consideravelmente menos do que sem as inclusões rígidas, como se pode observar na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Deslocamentos verticais médios registrados para cada etapa das simulações do Modelo Reforçado.

Etapa	Modelo físico (média da borda do radier)	Simulação numérica (borda do radier)	Simulação numérica (centro do radier)
Após o carregamento	5,75 mm	2,38 mm	2,37 mm
Após a inundação	8,25 mm	4,43 mm	4,35 mm

Da Figura 4.40, assim como da Tabela 4.4, observa-se que o centro do radier sofreu, desta vez, menos deslocamentos do que as bordas. Isso possivelmente se justifica pela presença da inclusão central, que reduziu minimamente o deslocamento sofrido pela placa em comparação com a borda.

Além disso, nota-se, a partir da Tabela 4.4 e da Fig. 4.40, que os resultados calculados numericamente diferem dos dados das medições topográficas em valores absolutos, representando apenas aproximadamente metade do que foi registrado em campo.

No entanto, é perceptível que o comportamento registrado em ambas as simulações foi o mesmo, incluindo o surgimento de deslocamentos após o processo de inundação realizado. O motivo para essa discrepância é a própria escala em que se encontram as magnitudes dos deslocamentos sofridos nesse caso, que são da ordem de milímetros, de forma que em termos absolutos, a diferença não chegou a 0,5 cm entre os resultados obtidos na simulação numérica e na simulação física.

Ouro motivo que pode ter contribuído para essa discrepância pode ser a acurácia dos dados do próprio modelo constitutivo, uma vez que, apesar de terem sido provenientes de ensaios com amostras indeformadas realizados por Peixoto (1999), podem estar defasados devido ao tempo decorrido desde sua obtenção, requerendo de ajustes que poderiam ser realizados a partir de análises paramétricas ou novos ensaios laboratoriais.

Ademais, nas Figuras 4.41 e 4.42, é possível observar os deslocamentos verticais sofridos em região do substrato para cada etapa separadamente.

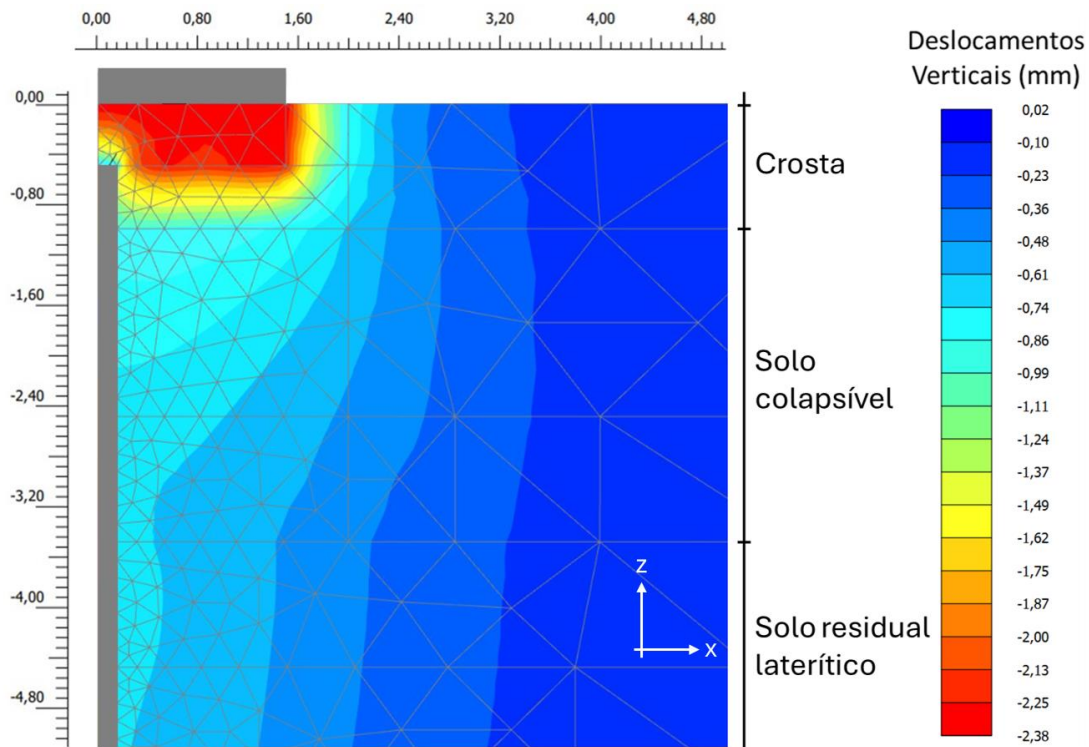


Figura 4.41. Deslocamentos verticais devido ao carregamento do Modelo Reforçado.

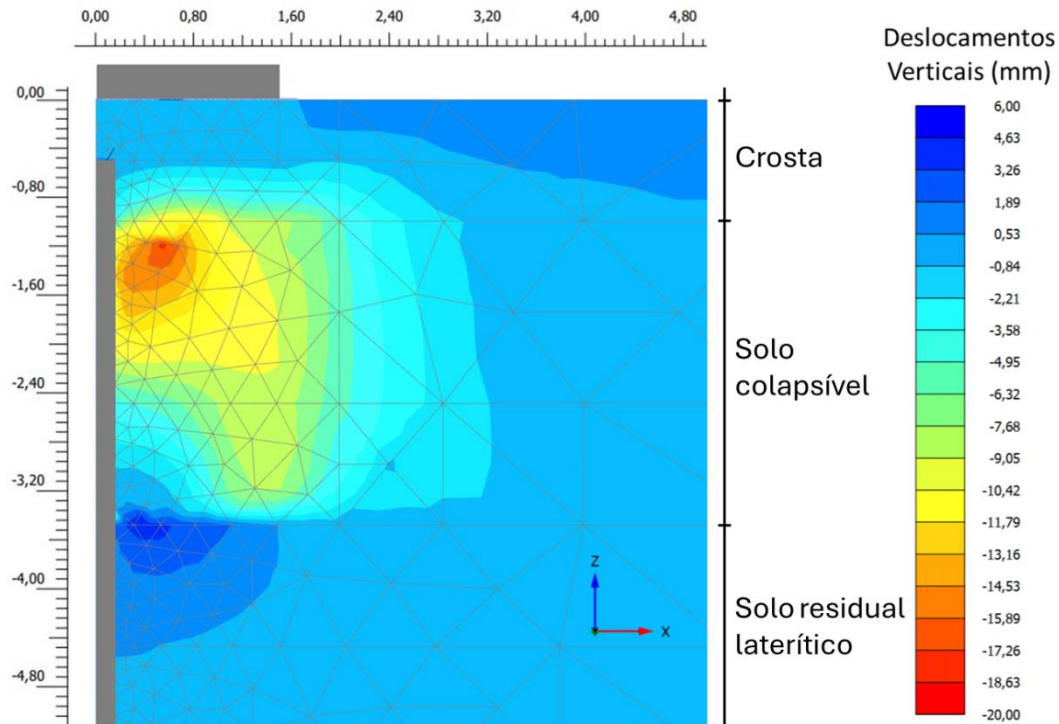


Figura 4.42. Deslocamentos verticais devido à inundação do Modelo Reforçado.

Nota-se nas Figuras 4.41 e 4.42 como cada etapa da simulação influenciou nos deslocamentos verticais do sistema, de tal forma que na etapa de carregamento, os deslocamentos se deram majoritariamente na PTC e na crosta, regiões mais próximas à aplicação da carga.

No entanto, analisando isoladamente a influência da inundação no desenvolvimento de deslocamentos verticais, observa-se que a camada colapsível deslocou mais que as outras, evidenciando uma significativa contribuição do aumento do grau de saturação para deslocamentos verticais em solos colapsíveis e ainda que o próprio modelo constitutivo BBM é capaz de prever o colapso do solo devido à diminuição da sucção, mesmo sob tensões constantes.

Ademais, em ambos os casos, os deslocamentos sofridos pela Plataforma de Transferência de Cargas e, conseqüentemente, pelo radier, foram praticamente uniformes, indicando uma ocorrência mínima de deslocamentos diferenciais, conforme apresentado na Tabela 4.4.

4.4.3. Discussões gerais sobre a simulação numérica do colapso

O trabalho apresenta uma análise detalhada dos resultados obtidos nas simulações do Modelo de Referência e do Modelo Reforçado, destacando a influência do aumento do grau de

saturação no surgimento de deslocamentos nos modelos. Além disso, ressalta a vantagem da utilização do sistema de inclusões rígidas para reduzir os deslocamentos verticais sofridos por uma fundação superficial como o radier em um solo colapsível, como o do CEG.

A redução de mais de 10 cm nos deslocamentos verticais do Modelo de Referência para o Modelo Reforçado evidencia que a técnica de reforço é capaz de mitigar significativamente as consequências do colapso em uma estrutura apoiada sobre uma fundação superficial em solo colapsível, apresentando-se como uma alternativa viável para este tipo de solo. Tal afirmação pode ser corroborada pelo cálculo do SRF, tanto para a simulação numérica quanto para a simulação física, conforme Tabela 4.5.

Tabela 4.5: SRF do sistema de inclusões rígidas para o caso estudado.

Etapa	$\rho_{w/i}^{max}$ (cm)		$\rho_{w/o}^{max}$ (cm)		SRF	
	Física	Numérica	Física	Numérica	Física	Numérica
Após o carregamento	0,58	0,24	1,83	3,0	0,68	0,92
Após a inundação	0,83	0,44	11,13	9,5	0,93	0,95

Observa-se para a simulação numérica um alto SRF das inclusões rígidas, tanto para reduzir os deslocamentos provenientes do colapso do solo após a inundação, quanto com relação apenas à aplicação do carregamento.

Houve, no entanto, uma diferença de valores de SRF para a etapa de carregamento devido às discrepâncias apresentadas no item 4.4.2, porém, mesmo assim os Fatores de Redução de Recalque obtidos, em ambos os casos, indicam a eficácia do sistema de inclusões rígidas em reduzir os deslocamentos verticais da fundação.

Além disso, destaca-se a capacidade do modelo numérico e do modelo constitutivo para reproduzir o comportamento e os valores de deslocamento vertical sofridos pelo radier sem inclusões rígidas em situação de colapso, em comparação com o modelo físico. Também é mencionada a capacidade razoável do modelo em reproduzir os deslocamentos devidos ao colapso do solo induzido por inundação e carregamento para o Modelo Reforçado, apesar das diferenças nos valores, que podem ser minimizadas com ajuste nos próprios parâmetros do Barcelona Basic Model utilizados na simulação.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. Conclusões

Com base nos resultados apresentados no capítulo anterior e discussões realizadas, tem-se que a presente pesquisa chegou às seguintes conclusões:

- Conclui-se que o modelo numérico usado foi eficaz para simular os processos de inundação e colapso do solo do Campo Experimental da Geotecnia, mesmo com uma representação simplificada axissimétrica para o Modelo de Referência, que foi validada pela representação tridimensional correspondente;
- Tendo em vista a comparação com a simulação física realizada, foi observado que o modelo de Costa & Cavalcante (2021) é adequado para simular o processo de inundação do solo estudado;
- Dado o intervalo de sucções calculado na simulação numérica de inundação, foi mostrado ser plenamente viável a utilização o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017) que, mesmo sendo unimodal, conseguiu reproduzir bem a variação do grau de saturação com a injeção de água no subsolo, validado em comparação com o modelo bimodal e com os dados de Santos Neta (no prelo);
- Foi confirmada ainda a influência que o aumento do grau de saturação tem no surgimento de deformações no solo do Campo Experimental da Geotecnia, uma vez que foram notados significativos deslocamentos no modelo sem as inclusões rígidas;
- O Barcelona Basic Model foi capaz de reproduzir bem os deslocamentos verticais sofridos pela fundação, podendo definitivamente ser uma alternativa viável de aplicação para fundações assentes em solos colapsíveis, entretanto, requerendo atualizações nos parâmetros utilizados para o solo do CEG;
- As inclusões rígidas foram capazes de reduzir consideravelmente os deslocamentos sofridos pela fundação superficial sob condições de colapso do solo, conforme averiguado por meio das comparações realizadas e da obtenção do Fator de Redução de Recalques para as simulações desenvolvidas;
- A utilização do sistema de inclusões rígidas proporcionou ainda uma alteração no bulbo de inundação que gerou o colapso da camada de solo de 3,5 m de espessura, de tal forma a evitar a variação significativa do teor de umidade na região mais superficial, onde se localiza a PTC, ao passo que incrementa o grau de saturação nas zonas mais profundas, onde estão as próprias inclusões.

5.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

Como sugestões para possíveis pesquisas a serem realizadas futuramente no âmbito das linhas de pesquisa abordadas na presente dissertação e relacionadas ao tema desenvolvido, denota-se as seguintes possibilidades:

- Analisar o desenvolvimento de tensões na PTC e nas inclusões rígidas do modelo reforçado;
- Fazer também uma análise paramétrica dos parâmetros do Barcelona Basic Model para avaliar os deslocamentos verticais de maneira mais exata;
- Utilizar outros modelos constitutivos mecânicos para fins de comparação com a simulação física e com a simulação numérica realizadas;
- Implementar outras soluções de reforço, a exemplo de geossintéticos, e realizar a comparação dos deslocamentos sofridos com relação aos modelos aqui apresentados;
- Realizar a simulação numérica considerando maior variação de parâmetros com a profundidade, não apenas de índices físicos, mas dos próprios modelos constitutivos;
- Avaliar com outras magnitudes de carregamento e volumes de água injetada a simulação realizada, a fim de averiguar a influência desses dados nos deslocamentos e tensões sofridas pelos modelos;
- Averiguar o desenvolvimento dos deslocamentos também com o descarregamento, observando como se comporta a fundação mesmo após a injeção de água e sem a aplicação de carga.

REFERÊNCIAS

- AL-RAWAS, A. A. (2000). **State-of-the-Art Review of Collapsible Soils**. Science and Technology, Special Review, p. 115-135.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). **A constitutive model for partially saturated soils**. Géotechnique 40(3): 405-430.
- ALONSO, L.C. (2019). **Hundimientos en Basílica de Guadalupe: Comportamiento de su cimentación a través de los años**. Investigación de fin de clase. Cimentaciones y suelos. Máster Universitario em Ejecución de Obras de Rehabilitación y Restauración, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Espanha, 24 p.
- BARRANTES, P. R. E. (2013). **Análise sísmica e hidromecânica de uma barragem de terra zonada no Peru**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 191 p.
- BENTLEY (2024a). **Material Models Manual 3D**. Bentley Systems, Incorporated, Exton, PA, Estados Unidos, 267.
- BENTLEY (2024b). **User Defined Soil Model – BBM: Barcelona Basic Model in PLAXIS**. Bentley Systems, Incorporated, Exton, PA, Estados Unidos, 54.
- BIESIADECKI, G.L., DOBRY, R., LEVENTIS, G.E., PECK, R. B. (2004). **Rion – Antirion Bridge Foundations: A Blend of Design and Construction Innovation**. Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2004, Missouri University of Science and Technology, Rolla, MO, Estados Unidos, 14.
- CABOT, M. L. (2011). **Numerical modelling of coupled behaviour in unsaturated soils**. Tese de Doutorado, Synergy joint degree between the Departments of Civil Engineering of the University of Strathclyde and the University of Glasgow, Glasgow, Escócia, 258 p.
- CALLE, I. F. O. (2013). **Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.TD 082/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- CAVALCANTE, A. L. B. & ZORNBERG, J. G. (2017). **Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions**. International Journal of Geomechanics 7(7): 4017013.
- CHAPUIS, R. P. (2004). **Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, No. 5, pp. 787-795.
- CONDON, R. B., METCALFE, B., WERLING, S. H. (2022). **Sports Complex Supported on Rigid Inclusions in Deep Soft Clay Profile**. Geo-Congress 2022, ASCE, Charlotte, Estados Unidos.

- COSTA, M. B. A. & CAVALCANTE, A. L. B. (2021). **Bimodal Soil–Water Retention Curve and k-Function Model Using Linear Superposition**. *International Journal of Geomechanics* 21(7): 04021116.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1977). **Stress state variables for unsaturated soils**. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 103(5), pp. 447-466.
- FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993). **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: John Wiley & Sons.
- FURMAN, J. & FARO, V. P. (2019). **Parâmetros de resistência de um solo não saturado da região da Serra do Mar – trecho PR-SP**. XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, ABMS, Joinville, SC, 8 p.
- GOMES, B. R. (2020). **Modelagem numérica de uma proposta de modelo físico para avaliação da eficiência e do desempenho de grupos de inclusões rígidas em solos colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 347A/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.
- GUIMARÃES, R. C. (2002). **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- HAZEN, A. (1911). **Discussion of 'Dams on sand foundations' by A. C. Koenig**. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 73, pp. 199-203.
- HOR, B., JEE, S. H., SONG, M. J. & KIM, D. Y. (2017). **Ground improvement using rigid inclusion for the foundation of LNG tanks**. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE, Seoul, Coreia do Sul, pp. 2907-2910.
- JENCK, O. (2005). **Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique**. Tese de Doutorado, N° d'ordre 05-ISAL-0092, Unité de Recherche en Génie Civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Villeurbanne, França, 383 p.
- JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1957). **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting**. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Inglaterra, 1: 316-319.
- JIMÉNEZ, P. A. (2013). **Catedral Metropolitana: Hundimiento y rescate**. Ciudad de México: UNAM.
- LEÓN, R. F. P. (2017). **Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.
- LIRA, G. A., CARNEIRO, D. A., MONTEIRO, F. F., AGUIAR, M. F. P., OLIVEIRA, F. H. L. (2018). **Avaliação da Relação Entre Sucção e Resistência De Solos Para Fundações Sobre Aterros**. Fortaleza, CE, 8 p.

- LUIZ, G. C. (2012). **Influência da relação solo-atmosfera no comportamento hidromecânico de solos tropicais não saturados: estudo de caso – município de Goiânia-GO**. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 075/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 246 p.
- MCGEE, C. (2022). **Cedar Point Sports Center**. Disponível em: <<https://maps.app.goo.gl/vt8t684rm6T6Ubyg9>>. Acesso em 26 jan. 2024.
- MEIRA, G. S. (2022). **Uso dos métodos sísmicos de refração e MASW para investigação e caracterização de taludes**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 373/22, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.
- MOSSER (2021). **Firelands Lee C. Jewett Sports Medicine Center**. Disponível em: <<https://mosserconstruction.com/portfolio/firelands-lee-c-jewett-sports-medicine-center/>>. Acesso em 26 jan. 2024.
- MÜTZENBERG, D. V. S. (2018). **Análise da interação entre a camada de distribuição e inclusão rígida**. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 81 p.
- OLIVEIRA, F. L. & SILVA, S. A. A. (2018). **Avaliação do comportamento mecânico do solo da camada de repartição para fundação com inclusão rígida no Distrito Federal**. Programa de Iniciação Científica, Centro Universitário de Brasília, Brasília, DF, 69 p.
- PANIAGUA, W. I. (2013). **Inclusiones rígidas**. 1er Congreso Internacinal de Fundaciones Profundas, CFPB, Santa Cruz de la Sierra, Bolívia.
- PARRODE, F. R., LARA, J. A. M., ALVES, T. C. (2014). **Estudo da influência da sucção nos resultados dos ensaios penetrométricos realizados com Panda 2**. Trabalho de conclusão de curso, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 90 p.
- PECKER, A. (2004). **Design and construction of the Rion Antirion Bridge**. GeoTrans, 2004, ASCE, Los Angeles, Estados Unidos.
- PEIXOTO, R. J. (1999). **Aplicação de modelos constitutivos na avaliação do comportamento mecânico da argila porosa colapsível do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.
- PEREIRA, C. M. P. (2011). **Estudo do Modelo Constitutivo BBM: Influência da sucção na resistência ao corte**. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 139 p.
- PEREIRA, L. M. C. (1986). **Simulação da construção e do primeiro enchimento do reservatório de barragens zonadas de terra e enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 150 p.

- PIQUERAS, V. Y. (2021). **Refuerzo del terreno mediante inclusiones rígidas**. Disponível em: <<https://victoryepes.blogs.upv.es/2021/02/05/refuerzo-del-terreno-mediante-inclusiones-rigidas/>>. Acesso em 9 jan. 2024.
- PUZRIN, A., ALONSO, E., & PINYOL, N. (2010). **Geomechanics of Failures (1st ed.)**. Dordrecht: Springer Netherlands.
- REBOLLEDO, J. F. R., LEÓN, R. F. P. & CARVALHO, J. C. (2019a). **Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília**. *Soils and Rocks* 42(1): 61-74.
- REBOLLEDO, J. F. R., LEÓN, R. F. P. & CARVALHO, J. C. (2019b). **Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements**. *Soils and Rocks* 42(3): 265-279.
- REBOLLEDO, J. F.R., SANTIAGO, I. M., BERNARDES, H. C., MENDES, T. A. (2022). **Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils**. *Soils and Rocks* 45(4): e2022004822.
- RODRÍGUEZ, J. F. (2010). **Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México**. Tese de Doutorado, Programa de maestría y doctorado ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cidade do México, México, 244 p.
- ROIZ, C. V. (2019). **La Virgen de la Asunción y la Catedral Metropolitana**. Desde la fe. Disponível em: <<https://desdelafe.mx/noticias/iglesia-en-mexico/la-virgen-de-la-asuncion-catedral-de-mexico/>>. Acesso em 10 jan. 2024.
- SALES, M. M. (2000). **Análise do comportamento de sapatas estacadas**. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- SALES, M. M., VILAR, O. M., MASCARENHA, M. D., PEREIRA, J. F., SILVA, C. M., & CARVALHO, J. C. (2015). **Fundações em solos não saturados**. Em CARVALHO, J. C., GITIRANA JUNIOR, G. D., MACHADO, S. L., MASCARENHA, M. D. & SILVA FILHO, F. C., *Solos não saturados no contexto geotécnico* (pp. xxxvi, 759). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- SANTIAGO, I. M. (2021). **Inclusões rígidas para fundações de silos graneleiros**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 79 p.
- SANTOS NETA (no prelo). Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- 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, 1999*, Balkema, Rotterdam, Holanda.

SILVA, F. C. (2022). **Estimativa de curvas características de solos tropicais brasileiros via métodos indiretos**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 372A/22, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 256 p.

STRUCTURAE (2010). **Rion-Antirion Bridge**. Disponível em: <<https://structurae.net/en/structures/rio-antirrio-bridge>>. Acesso em 31 jan. 2024.

TEIXEIRA, M. M. C. A. D. (2006). **Modelagem hidro-mecânica dos solos colapsíveis de Petrolândia**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 100 p.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR (DOI). **USBR 7300-89: Performing field permeability testing by the well permeameter method**. Denver, Estados Unidos, 1989.

VILAR, O. M. (2004). **Prefácio**. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, São Carlos, SP, pp. V.