

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

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS
JUSTAPOSTAS COM TIRANTES EM CONDIÇÃO
TRANSIENTE E NÃO SATURADA**

ENZO ALDO CUNHA ALBUQUERQUE

**ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL
CAVALCANTE, PhD**

**COORIENTADOR: ENG. MOISÉS ANTÔNIO DA COSTA
LEMOS, MSc**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
CIVIL**

BRASÍLIA/DF: MAIO/2022

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

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS
JUSTAPOSTAS COM TIRANTES EM CONDIÇÃO
TRANSIENTE E NÃO SATURADA**

ENZO ALDO CUNHA ALBUQUERQUE

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, PhD (ENC/UNB)
(ORIENTADOR)**

**MOISÉS ANTÔNIO DA COSTA LEMOS, MSc (ENC/UNB)
(COORDENADOR)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (ENC/UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RENATO SALLES CORTOPASSI, ENG. (KALI ENGENHARIA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE MAIO DE 2022.

FICHA CATALOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, ENZO ALDO CUNHA

Dimensionamento geotécnico de estacas justapostas com tirantes em condição transiente e não saturada. Distrito Federal, 2022.

xx, 112 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2022)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Parede de contenção de solo 2. Parede de estacas justapostas

3. Tirante 4. Solo não saturado

5. Fluxo não saturado transiente 6. Python

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, E.A.C. (2022). *Dimensionamento geotécnico de estacas justapostas com tirantes em condição transiente e não saturada*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Enzo Aldo Cunha Albuquerque

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Dimensionamento geotécnico de estacas justapostas com tirantes em condição transiente e não saturada.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2022

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



Enzo Aldo Cunha Albuquerque

enzoatm5@hotmail.com

QE 36, Conjunto D nº 14 - 71065-043 - Brasília/DF- Brasil

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais,
Aldo e Sueli*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por todas as coisas.

Aos meus pais Aldo e Sueli, por todo o suporte, cuidado e esforço para possibilitar os anos de estudo.

Aos meus irmãos Breno, Fernando, Aldo Nazareno, Karina e Bruno, pelo apoio e carinho durante a minha caminhada.

À minha namorada Jordanna por toda generosidade e carinho.

Ao meu orientador Prof. André Luís Brasil Cavalcante e ao meu coorientador Moisés Antônio da Costa Lemos, pela oportunidade de desenvolver este e outros projetos, pelo tempo disponibilizado, pelos ensinamentos e conselhos.

Aos membros da banca do projeto final 1 e 2, Prof. André Pacheco de Assis, Fernando Rodrigo de Aquino e Renato Salles Cortopassi, pelas sugestões e contribuições durante o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os meus professores de todos os níveis de ensino, pelos ensinamentos e pela contribuição a minha formação.

Ao grupo de pesquisa GeoFluxo, pelas contribuições durante o desenvolvimento do trabalho e pelos projetos desenvolvidos em conjunto.

Aos meus amigos que trilharam todo o curso de engenharia civil comigo.

À Universidade de Brasília, por onde trilhei toda esta jornada acadêmica.

A todos os citados, autores de livros, artigos e programas de computador, os quais divulgaram o seu conhecimento e permitiram que esse trabalho pudesse ser feito.

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS JUSTAPOSTAS COM TIRANTES EM CONDIÇÃO TRANSIENTE E NÃO SATURADA

RESUMO

Parede de estacas justapostas com ou sem tirantes são estruturas geotécnicas utilizadas para reter uma massa de solo, principalmente, em execução de escavações. O dimensionamento dessas estruturas é, geralmente, feito utilizando o solo na condição natural ou com parâmetros saturados. Apesar disto, eventos de precipitações intensas ou de rompimento de tubulações de água estão associados a ruptura da parede de contenção. Portanto, se torna necessária a análise da parede em condição transiente e não saturada do solo para melhor entendimento dos fenômenos que ocorrem, de forma que os riscos de falha sejam melhor compreendidos e, também, que a estrutura possa ser dimensionada utilizando o potencial resistente do meio poroso não saturado. O presente estudo explora o uso de soluções analíticas de fluxo transiente de água em meio poroso não saturado para calcular os empuxos ativos e passivos considerando a influência da sucção por meio da resistência cisalhante não saturada do solo. Estes empuxos são, então, utilizados para dimensionar o comprimento da ficha das estacas justapostas ou o comprimento do trecho ancorado dos tirantes de estacas justapostas atirantadas pelo método do equilíbrio limite plástico. A implementação desses modelos foi feita na linguagem de programação Python, onde foi desenvolvida a rotina de cálculo e uma interface gráfica para interação com o usuário. Os modelos desenvolvidos permitiram a análise do comprimento da ficha e do trecho ancorado dos tirantes requerido para estabilizar a estrutura variando com o tempo durante infiltração de água no solo. Foram avaliados dois tipos de solo, uma areia pouco graduada e um silte arenoso, em diferentes condições de umidade inicial, onde foram analisadas, também, a ocorrência de eventos de precipitação consecutivos. Em seguida, foram feitas análises paramétricas para compreensão da resposta do modelo e os resultados da análise não saturada com fluxo transiente foram comparados com os obtidos com a análise saturada desenvolvida e com os obtidos com o uso do software Geo5. Os resultados foram consistentes a partir das premissas adotadas e verificou-se o impacto da variação da umidade do solo, quanto mais próximo da condição saturada, maior o comprimento requerido para equilibrar as solicitações. O uso da mecânica de solos não saturado possui potencial para reduzir o comprimento da estrutura e, conseqüentemente, o seu custo.

Palavras-chaves: Parede de contenção de solo, Parede de estacas justapostas, Tirante, Solo não saturado, Fluxo não saturado transiente, Python.

GEOTECHNICAL DESIGN OF BORED PILES WITH TIEBACKS IN TRANSIENT AND UNSATURATED CONDITION

ABSTRACT

Bored pile wall with or without tiebacks are geotechnical structures used to retain a mass of soil, mainly during excavations. The design of these structures is usually done using the soil in its natural condition or with saturated parameters. Despite this, events of intense precipitation or rupture of water pipes are associated with rupture of the retaining wall. Therefore, it is necessary to analyze the wall in a transient and unsaturated condition of the soil for a better understanding of the phenomena that occur, so that the risks of failure are better understood and, also, that the structure can be designed using the resistant potential of the unsaturated porous media. The present study explores the use of analytical solutions of transient water flow in unsaturated porous media to calculate active and passive pressures considering the influence of suction through the unsaturated shear strength of the soil. These pressures are then used to design the length of embedment depth of the pile wall or the bond length of the anchorage of a vertical anchor wall. The implementation of these models was done in the Python programming language, where the design routine and a graphical interface for user interaction were developed. The models developed allowed the analysis of the length of the embedment and the length of the anchored stretch of the tieback required to stabilize the structure, varying with time during water infiltration into the soil. Two types of soil were evaluated, a low graded sand and a sandy silt, in different conditions of initial humidity, where the occurrence of consecutive precipitation events were also analyzed. Then, parametric analyzes were performed to understand the response of the model and the results of the unsaturated analysis with transient flow were compared with those obtained with the saturated analysis developed and with those obtained using the Geo5 software. The results were consistent from the assumptions adopted and the impact of soil moisture variation was verified, the closer to the saturated condition, the greater the length required to balance the loads. The use of unsaturated soil mechanics has the potential to reduce the length of the structure and, consequently, its cost.

Keywords: Soil retaining wall, Bored pile wall, Tieback, Unsaturated soil, Transient Unsaturated flow, Python.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	4
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
	6	
2.1	EQUILÍBRIO LIMITE PLÁSTICO	6
2.2	EMPUXO DE TERRA EM SOLO SATURADO.....	7
2.2.1	Empuxo em repouso.....	7
2.2.2	Teoria de Rankine	9
2.2.2.1	Empuxo ativo.....	10
2.2.2.2	Empuxo passivo	12
2.3	MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	14
2.3.1	Sucção.....	15
2.3.2	Curva de retenção de água no solo	15
2.3.3	Variáveis de estado de tensão	19
2.3.4	Estado de tensões	20
2.3.5	Resistência cisalhante.....	22
2.4	EMPUXO DE TERRA EM SOLO NÃO SATURADO.....	23
2.4.1	Empuxo em repouso.....	24
2.4.2	Empuxo ativo	24
2.4.3	Empuxo passivo	26
2.5	FLUXO DE ÁGUA TRANSIENTE EM SOLOS NÃO SATURADOS	28
2.5.1	Caso 1: umidade constante no contorno superior de uma coluna semi- infinita.....	30
2.5.2	Caso 2: umidade constante no contorno superior de uma coluna finita .	31
2.5.3	Caso 3: infiltração constante no contorno superior de uma coluna semi- infinita.....	31
2.5.4	Caso 4: infiltração constante no contorno superior de uma coluna finita	
	32	
2.6	RESISTÊNCIA CISALHANTE NÃO SATURADA COM O USO DA CURVA DE RETENÇÃO.....	33

2.7	PAREDE DE ESTACAS JUSTAPOSTAS	35
2.8	TIRANTES.....	38
2.8.1	Transferência de carga e modos de falha.....	40
2.8.1.1	Falha estrutural do tendão de aço	41
2.8.1.2	Falha na ligação argamassa-tendão.....	42
2.8.1.3	Falha na ligação argamassa-solo.....	43
2.8.2	Paredes atirantadas.....	46
2.8.2.1	Estabilidade do solo com tirantes quase horizontais	47
2.8.2.2	Seleção da localização do trecho ancorado.....	48
2.8.2.3	Seleção do espaçamento e inclinação dos tirantes	49
2.8.3	Métodos de ensaios de qualificação e de recebimento	51
2.9	PYTHON	52
3	METODOLOGIA	54
3.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM	54
3.2	PARÂMETROS DE ENTRADA PARA AS SIMULAÇÕES	58
3.2.1	Simulação 1	60
3.2.2	Simulação 2	61
3.2.3	Simulação 3	62
3.2.4	Simulação 4	63
3.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	64
4	RESULTADOS	65
4.1	MODELAGEM MATEMÁTICA DO PROBLEMA.....	65
4.1.1	Parede de estacas justapostas.....	65
4.1.2	Parede de estacas justapostas atirantada.....	70
4.2	ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES E DISCUSSÕES	72
4.2.1	Simulação 1	76
4.2.2	Simulação 2	83
4.2.3	Simulação 3	88
4.2.4	Simulação 4	92
4.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	96
4.4	INTERFACE GRÁFICA DE USUÁRIO	101

5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	
		106
5.1	CONCLUSÕES.....	106
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Estacas justapostas atirantadas (Escoll, 2021).	2
Figura 2.1. Comportamento elasto-plástico idealizado.	6
Figura 2.2. Parede de contenção de uma massa de solo (modificado - Das, 2010).....	8
Figura 2.3. Estados do empuxo de terra (ABNT, 1985).....	8
Figura 2.4. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solo saturado (modificado - Das, 2010).....	9
Figura 2.5. Desenvolvimento do empuxo ativo de Rankine (modificado – Das, 2010).	10
Figura 2.6. Estado ativo de Rankine (modificado - Das, 2010).	11
Figura 2.7. Desenvolvimento do empuxo passivo (modificado - Das, 2010).	12
Figura 2.8. Estado passivo de Rankine (modificado - Das, 2010).	12
Figura 2.9. Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).	14
Figura 2.10. Zonas da curva de retenção de água no solo (Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015). ...	17
Figura 2.11. Formatos típicos de curvas de retenção de água no solo (Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015).....	18
Figura 2.12. Representação esquemática de uma massa de solo consistindo de solos (S) com vazios preenchidos com água (W) e ar (A) (modificado - O’Kane <i>et al.</i> , 2002).....	21
Figura 2.13. Diagrama de Mohr estendido para solos não saturados (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	22
Figura 2.14. Envelope de ruptura de Mohr-Coulomb estendido para solos não saturados (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).	23
Figura 2.15. Círculo de Mohr para o estado ativo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).	25
Figura 2.16. Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (Modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).	26
Figura 2.17. Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	26
Figura 2.18. Círculo de Mohr para o estado passivo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	27

Figura 2.19. Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	27
Figura 2.20. Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).	28
Figura 2.21. Fluxograma do desenvolvimento do modelo de resistência cisalhante de Cavalcante e Mascarenhas (2021).	34
Figura 2.22. Parede de contenção: (a) rotação da parede, (b) distribuição dos empuxos de terra ativos de passivos para rotação ilustrada, (c) distribuição simplificada dos empuxos de terra (modificado - Craig, 2004).....	37
Figura 2.23. Elementos básicos do tirante (ABNT, 2018).	39
Figura 2.24. Interface argamassa-tendão apresentando a micro irregularidade na superfície do aço (modificado - Xanthakos, 1991).	43
Figura 2.25. Representação idealizada das três componentes da ligação na interface argamassa-tendão (modificado - Xanthakos, 1991).	43
Figura 2.26. Mecanismo de falha do solo em tirantes em profundidade rasa (Xanthakos, 1991).	48
Figura 2.27. Condições limites para paredes atirantadas com uma linha de tirante no que se refere à localização da ancoragem. (a) carga além da capacidade estrutural da parede, (b) ficha insuficiente e tirante com trecho ancorado insuficiente após a superfície de ruptura, (c) ficha suficiente e tirante com trecho ancorado insuficiente dentro da região de ruptura, (d) ficha insuficiente e tirante ancorado na região de ruptura, (e) sistema parede-tirante-solo estável, mas com grandes deslocamentos.	49
Figura 2.28. Espaçamento e profundidades recomendadas para tirantes (modificado – CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 2006).....	50
Figura 3.1. Fluxograma da implementação do cálculo de ficha e comprimento de ancoragem na condição transiente de fluxo de água em solo não saturado.....	55
Figura 3.2. Ilustração dos parâmetros de entrada.	58
Figura 3.3. Fluxograma das simulações feitas.....	60
Figura 4.1. Representação da modelagem da parede de estacas.	66

Figura 4.2. Empuxo ativo para $\phi' = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa e $\delta = 0,005$ kPa ⁻¹	67
Figura 4.3. Tensão horizontal passiva para $\phi' = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa e $\delta = 0,005$ kPa ⁻¹	69
Figura 4.4. Representação da modelagem da parede de estacas atirantadas.	71
Figura 4.5. Curva de retenção de água no solo da areia pouco graduada com densidade média.....	73
Figura 4.6. Curva de condutividade hidráulica não saturada da areia pouco graduada com densidade média.....	73
Figura 4.7. Resistência cisalhante não saturada da areia pouco graduada com densidade média.....	74
Figura 4.8. Curva de retenção de água no solo do silte arenoso de consistência dura.	75
Figura 4.9. Curva de condutividade hidráulica não saturada do silte arenoso de consistência dura.	75
Figura 4.10. Resistência cisalhante não saturada do silte arenoso de consistência dura.	76
Figura 4.11. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.05$	77
Figura 4.12. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.05$	77
Figura 4.13. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 1 para $\theta_1 = 0.05$ e tempo de 4 horas.....	78
Figura 4.14. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.18$	79
Figura 4.15. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.18$	80
Figura 4.16. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.405$	81
Figura 4.17. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.405$	81
Figura 4.18. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.05$ para tempo longo.	82

Figura 4.19. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta = 0.05$ para tempo longo.	83
Figura 4.20. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta = 0.05$	84
Figura 4.21. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta = 0.16$	84
Figura 4.22. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta = 0.36$	85
Figura 4.23. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 2 com $\theta = 0.36$	86
Figura 4.24. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 2 para $\theta = 0,36$ e tempo de 4 horas.	87
Figura 4.25. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta = 0,05$ para tempo longo.	87
Figura 4.26. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 2 com $\theta = 0,05$ para tempo longo.	88
Figura 4.27. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,05$	89
Figura 4.28. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 3 para $\theta = 0,05$ e tempo de 4 horas.	89
Figura 4.29. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,18$	90
Figura 4.30. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,405$	91
Figura 4.31. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,05$ para tempo longo.	92
Figura 4.32. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0,05$	93
Figura 4.33. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 4 para $\theta = 0,05$ e tempo de 4 horas.	94
Figura 4.34. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0,16$	94

Figura 4.35. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0,36$	95
Figura 4.36. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0.05$ para tempo longo.	96
Figura 4.37. Análise paramétrica dos parâmetros de entrada para cálculo da ficha, eixo horizontal indica o tempo em minutos e o vertical o comprimento da ficha em metros.	97
Figura 4.38. Análise paramétrica dos parâmetros de entrada para cálculo do tirante, eixo horizontal indica o tempo em minutos e o vertical o comprimento ancorado em metros.	99
Figura 4.39. Janela de autores.	101
Figura 4.40. Interface geral do programa.	102
Figura 4.41. Interface do modelo de cálculo saturado para cálculo do comprimento ancorado do tirante.	102
Figura 4.42. Interface do modelo de cálculo não saturado para cálculo do comprimento da ficha e caso de fluxo 1.	103
Figura 4.43. Interface do modelo de cálculo não saturado para cálculo do comprimento do trecho ancorado dos tirantes e caso de fluxo 3.	104
Figura 4.44. Exemplo de parâmetros de entrada e resultado do comprimento da ficha....	105
Figura 4.45. Exemplo de resultados.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo ativo (Bowles, 1996).....	11
Tabela 2.2. Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo passivo (Das, 2010).....	13
Tabela 2.3. Exemplos de funções para ajuste da curva de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015).....	18
Tabela 2.4. Tensão de ligação do bulbo do tirante (modificado - POST-TENSIONING INSTITUTE, 2014).....	46
Tabela 2.5. Cargas para leitura em ensaios de recebimento (modificado - ABNT, 2018)..	52
Tabela 2.6. Cargas para leitura em ensaios de qualificação(modificado - ABNT, 2018)...	52
Tabela 3.1. Parâmetros de entrada para a simulação 1.....	61
Tabela 3.2. Parâmetros de entrada para a simulação 2.....	62
Tabela 3.3. Parâmetros de entrada para a simulação 3.....	63
Tabela 3.4. Parâmetros de entrada para a simulação 4.....	64

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas	Descrição	Unidade
$A(z, t)$	função auxiliar da solução de fluxo transiente no meio semi-infinito para umidade constante no contorno superior	[-]
a	perímetro da barra de aço	[L]
a_s	coeficiente do fluxo advectivo no solo não saturado	[LT ⁻¹]
$B(z, t)$	função auxiliar da solução de fluxo transiente no meio finito para umidade constante no contorno superior	[-]
b	diâmetro do bulbo de ancoragem	[L]
$C(z, t)$	função auxiliar da solução de fluxo transiente no meio semi-infinito para infiltração constante no contorno superior	[-]
C_R	coeficiente de redução do empuxo passivo	[-]
c	coesão total do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
c'	coesão efetiva do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
c_a	aderência entre o solo e a argamassa	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$D(z, t)$	função auxiliar da solução de fluxo transiente no meio finito para infiltração constante no contorno superior	[-]
D_z	coeficiente de difusividade da água no solo não saturado	[L ² T ⁻¹]
d	profundidade do ponto de rotação em relação ao nível de escavação	[L]
e_h	espaçamento horizontal entre os tirantes	[L]
e_v	espaçamento vertical entre os tirantes	[L]
E	módulo de elasticidade relacionado com as variações da tensão normal líquida ($\sigma_v - u_a$)	[ML ⁻¹ T ⁻²]
f	comprimento da ficha	[L]
f_{yk}	resistência característica do aço ao escoamento	[ML ⁻¹ T ⁻²]
FS	fator de segurança	[-]
g	aceleração da gravidade	[LT ⁻²]
H	profundidade da escavação correspondente a altura livre da contenção	[L]

H_m	módulo de elasticidade relacionado com as variações da sucção mátrica ($u_a - u_w$)	[ML ⁻¹ T ⁻²]
k_s	condutividade hidráulica saturada do solo na direção vertical	[LT ⁻¹]
k_z	condutividade hidráulica não saturada na direção vertical	[LT ⁻¹]
L	comprimento da coluna	[L]
L_b	comprimento do bulbo de ancoragem	[L]
M_a	momento por comprimento longitudinal gerado pelas tensões horizontais ativas	[MLT ⁻²]
M_p	momento por comprimento longitudinal gerado pelas tensões horizontais passivas	[MLT ⁻²]
$M_{T,n}$	momento resultante dos n tirantes em relação ao ponto O de rotação	[ML ² T ⁻²]
m_s	massa dos grãos de solo em um volume de solo	[M]
m_w	massa da água no solo em um volume de solo	[M]
n	número de tirantes da parede atirantada	[-]
N_ϕ	termo da equação de empuxo relacionado com o ângulo de atrito	[-]
OCR	razão de sobreadensamento do solo	[-]
R	força concentrada aplicada no ponto de rotação da parede de contenção	[MLT ⁻²]
S	grau de saturação do solo	[-]
S_{res}	grau de saturação residual do solo	[-]
t	tempo	[T]
T	carga no tirante	[MLT ⁻²]
u_a	poropressão do ar	[ML ⁻¹ T ⁻²]
u_w	poropressão da água	[ML ⁻¹ T ⁻²]
v_0	velocidade de infiltração constante	[LT ⁻¹]
$v_{0,max}$	velocidade de infiltração constante máxima	[LT ⁻¹]
V_w	volume de água no solo	[L ³]
V_t	volume total do solo	[L ³]
y_t	profundidade da zona de tensão horizontal negativa	[L]
z	profundidade a partir do topo da coluna de solo	[L]

z_a	profundidade de aplicação do empuxo ativo	[L]
z_p	profundidade de aplicação do empuxo passivo	[L]
z_t	profundidade da zona de tensão horizontal ativa negativa	[L]

Letras gregas	Descrição	Unidade
α	ângulo do plano de tensões analisado em relação ao plano principal maior	[-]
β'	fator de ligação de Croney <i>et al.</i> (1958)	[-]
χ	parâmetro da tensão efetiva de Bishop	[-]
δ	parâmetro hidráulico de ajuste da curva de retenção de água no solo do modelo de Cavalcante e Zornberg (2017)	[-]
δ_a	ângulo de atrito entre o solo e a argamassa	[-]
$\Delta\sigma$	sobrecarga uniforme	[ML ⁻¹ T ⁻²]
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo do solo	[-]
ϕ^b	ângulo de atrito referente à variação da resistência cisalhante devido à variação da sucção mátrica	[-]
γ	peso específico natural do solo	[ML ⁻² T ⁻²]
γ_d	peso específico do solo seco	[ML ⁻² T ⁻²]
γ_w	peso específico da água	[ML ⁻² T ⁻²]
K	coeficiente de empuxo geral	[-]
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	[-]
μ	coeficiente de Poisson	[-]
π	sucção osmótica	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ	tensão normal total	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'	tensão normal efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_v	tensão vertical efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_h	tensão horizontal efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$\sigma_{h,a}$	tensão horizontal em estado ativo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$\sigma_{h,p}$	tensão horizontal em estado passivo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_1	tensão principal maior	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_3	tensão principal menor	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$(\sigma - u_a)$	tensão normal líquida	[ML ⁻¹ T ⁻²]

$(\sigma_h - u_a)$	tensão normal líquida horizontal	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$(\sigma_v - u_a)$	tensão normal líquida vertical	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$(\sigma_\alpha - u_a)$	tensão normal líquida no plano α	$[ML^{-1}T^{-2}]$
σ_{adm}	tensão admissível no aço	$[ML^{-1}T^{-2}]$
θ	teor de umidade volumétrica	$[-]$
θ_0	teor de umidade volumétrica imposta no topo como condição de contorno da solução do fluxo transiente de água no solo	$[-]$
$\theta_{0,max}$	teor de umidade volumétrica máximo imposto no topo como condição de contorno da solução do fluxo transiente de água no solo	$[-]$
θ_i	teor de umidade volumétrica inicial na coluna como condição de contorno da solução do fluxo transiente de água no solo	$[-]$
θ_n	teor de umidade volumétrica normalizado	$[-]$
θ_{res}	teor de umidade volumétrica residual	$[-]$
θ_{sat}	teor de umidade volumétrica saturado	$[-]$
ρ_w	densidade da água	$[ML^{-3}]$
τ	resistência cisalhante do solo não saturado	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_α	tensão cisalhante no plano α	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_{sat}	resistência cisalhante saturada do solo	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ_f	tensão cisalhante resistente ao arrancamento entre argamassa-solo ou argamassa-rocha	$[ML^{-1}T^{-2}]$
ψ	sucção total de água no solo	$[ML^{-1}T^{-2}]$
ψ_b	sucção correspondente ao valor de entrada de ar	$[ML^{-1}T^{-2}]$
ψ_{res}	sucção residual	$[ML^{-1}T^{-2}]$
$(u_a - u_w)$	sucção mátrica de água no solo	$[ML^{-1}T^{-2}]$

1 INTRODUÇÃO

Contenção é toda estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro. Estruturas de contenção, tais como muros e paredes, normalmente são encontradas na engenharia de fundações, pois elas suportam taludes (Das, 2010). É frequente o uso destas estruturas para a construção de subsolos para estacionamento, contenções de cortes ou aterros em projetos de estradas e de pontes, muros de arrimo, entre outras situações (Hachich *et al.*, 1998).

Quando as escavações não permitem o emprego de taludes, por exemplo limite do lote com edificações vizinhas, as laterais são protegidas por paredes como meio de assegurar a estabilidade da escavação (ABNT, 1985). A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà (Hachich *et al.*, 1998). As paredes de estacas justapostas são usuais neste tipo de aplicação, pois permitem a execução de uma contenção sem a necessidade de fazer um corte e aterrar após a construção da parede; estas são executadas antes da escavação (ABNT, 1985).

As estacas podem ser escavadas, secantes ou tangentes, ou cravadas lado a lado, com encaixe longitudinal ou não, sendo utilizadas para formação da parede. Em geral, elas são constituídas de concreto e solidarizadas por meio de vigas de amarração ao longo de suas cabeças e podem ser atirantadas, como apresentado na Figura 1.1. Parede é a parte em contato direto com o solo a ser contido e os tirantes são elementos lineares introduzidos no maciço contido e ancorados em profundidade por meio de um trecho alargado, denominado bulbo, que podem ser utilizados para reduzir o comprimento total das estacas (Hachich *et al.*, 1998).

Os tirantes podem ser usados em todos os tipos de estruturas de contenções. Eles são utilizados durante a construção, geralmente, com o objetivo de reduzir os momentos de flexão na estrutura em escavações profundas (Day, 2006). Além das contenções de escavações, as paredes de estacas podem ser utilizadas em portos de pequeno e grande porte, em proteção de praias contra erosão e em enseadeiras (Bowles, 1996).

Este trabalho utiliza como base uma estrutura de contenção embutida do tipo estacas justapostas, mas a sua aplicação se estende a outros tipos de estruturas embutidas nas quais o equilíbrio é proporcionado pelos empuxos passivos agindo na ficha, como paredes

diafragmas, estacas pranchas, estruturas com estacas espaçadas com revestimento de concreto ou madeira, entre outras.



Figura 1.1. Estacas justapostas atirantadas (Escoll, 2021).

O projeto e a construção correta dessas estruturas requerem um conhecimento amplo das forças laterais que atuam entre a estrutura de contenção e a massa de solo que está sendo contida (Das, 2010). Essas forças laterais são provocadas pela pressão lateral de terra, também chamada de empuxo de terra, e pela pressão de água. É necessário que uma construção nova forneça proteção para as estruturas adjacentes quando são realizadas escavações em uma profundidade considerável. Sem suporte lateral adequado, a nova escavação certamente irá causar perda de capacidade de carga, recalques, ou movimentos laterais nas estruturas adjacentes (Fredlund e Rahardjo, 1993).

O dimensionamento completo das estruturas de contenções deve considerar os estados limites últimos de ruptura caracterizados pelo tombamento, deslizamento e flutuação da estrutura e pela superfície de ruptura global da massa de solo. Além disto, é necessário verificar os estados limites últimos dos esforços internos da estrutura. Com relação aos estados limites de serviço é necessário verificar as deformações, formação e abertura de fissuras na estrutura de concreto (ABNT, 2014; Craig, 2004). Este trabalho avalia, especificamente, o estado limite último de tombamento das estacas justapostas, o qual governa o dimensionamento geotécnico local dos estados limites últimos.

A mecânica dos solos envolve a combinação da mecânica clássica com as propriedades dos solos. Esta descrição é ampla e consegue abranger uma variedade de tipos de solos. Estes,

podem estar saturados de água ou ter outro fluido também nos vazios, como o ar (Fredlund e Rahardjo, 1993). Na condição saturada, o solo é constituído por duas fases, a sólida e a líquida. Neste estado, o comportamento pode ser entendido pelo princípio das tensões efetivas e os parâmetros de resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica são diretamente associados com o índice de vazios e com as tensões efetivas (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

A maioria dos projetos de contenções é calculada considerando a condição saturada ou a partir das condições naturais quando se utiliza correlações com ensaio SPT, por exemplo. No entanto, existem numerosos tipos de solos em que o seu comportamento não é consistente com os princípios e conceitos da mecânica clássica de solos saturados. Estes materiais não saturados costumam trazer dificuldades na análise de engenharia (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A mecânica dos solos saturados é bem empregada na análise de siltes e argilas naturais e areia e pedregulhos saturados ou secos. Já a mecânica dos solos não saturados se estende para siltes e argilas naturais e ressecados, solos transportados, solos residuais e siltes e argilas compactados. O estudo do solo não saturado é importante em contenções de solo, na construção e operação de barragens de terra e de rejeitos, em taludes, na estabilidade de escavações, em fundações superficiais e profundas, em solos expansivos e colapsíveis (Fredlund e Rahardjo, 1993), principalmente, quando tem-se pouca possibilidade de o solo estar saturado em algum momento.

A passagem da condição não saturada para saturada promove diversos efeitos no solo, como a expansão e redução de resistência. Devido a isto, as chuvas estão diretamente ligadas a casos de falhas de estruturas geotécnicas (Fredlund e Rahardjo, 1993). Além disto, ocorre também o fenômeno contrário, a passagem da condição saturada para a não saturada e a histerese. Portanto, é necessário compreender o comportamento do solo na condição não saturada e submetido à variação do teor de água. Para isto, é preciso entender a distribuição, retenção e liberação da água nas situações as quais o solo pode estar sujeito. A água pode mover-se no solo por alteração no estado de tensão externo, por exemplo pelo acréscimo de tensões, e/ou por infiltração e evaporação (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Nesse contexto, este trabalho visa analisar e dimensionar ao tombamento contenções de estacas justapostas com ou sem tirantes em solo não saturado em condição transiente de teor de umidade volumétrica originado por infiltração de água.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta monografia é propor um modelo analítico adaptado de métodos clássicos de equilíbrio limite plástico para dimensionamento de contenções de estacas justapostas com ou sem tirantes em solo não saturado considerando efeitos da infiltração de água superficial.

O trabalho conta com os seguintes objetivos específicos:

- Acoplar ao método de equilíbrio limite plástico modelos analíticos não saturados de resistência cisalhante e fluxo transiente de água no solo;
- Programar os modelos de dimensionamento na condição não saturada e com fluxo transiente proposto e o modelo saturado;
- Programar uma interface gráfica de usuário para interação com os modelos;
- Aplicar o modelo para dimensionamento de contenções de estacas justapostas com e sem tirantes;
- Comparar os resultados obtidos na condição saturada com os obtidos na condição não saturada com fluxo transiente;
- Comparar os resultados obtidos com o software Geo5;
- Realizar análise paramétrica considerando diferentes tipos de solos e condições de fluxo de água.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em introdução, fundamentação teórica e revisão bibliográfica, metodologia, resultados, conclusão e sugestões de trabalhos futuros.

Na introdução, é contextualizado o trabalho e apresentado o objetivo geral e os objetivos específicos. Na fundamentação teórica e revisão bibliográfica, são abordados os temas: empuxos de terra ativo e passivo na condição saturada; mecânica dos solos não saturados e os conceitos de variáveis de tensões, curva de retenção de água no solo e resistência cisalhante não saturada; empuxo de terra ativo e passivo em condição não saturada; fluxo de água transiente em solos não saturados; resistência cisalhante não saturada acoplada com curva de retenção de água no solo; dimensionamento de estacas justapostas e de tirantes; e a linguagem de programação Python.

Na metodologia, são descritos os passos adotados para alcançar os objetivos. São apresentados os modelos utilizados para cálculo do fluxo de água, das tensões horizontais

nos estados ativos e passivos, os parâmetros de entrada do programa desenvolvido e os parâmetros das quatro simulações realizadas.

Nos resultados são apresentados os desenvolvimentos das equações utilizadas para dimensionamento do comprimento das estacas justapostas e do comprimento do trecho ancorado das estacas justapostas atirantadas considerando o fluxo de água transiente em meio poroso não saturado. Em seguida são apresentados os resultados das quatro simulações realizadas e das análises paramétricas. Por fim, o último tópico apresenta as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O dimensionamento das estruturas de contenção requer a análise das ações atuantes, das reações e dos esforços internos na estrutura para cada tipo de estado limite. A seguir são apresentados: o método de Rankine para cálculo das ações e reações; a mecânica dos solos não saturados e como modificam os empuxos no solo; soluções analíticas de fluxo de água vertical transiente em solos não saturados e a resistência cisalhante não saturada fundamentada na curva de retenção utilizada nestas soluções; e os métodos geotécnicos de dimensionamento local das estacas justapostas e tirantes.

2.1 EQUILÍBRIO LIMITE PLÁSTICO

Os problemas em mecânica dos solos podem ser divididos em duas categorias de acordo com os níveis de tensão-deformação envolvidos, como apresentado na Figura 2.1. Quando a tensão e a deformação são relativamente baixas, os problemas podem ser considerados no intervalo elástico e analisados pela teoria da elasticidade. Já quando a tensão e deformação são relativamente altas, os problemas podem ser considerados no intervalo plástico e analisados pela teoria da plasticidade (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Em estruturas de contenções, usualmente, é considerado o comportamento do solo como perfeitamente plástico. E quando o estado de equilíbrio é limitado por uma superfície deslizante, os problemas são chamados de análises de equilíbrio limite (Fredlund e Rahardjo, 1993).

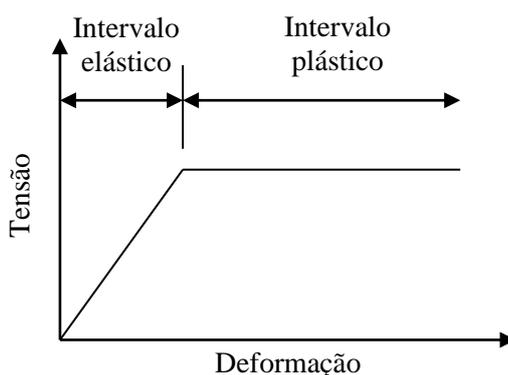


Figura 2.1. Comportamento elasto-plástico idealizado.

Assim, para a análise do equilíbrio limite plástico em contenções assume-se que o solo tem comportamento perfeitamente plástico, pois o tratamento rigoroso considerando tanto a tensão como a deformação envolveriam equações para definir esta relação e soluções das

equações de equilíbrio e compatibilidade para as condições de contorno (Craig, 2004). Estas hipóteses simplificam o real comportamento do solo, mas permitem a criação de uma análise útil na prática geotécnica. O critério de ruptura usualmente utilizado no equilíbrio limite plástico para calcular o empuxo de terra é a envoltória de Mohr-Coulomb (Bowles, 1996; Hachich *et al.*, 1998).

A análise plástica pode ser subdividida em duas situações: a situação em que os efeitos da poropressão são simulados de alguma forma durante o ensaio do solo, com o uso da tensão total do solo, e a situação em que a poropressão faz parte da análise (Fredlund e Rahardjo, 1993). Neste trabalho, é apresentada a situação em que a poropressão faz parte da análise.

2.2 EMPUXO DE TERRA EM SOLO SATURADO

2.2.1 Empuxo em repouso

Dada uma massa limitada por um muro sem atrito, como apresentado na Figura 2.2. Um elemento de solo a uma profundidade z [L] é submetido a uma tensão vertical efetiva, σ'_v [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], e a uma tensão horizontal efetiva, σ'_h [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], e sem tensões de cisalhamento nos planos. Pode-se definir o coeficiente de empuxo K [-] para este elemento como (Das, 2010):

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.1)$$

para um solo homogêneo, a tensão vertical efetiva pode ser descrita por

$$\sigma'_v = \gamma z - u_w \quad (2.2)$$

onde γ é o peso específico natural do solo [$\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}$] e u_w é a poropressão da água [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$].

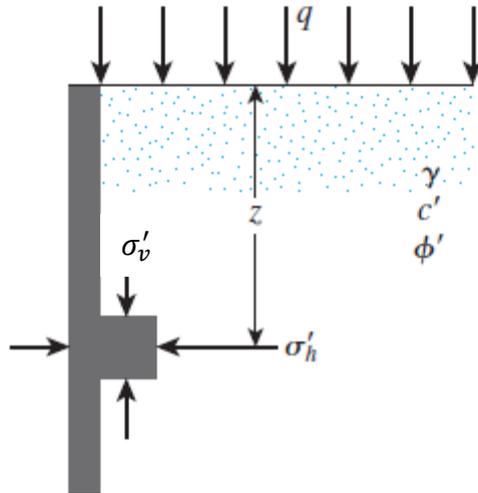


Figura 2.2. Parede de contenção de uma massa de solo (modificado - Das, 2010).

Uma contenção pode estar submetida a três estados de tensões: repouso, ativo e passivo, como ilustrado na Figura 2.3. Se a contenção não sofrer deslocamento, a massa de solo estará no estado de equilíbrio estático. Nesta situação, tem-se o empuxo de terra em repouso e o coeficiente é dado por:

$$K = K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.3)$$

onde K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso [-]. O qual pode ser estimado por $K_0 = 1 - \sin\phi'$ para solos normalmente consolidados (Jaky, 1944 *apud* Das, 2010) e $K_0 = (1 - \sin\phi')OCR^{\sin\phi'}$ para solos pré-adensados, onde OCR (*overconsolidation ratio*) é a razão de sobreadensamento do solo [-] (Mayne e Kulhawy, 1982; Schmidt, 1966).

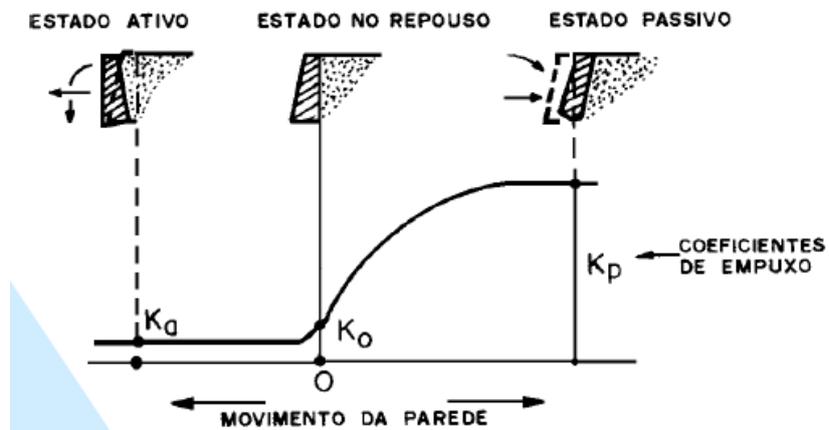


Figura 2.3. Estados do empuxo de terra (ABNT, 1985).

2.2.2 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine (1857 *apud* Craig, 2004) considera o estado de tensões na massa de solo quando a condição de equilíbrio plástico foi alcançada, ou seja, quando a falha por cisalhamento está prestes a ocorrer. Esta teoria utiliza a envoltória de Mohr-Coulomb para representar o estado de tensões na falha em um elemento bi-dimensional, como apresentado na Figura 2.4 e é dada por:

$$\tau_{sat} = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.4)$$

onde τ_{sat} é a resistência cisalhante para a condição saturada em termos de tensões efetivas $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$, c' é a coesão efetiva do solo $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$ e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo [-]. A mobilização de um estado de plastificação pode ser obtido por extensão ou compressão lateral do solo, a qual pode ser gerada pela translação da estrutura vertical de contenção (Hachich *et al.*, 1998).

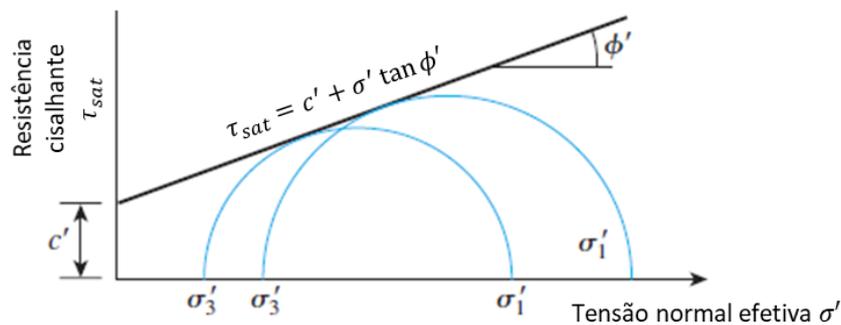


Figura 2.4. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para solo saturado (modificado - Das, 2010).

Considerando uma massa de solo semi-infinita e homogênea com superfície horizontal e tendo uma parede no contorno com profundidade semi-infinita, como representado na Figura 2.2. Um elemento de solo na profundidade z é submetido à uma tensão vertical σ'_v e a uma tensão horizontal σ'_h e dado que não há transferência lateral de cargas, pois a superfície superior é horizontal e a teoria de Rankine desconsidera o atrito da parede, não existem tensões cisalhantes nos planos (Craig, 2004).

Assim, as tensões verticais e horizontais são as tensões principais σ'_3 (tensão principal menor $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$) e σ'_1 (tensão principal maior $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$), como as ilustradas nos círculos da Figura 2.4. Caso ocorra um movimento da parede em direção ao solo é desenvolvido o

empuxo passivo do solo, e caso ocorra o afastamento, é desenvolvido o empuxo ativo. Estes deslocamentos modificam a tensão horizontal e, conseqüentemente, a tensão principal associada e a tensão cisalhante, o que pode levar a tensão cisalhante de ruptura (Craig, 2004).

2.2.2.1 Empuxo ativo

Se uma contenção vertical se afastar gradualmente da massa de solo de um aterro horizontal, a tensão horizontal σ'_h diminuirá até o limite de ruptura como apresentado na Figura 2.5. Isto originará a superfície de ruptura caracterizada pela inclinação de $45^\circ + \phi'/2$, como ilustrado na Figura 2.6. Este limite de ruptura é obtido pelo círculo de Mohr para um elemento bidimensional na condição de empuxo ativo, Figura 2.5, em que a tensão principal maior σ'_1 é a tensão vertical σ'_v e a tensão principal menor σ'_3 é a tensão horizontal σ'_h . Esta situação representa o estado ativo de Rankine, no qual o empuxo ativo, considerando a coesão, é dado por (Craig, 2004):

$$\sigma'_h = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.5)$$

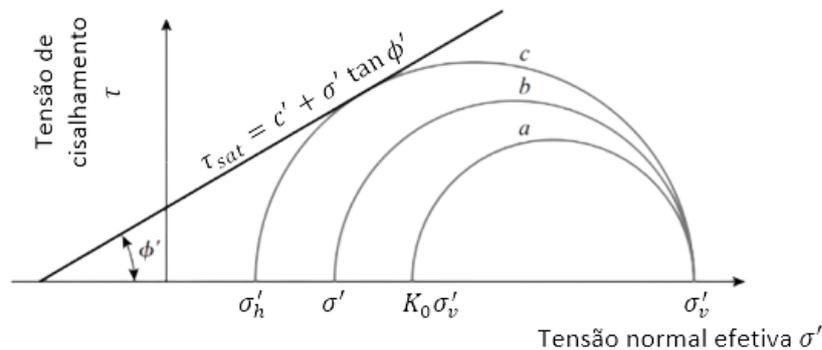


Figura 2.5. Desenvolvimento do empuxo ativo de Rankine (modificado – Das, 2010).

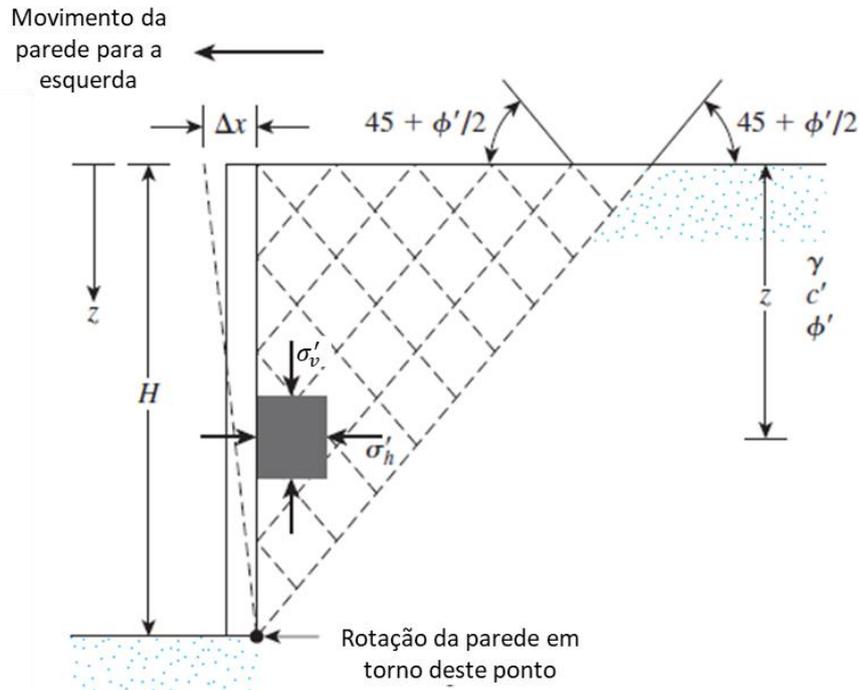


Figura 2.6. Estado ativo de Rankine (modificado - Das, 2010).

O deslocamento lateral da parede de contenção para longe do solo necessário para produzir as condições de empuxo ativo variam de acordo com as características do solo, a Tabela 2.1 apresenta alguns intervalos de referência. Este deslocamento varia entre 0,1% a 5% da altura livre da contenção.

Tabela 2.1. Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo ativo (Bowles, 1996).

Condições	Translação requerida
Solo não coesivo e denso	0,001H a 0,002H
Solo não coesivo e solto	0,002H a 0,004H
Solo coesivo e rígido	0,01H a 0,02H
Solo coesivo e mole	0,02H a 0,05H

Nota: H é a altura livre da contenção [L].

Caso não seja desenvolvido deslocamento lateral suficiente, a tensão na parede é intermediária ao empuxo no repouso e ao empuxo ativo. A maioria das contenções são projetadas para resistir ao empuxo ativo da terra, porque qualquer rotação que tende a produzir falha é usualmente grande o suficiente para desenvolver o estado ativo (Bowles, 1996).

2.2.2.2 Empuxo passivo

Se uma contenção vertical for em direção a massa de solo de um aterro horizontal gradualmente, a tensão horizontal σ'_h aumentará até o limite de ruptura como apresentado na Figura 2.7. A superfície de ruptura é caracterizada pela inclinação de $45^\circ - \phi'/2$ como ilustrado na Figura 2.8. Este limite de ruptura é obtido pelo círculo de Mohr para um elemento bidimensional na condição de empuxo passivo, Figura 2.7, em que a tensão principal maior σ'_1 é a tensão horizontal σ'_h e a tensão principal menor σ'_3 é a tensão vertical σ'_v . Esta situação representa o estado passivo de Rankine no qual o empuxo passivo, considerando a coesão, é dado por (Craig, 2004):

$$\sigma'_h = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.6)$$

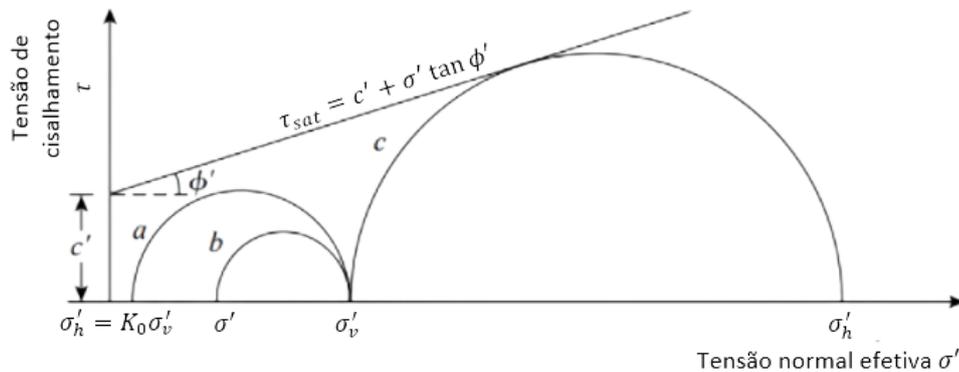


Figura 2.7. Desenvolvimento do empuxo passivo (modificado - Das, 2010).

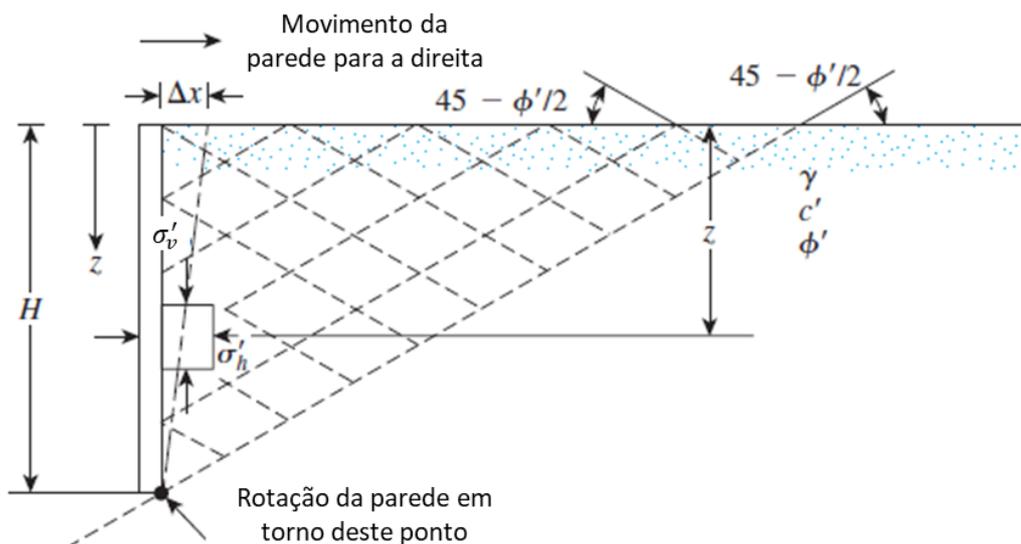


Figura 2.8. Estado passivo de Rankine (modificado - Das, 2010).

Normalmente, o empuxo passivo de terra é desenvolvido por placas de ancoragem ou blocos embutidos no solo com uma haste ou tirante orientado de forma que o bloco seja movimentado contra o solo. Outro caso de pressão passiva é o solo abaixo na ficha de parede de estacas, a qual resiste ao deslocamento da parede em direção a região livre (Bowles, 1996).

O deslocamento lateral da parede de contenção para longe do solo para produzir as condições de empuxo passivo variam de acordo com as características do solo, a Tabela 2.1 apresenta alguns valores de referência. Este deslocamento tende a ser um pouco maior do que o deslocamento para desenvolver os empuxos ativos e, geralmente, varia entre 0,5% a 5% da altura livre da contenção.

Tabela 2.2. Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo passivo (Das, 2010).

Condições	Translação requerida
Solo não coesivo e denso	$0,005H$
Solo não coesivo e solto	$0,01H$
Solo coesivo e rígido	$0,01H$
Solo coesivo e mole	$0,05H$

Nota: H é a altura livre da contenção [L].

Segundo Bowles (1996), o empuxo de terra passivo pela teoria de Rankine superestima o empuxo passivo desenvolvido em campo e em modelos de teste para ângulo de atrito superior a 35° .

Para uma contenção sem sobrecarga, o diagrama dos empuxos é triangular e a altura de aplicação da força resultante é dada pela altura do diagrama de empuxo dividida por três. No entanto, de acordo com Bowles (1996), vários pesquisadores, utilizando tanto modelos quanto contenções de dimensões razoavelmente grandes, encontraram que a força resultante na parede raramente age a essa distância. Isto implica que o diagrama de pressões não é triangular. Apesar disto, é comum assumir o diagrama triangular (quando não se tem sobrecarga) e utilizar o centroide para aplicação da força resultante (Bowles, 1996).

Caso uma sobrecarga seja aplicada uniformemente em toda a superfície de contenção, a tensão vertical σ_v em qualquer profundidade pode ser acrescida por esta sobrecarga. Ao ser considerado o ângulo de atrito interno efetivo ϕ' e a coesão efetiva c' , a pressão

hidrostática da água u_w deve ser adicionada ao empuxo de terra ativo ou passivo para o cálculo das ações na contenção (Craig, 2004).

2.3 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A diferenciação entre solo saturado e não saturado é necessária devido às diferenças no comportamento de engenharia. O solo não saturado tem mais de duas fases e a poropressão de água é negativa em relação à poropressão de ar. Qualquer solo próximo à superfície em um ambiente relativamente seco estará submetido à poropressão negativa e possível desaturação (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Os solos não saturados possuem de forma geral três fases, a fase sólida, aquosa e o ar. Podendo, ainda, ser acrescida de uma quarta fase, correspondente à membrana contrátil formada pela interface ar-água. Uma fase é caracterizada por diferir das propriedades do material contíguo e é definido por uma superfície limite. Assim, tem-se que: os solos saturados são formados por duas fases, o sólido e a água; e os solos não saturados são formados por quatro fases, o sólido, a água, o ar e a membrana contrátil, como ilustrado na Figura 2.9. Quando a fase ar é contínua, a membrana interage com as partículas e influencia no comportamento mecânico do solo a partir de tensões superficiais (Fredlund e Rahardjo, 1993).

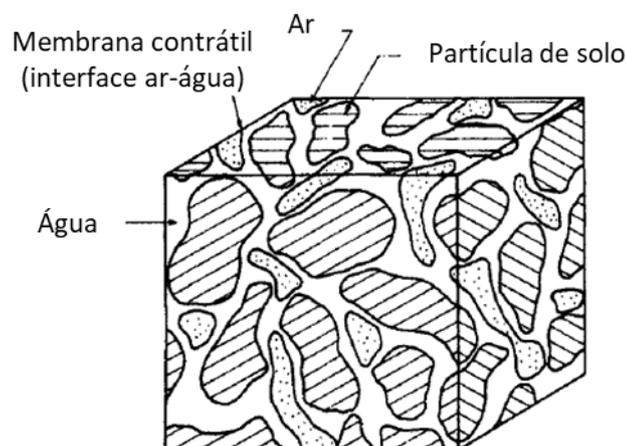


Figura 2.9. Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

O clima exerce um fator importante quando se analisa os solos, pois, está relacionado com o fluxo de saída de água, principalmente, por evaporação ou evapotranspiração e com o fluxo de entrada por meio da infiltração da água da chuva. A distribuição da poropressão da água, então, varia com a profundidade e com as mudanças do ambiente. Em situações

de precipitação, o solo passa por molhagem e a poropressão aumenta, tendendo à poropressão positiva. Como resultado, ocorrem mudanças no volume e na resistência do solo, como a resistência ao cisalhamento. Alguns solos tem a sua resistência ao cisalhamento drasticamente reduzida devido à molhagem (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), a distribuição não uniforme dos poros e o ar aprisionado no solo podem resultar em histerese na curva de retenção de água no solo. Isto é, em uma dada sucção, a quantidade de água no solo durante o processo de molhagem e secagem são diferentes. Nesta condição, deve ser avaliada a situação mais desfavorável para o fenômeno analisado.

2.3.1 Sucção

A sucção total é formada por duas componentes, a sucção mátrica e a sucção osmótica e é dada pela relação:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.7)$$

onde ψ é a sucção total [$ML^{-1}T^{-2}$], $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica [$ML^{-1}T^{-2}$] e π é a sucção osmótica [$ML^{-1}T^{-2}$]. A sucção osmótica está relacionada com a presença de sais na água do solo e está presente tanto nos solos saturados como não saturados. Mudanças na sucção osmótica modificam o comportamento mecânico do solo, ou seja, se houver mudanças no teor de sais do solo, ocorrerá mudanças no volume e na resistência ao cisalhamento do mesmo. Apesar disto, alterações na sucção osmótica costumam ser menos significativas, principalmente quando comparada com a sucção mátrica (Fredlund e Rahardjo, 1993).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) e Gitirana Junior *et al.* (2015), na maioria dos problemas geotécnicos envolvendo solos não saturados, mudanças na sucção mátrica podem ser substituídas por mudanças na sucção total e vice versa, pois a sucção osmótica tem pouca relevância em problemas práticos. Apesar disto, em situações em que o teor de sais pode ser alterado por contaminantes químicos, os efeitos da mudança da sucção osmótica no comportamento do solo podem ser significantes.

2.3.2 Curva de retenção de água no solo

A forma como o solo comporta-se com a presença da água no seu interior pode ser representada pela curva de retenção de água no solo, também chamada de curva característica de água no solo. Para simplificar a escrita, esta curva será chamada somente

por curva de retenção. A curva de retenção relaciona a quantidade de água no material poroso com a energia necessária para remover esta água, que pode ser representada pela sucção total ψ (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Segundo Gitirana Junior *et al.* (2015), pode-se afirmar que a maioria dos processos em solos não saturados pode ser, pelo menos em parte, compreendidos em função da curva de retenção. A quantidade de água no solo pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico, pelo grau de saturação e pelo teor de umidade volumétrica. O teor de umidade gravimétrico é o mais simples de ser obtido. O grau de saturação é, usualmente, utilizado para definição do valor de entrada de ar e também para a previsão da permeabilidade do solo não saturado. E o teor de umidade volumétrica da água é utilizado para previsão da permeabilidade e análises de percolação em meios não saturados e pode ser obtido pela relação:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (2.8)$$

onde θ é o teor de umidade volumétrica da água [-], V_w é o volume de água no solo [L^3] e V_t é o volume total do solo [L^3]. Quando o solo está saturado, o teor de umidade volumétrica é numericamente igual à porosidade (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

A curva de retenção é geralmente apresentada em escala logarítmica no eixo da sucção, pois esta possui um intervalo grande de variação da ordem de 0 a 10^6 kPa. Ela pode ser dividida em três zonas, como apresentado na Figura 2.10. A primeira zona corresponde ao intervalo de sucção no qual o material se encontra saturado e estende até o valor de sucção chamado de valor de entrada de ar ψ_b [$ML^{-1}T^{-2}$]. A entrada de ar está relacionada com a máxima sucção que os poros do material são capazes de suportar sem serem drenados. A segunda zona é referente a drenagem da água líquida sob aumento da sucção, essa se estende até a sucção residual ψ_{res} [$ML^{-1}T^{-2}$] com o grau de saturação residual S_{res} [-]. A partir da sucção residual ψ_{res} , a remoção da água exige sucções expressivas e se dá predominantemente por processos de transferência de vapor, caracterizando o terceiro trecho da curva de retenção (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

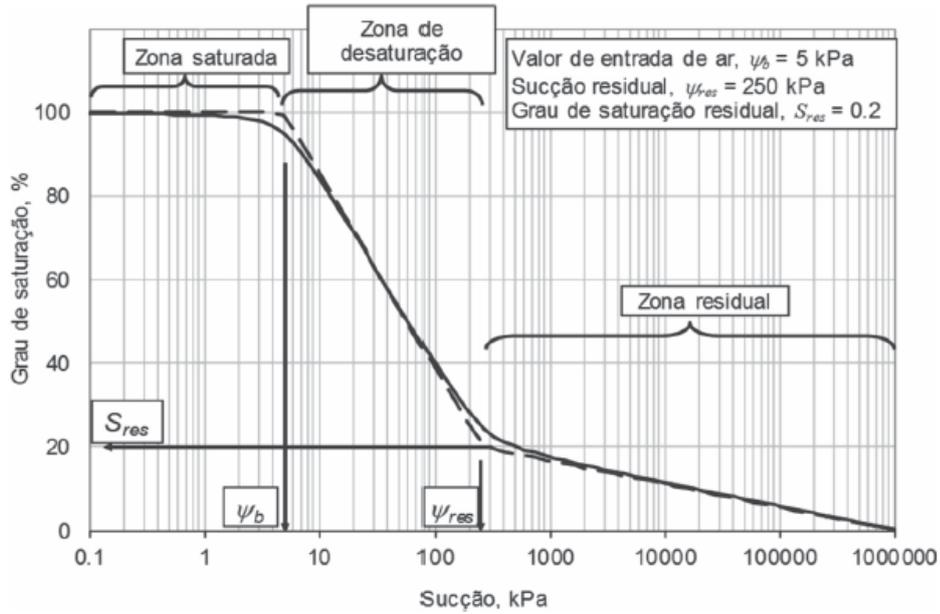


Figura 2.10. Zonas da curva de retenção de água no solo (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Existem materiais que apresentam curvas de retenção com diferentes formatos conforme apresentado na Figura 2.11. Diferentes fatores físicos e eletroquímicos determinam o formato. As curvas podem ser unimodais, caracterizadas por ter apenas um único trecho de desaturação, ou bimodais, quando apresentam dois trechos de desaturação, ou até mesmo multimodais, com múltiplos trechos de desaturação. Solos altamente plásticos podem não apresentar grau de saturação residual aparente, como o Argiloso 2 da Figura 2.11. O formato da curva é um reflexo da distribuição de tamanho de poros, da mineralogia, da plasticidade, do grau de intemperismo, da rocha mãe, do histórico de tensões e da compactação (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Na literatura são apresentadas diversas funções para a curva de retenção. Esta é, tradicionalmente, ajustada a partir de dados obtidos experimentalmente em ensaios de retenção de água. A representação da curva utilizando uma função contínua é necessária para análises numéricas envolvendo o fluxo de água e na previsão de diversas propriedades de solos não saturados (Gitirana Junior *et al.*, 2015). A Tabela 2.3 apresenta algumas funções do teor de umidade volumétrica normalizado θ_n [-] em relação à sucção. Onde θ_n é obtido pela expressão:

$$\theta_n = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \quad (2.9)$$

onde θ_{res} é o teor de umidade volumétrica residual [-] e θ_{sat} é o teor de umidade volumétrica saturado [-].

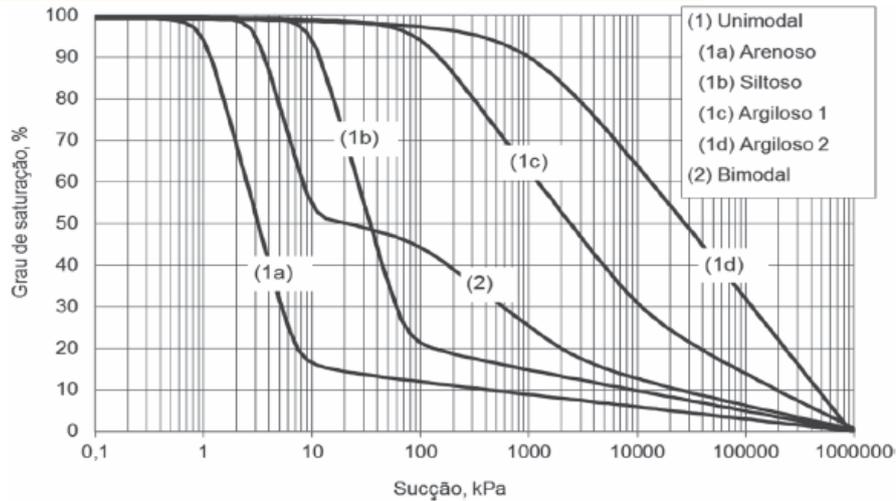


Figura 2.11. Formatos típicos de curvas de retenção de água no solo (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Tabela 2.3. Exemplos de funções para ajuste da curva de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Autor	Função	Parâmetros
Brooks e Corey (1964)	$\theta_n = 1 \quad \psi \leq \psi_b$ $\theta_n = \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^{-\lambda_{bc}} \quad \psi > \psi_b$	ψ_b, λ_{bc}
Brutsaert (1967)	$\theta_n = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{a_b}\right)^{n_b}}$	a_b, n_b
van Genuchten (1980)	$\theta_n = \frac{1}{\left(1 + (a_{vg}\psi)^{n_g}\right)^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Mckee e Bumb (1987)	$\theta_n = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{a_{m2}-\psi}{n_{m2}}\right)}$	a_{m2}, n_{m2}

A relação entre tensão e deformação é uma relação constitutiva que descreve o comportamento mecânico de um material. Um exemplo de equação constitutiva é a curva de retenção a qual relaciona a variável de estado de deformação, o teor de umidade volumétrica, com a variável de estado de tensão, a sucção. Por exemplo, a evaporação de água no solo o leva para a condição seca; e quanto mais seco, maior é a sucção mátrica do solo (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.3 Variáveis de estado de tensão

O número de variáveis de estado de tensões necessárias para a descrição do estado de tensões do solo depende do número de fases envolvidas. A tensão efetiva dada por

$$\sigma' = \sigma - u_w, \quad (2.10)$$

onde σ' é a tensão normal efetiva [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], σ é a tensão normal total [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], é utilizada para caracterizar o comportamento do solo saturado. E se relaciona com a variação volumétrica e a resistência ao cisalhamento (Fredlund e Rahardjo, 1993).

O comportamento de solo não saturado é mais complexo que o de solo saturado, pois este passa a ser constituído de quatro fases. A consideração da membrana contrátil como uma fase da suporte para a elaboração de equações de tensão efetiva de apenas duas variáveis de estado de tensões independentes para os solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Diversas formulações foram propostas para caracterizar uma tensão efetiva para os solos não saturados, como a de Croney *et al.* (1958):

$$\sigma' = \sigma - \beta' u_w \quad (2.11)$$

onde β' é um fator de sustentação ou de ligação que está relacionado com o número de ligações de água sob tensão capaz de contribuir para a resistência ao cisalhamento do solo [-]. Bishop (1959 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993) sugere a seguinte expressão:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.12)$$

onde u_a é a poropressão do ar [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], χ é um parâmetro que pode ser relacionado com o grau de saturação do solo [-]. A magnitude de χ é igual a 1 para solo saturado e 0 para seco.

O uso das variáveis de estado independentes referenciadas à poropressão do ar, como $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, descrevem o comportamento mecânico dos solos não saturados de forma mais simples e são quantidades físicas mensuráveis. Estas variáveis estão relacionadas com as tensões superficiais que controlam o equilíbrio da estrutura do solo e da membrana contrátil. A tensão $(\sigma - u_a)$ é chamada de tensão normal líquida e a $(u_a - u_w)$, de sucção mátrica. Em caso de solos compressíveis, é necessário considerar ainda a variável independente u_a para descrever o estado de tensões (Fredlund e Rahardjo, 1993). Verifica-se que quando o solo está saturado, o termo $(u_a - u_w)$ tende a zero. Assim, a análise do solo saturado é um caso particular da análise do solo não saturado.

2.3.4 Estado de tensões

A tensão normal líquida e a sucção mátrica para os solos não saturados podem ser utilizadas na prática da engenharia de forma similar à tensão efetiva usada em solos saturados. Perfis *in situ* podem ser criados para cada uma das componentes da tensão. As suas variações com a profundidade e com o tempo são necessárias para analisar a resistência ao cisalhamento e a variação de volume (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A magnitude e a distribuição das componentes de tensões em campo são necessárias para realizar a maioria das análises geotécnicas. A tensão normal total em um solo é função do peso específico do solo e, também, da aplicação de ações externas. A tensão normal líquida vertical quando o solo não está submetido a ações e a superfície de topo é horizontal pode ser obtida por:

$$(\sigma_v - u_a) = \int_0^z \gamma(z) dz - u_a \quad (2.13)$$

onde $(\sigma_v - u_a)$ é a tensão normal líquida vertical $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$, $\gamma(z)$ é o peso específico natural do solo em função da profundidade $[\text{ML}^{-2}\text{T}^{-2}]$ (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Considerando solo homogêneo e a poropressão do ar em equilíbrio com a atmosfera, a tensão normal líquida vertical varia linearmente com a profundidade e pode ser obtida por:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (2.14)$$

A sucção mátrica está diretamente relacionada com as condições ambientais. Em relação à cobertura da superfície, o perfil de sucção abaixo de uma superfície não coberta é afetado significativamente pelas mudanças ambientais. No entanto, pode ocorrer também o acúmulo de umidade ao longo do tempo abaixo de superfícies cobertas. Além disto, a vegetação tem a capacidade de aplicar tensões à poropressão de água até 1 a 2 MPa a partir do processo de evapotranspiração (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Estações secas e úmidas causam variação do perfil, principalmente, próximo à superfície. Durante a seca, a sucção mátrica aumenta e durante o período chuvoso diminui e é neste onde ocorre a maioria das falhas e rupturas. A profundidade do lençol freático influencia também na magnitude da sucção mátrica. Quanto mais profundo, maior a possibilidade de ocorrer sucção mátrica elevada. A permeabilidade do solo representa a capacidade de drenar a água, ou seja, está diretamente relacionado à capacidade do solo em mudar a sucção mátrica devido a mudanças no ambiente (Fredlund e Rahardjo, 1993). A permeabilidade varia com o grau de saturação e depende do tipo de solo. A Figura 2.12

apresenta um diagrama do solo não saturado e o que ocorre com algumas propriedades do solo ao aumentar o grau de saturação.

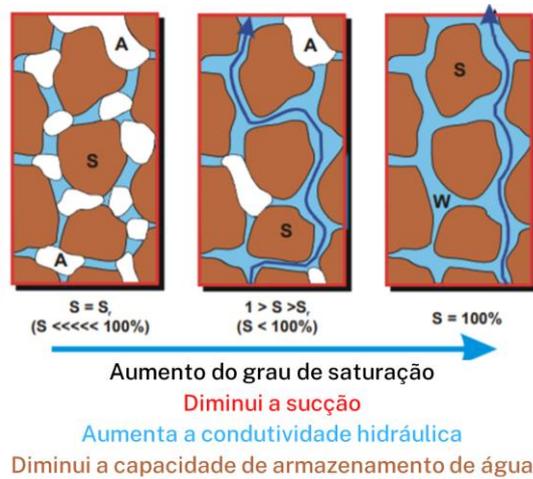


Figura 2.12. Representação esquemática de uma massa de solo consistindo de solos (S) com vazios preenchidos com água (W) e ar (A) (modificado - O’Kane *et al.*, 2002).

O estado de tensões em um ponto do solo não saturado, também, pode ser representado de forma bidimensional pelo círculo de Mohr. A partir do conhecimento das tensões principais, é possível obter, utilizando o círculo de Mohr, as tensões normais e cisalhantes em qualquer plano. A sucção mátrica é uma tensão isotrópica, portanto, tem igual magnitude em todas as direções (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A tensão líquida em um plano com inclinação α em relação ao plano principal maior pode ser obtida pela expressão:

$$(\sigma_\alpha - u_a) = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha \quad (2.15)$$

onde $(\sigma_\alpha - u_a)$ é a tensão normal líquida no plano com inclinação α em relação ao plano principal maior $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$. E a tensão cisalhante pode ser obtida por:

$$\tau_\alpha = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\alpha \quad (2.16)$$

onde τ_α é a tensão cisalhante no plano com inclinação α em relação ao plano principal maior $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$. A Figura 2.13 apresenta o círculo de Mohr para solos não saturados, neste círculo é adicionado um terceiro eixo ortogonal que representa a sucção mátrica. O primeiro plano representa o solo saturado onde a sucção mátrica é igual a zero. A superfície tangente aos círculos de Mohr representa o envelope de ruptura de Mohr-

Coulomb estendido e define a resistência cisalhante não saturada do solo (Fredlund e Rahardjo, 1993).

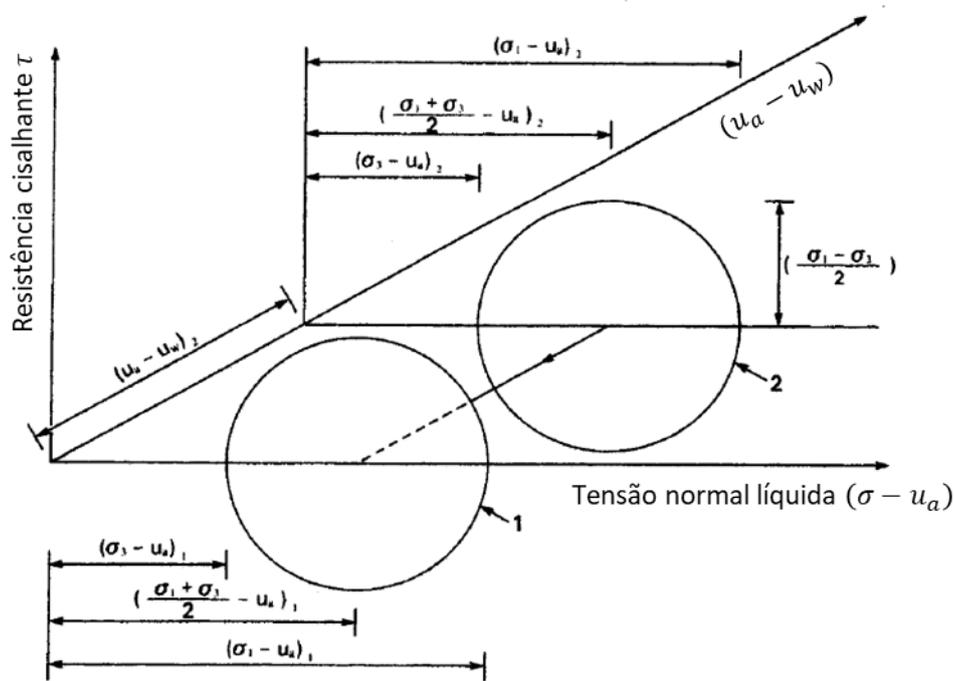


Figura 2.13. Diagrama de Mohr estendido para solos não saturados (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.5 Resistência cisalhante

Existem diversas propostas de fórmula para a resistência cisalhante não saturada, neste subitem são apresentadas as expressões de Fredlund *et al.* (1978) e Bishop (1959 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993). A resistência cisalhante para solos não saturados pode ser formulada fundamentada nas variáveis de estado de tensões independentes. As variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ são as combinações mais vantajosas para descrever a resistência na prática. Usando estas variáveis, Fredlund *et al.* (1978) formularam a seguinte expressão para a resistência não saturada:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.17)$$

onde τ é a resistência cisalhante do solo não saturado $[ML^{-1}T^{-2}]$ e ϕ^b é o ângulo de atrito referente à variação da resistência cisalhante devido à variação da sucção mátrica [-].

A Figura 2.14 apresenta o envelope de ruptura descrito por Fredlund *et al.* (1978) no círculo de Mohr-Coulomb estendido. O plano de ruptura tem inclinação de ϕ' e ϕ^b em relação aos eixos $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, respectivamente, e intercepta o eixo da resistência

cisalhante em c' . Os parâmetros c' , ϕ' e ϕ^b são os parâmetros de resistência que correlacionam o estado de tensões com a resistência cisalhante. Para ϕ^b constante, tem-se um aumento contínuo da resistência cisalhante com o aumento da sucção mátrica.

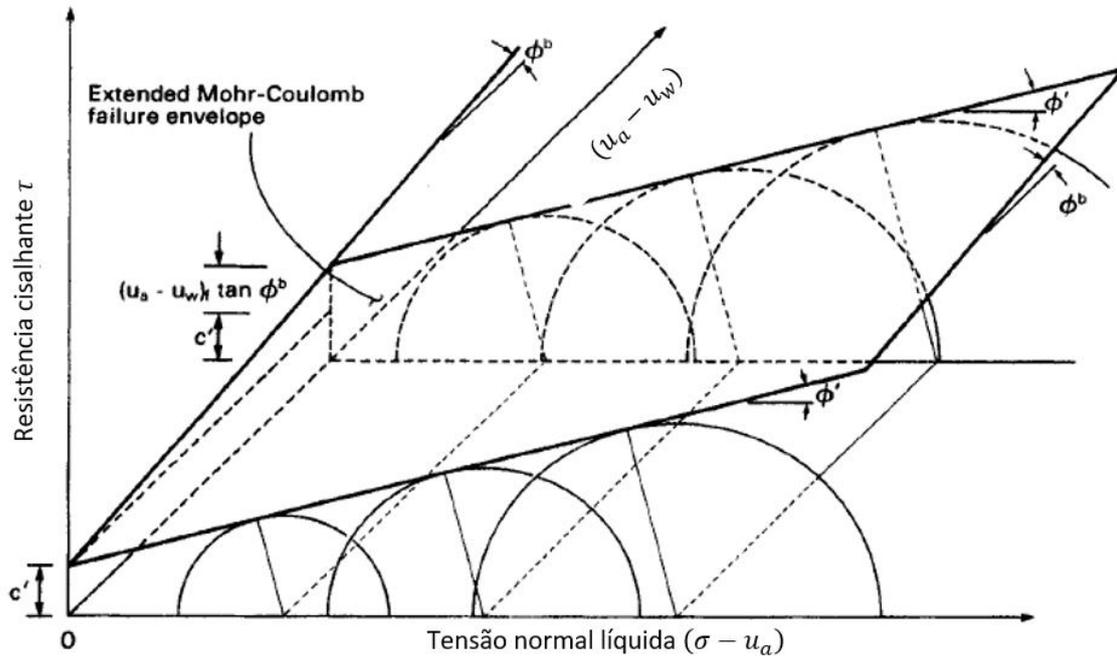


Figura 2.14. Envelope de ruptura de Mohr-Coulomb estendido para solos não saturados (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

Bishop propôs a seguinte equação para a resistência cisalhante não saturada:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.18)$$

a qual consiste em aplicar a tensão efetiva de Bishop ao critério de falha de Mohr-Coulomb. O parâmetro χ de Bishop pode ser correlacionado com os parâmetros do modelo de Fredlund *et al.* (1978), ao se igualar as duas equações obtém-se $\chi = \tan \phi^b / \tan \phi'$ (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.4 EMPUXO DE TERRA EM SOLO NÃO SATURADO

Fredlund e Rahardjo (1993) analisaram o empuxo de terra em solos submetidos à sucção sob condições estacionárias de fluxo de água e utilizando a resistência cisalhante dada pela Equação (2.17).

2.4.1 Empuxo em repouso

A tensão horizontal em qualquer profundidade abaixo da superfície pode ser descrita em função da tensão vertical e da poropressão do ar a partir de um coeficiente. Para a condição em repouso este coeficiente é o K_0 dado por

$$K_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.19)$$

A partir da teoria de elasticidade e adotando um solo normalmente adensado, não saturado, homogêneo e isotrópico, Fredlund e Rahardjo (1993) desenvolveram a seguinte equação para o cálculo do coeficiente de empuxo em repouso:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} - \frac{E}{(1 - \mu)H_m} \frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.20)$$

onde μ é o coeficiente de Poisson [-], E é o módulo de elasticidade relacionado com as variações da tensão normal líquida $(\sigma_v - u_a)$ e H_m é o módulo de elasticidade relacionado com as variações da sucção mátrica $(u_a - u_w)$.

Esta expressão foi obtida considerando deslocamento horizontal nulo nas equações de elasticidade. Quando a sucção mátrica tende a zero, esta expressão se torna a expressão do coeficiente de empuxo em repouso para solos saturados utilizando a teoria da elasticidade, $K_0 = \mu / (1 - \mu)$. O coeficiente de Poisson varia de acordo com o grau de saturação do solo e, conseqüentemente, da sucção mátrica. Thota *et al.* (2021) propuseram uma curva característica do coeficiente de Poisson para solos não saturados que pode ser utilizada para acoplar na Equação (2.20).

2.4.2 Empuxo ativo

Como descrito no subitem 2.2.2.1, um deslocamento da parede em sentido contrário ao solo reduz a força horizontal até o valor limite de falha, caracterizando o empuxo ativo. Ao se considerar a condição não saturada, identifica-se que o aumento da sucção mátrica diminui o empuxo ativo, ou seja, a contenção fica submetida a uma menor tensão (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A partir do círculo de Mohr apresentado na Figura 2.15, onde a envoltória de ruptura é dada pela Equação (2.17), Fredlund e Rahardjo (1993) obtiveram a seguinte expressão para a tensão horizontal sob empuxo ativo:

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{(\sigma_v - u_a)}{N_\phi} - 2 \frac{c'}{\sqrt{N_\phi}} - 2 \frac{(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{\sqrt{N_\phi}} \quad (2.21)$$

onde

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.22)$$

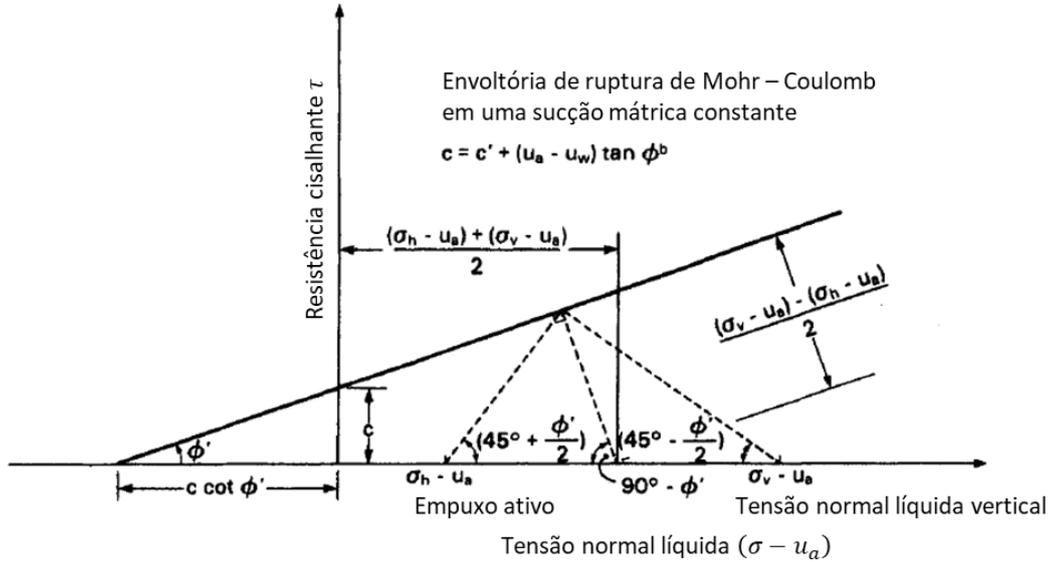


Figura 2.15. Círculo de Mohr para o estado ativo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

Fredlund e Rahardjo (1993) fizeram duas análises matemáticas do modelo desenvolvido para o estado ativo, em uma consideraram a sucção mátrica constante, Figura 2.16, e na outra, variando linearmente com a profundidade, Figura 2.17. Ambas as figuras apresentam a separação do empuxo ativo nos seus três componentes. Percebe-se que a sucção mátrica tende a diminuir o empuxo ativo assim como a coesão.

A profundidade da zona de tensão horizontal negativa y_t [L] pode ser obtida assumindo a propressão do ar igual a pressão atmosférica ($u_a = 0$) e igualando a tensão horizontal a 0 na Equação (2.21). Esta zona corresponde à região que se descolaria da contenção no estado ativo. Assume-se que os solos têm resistência à tração desprezíveis e o empuxo nesta zona é considerado nulo (Fredlund e Rahardjo, 1993).

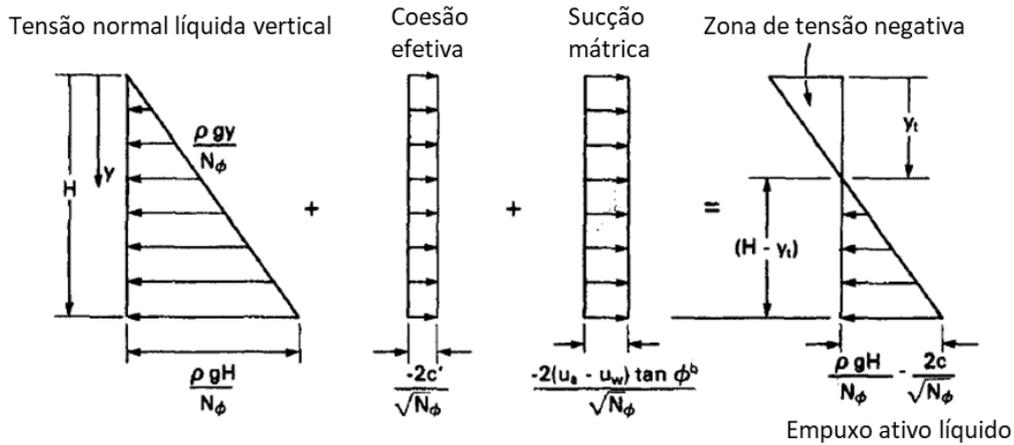


Figura 2.16. Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (Modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

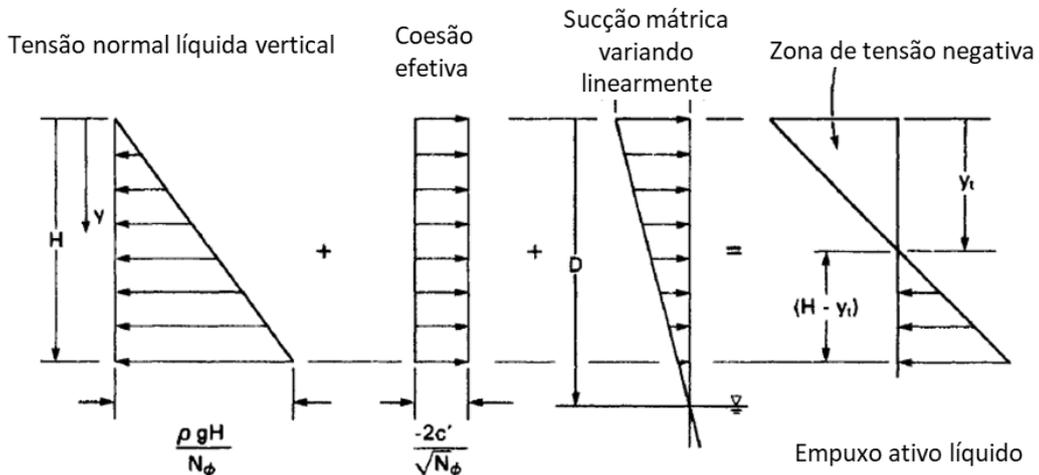


Figura 2.17. Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.4.3 Empuxo passivo

Como descrito no subitem 2.2.2.2, um deslocamento da parede em direção ao solo aumenta a força horizontal até o valor limite de falha, caracterizando o empuxo passivo. Ao se considerar a condição não saturada, identifica-se que o aumento da sucção mátrica aumenta o empuxo passivo, ou seja, a contenção fica submetida a uma maior tensão (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A partir do círculo de Mohr apresentado na Figura 2.18, onde a envoltória de ruptura é dada pela Equação (2.17), Fredlund e Rahardjo (1993) obtiveram a seguinte expressão para a tensão horizontal sob empuxo passivo:

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)N_\phi + 2c'\sqrt{N_\phi} + 2(u_a - u_w) \tan(\phi^b) \sqrt{N_\phi} \quad (2.23)$$

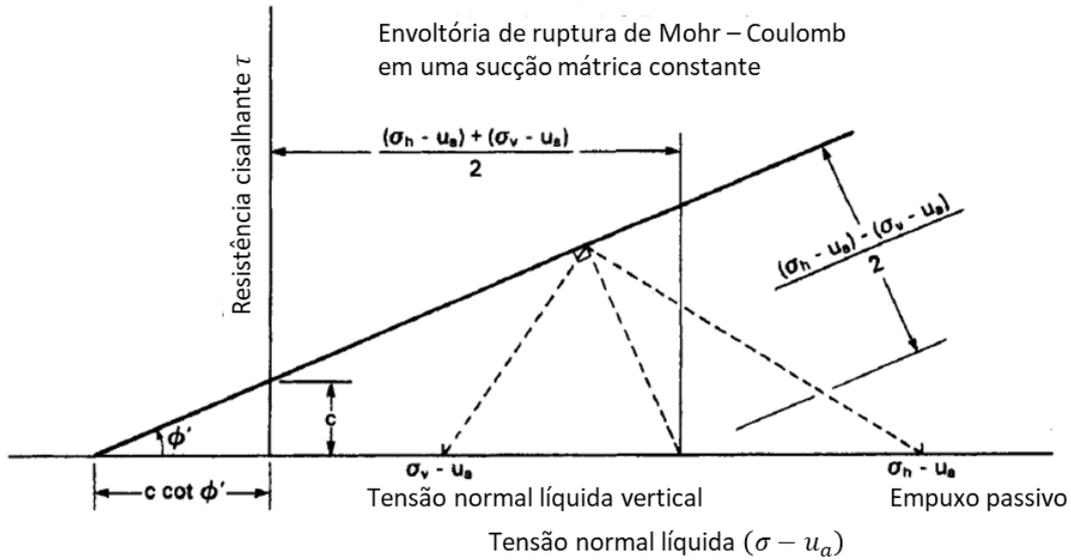


Figura 2.18. Círculo de Mohr para o estado passivo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

Fredlund e Rahardjo (1993) fizeram duas análises matemáticas do modelo desenvolvido para o estado passivo, em uma consideram a sucção mátrica constante, Figura 2.19, e na outra, variando linearmente com a profundidade Figura 2.20. Ambas as figuras apresentam a separação do empuxo passivo nos seus três componentes. Percebe-se que a sucção mátrica tende a aumentar ainda mais o empuxo passivo assim como a coesão.

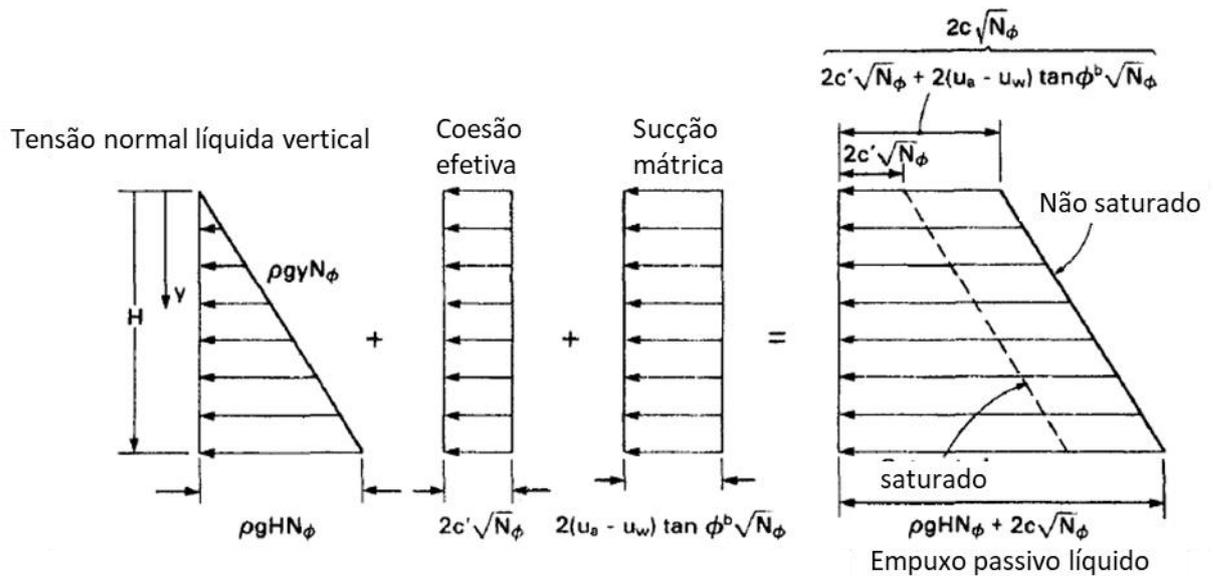


Figura 2.19. Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

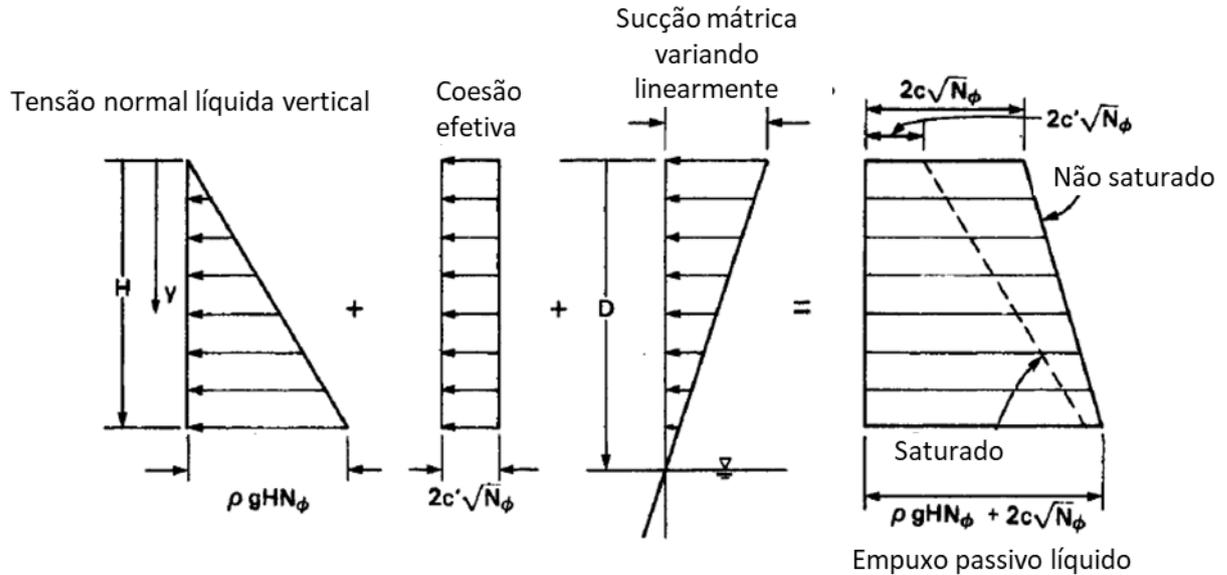


Figura 2.20. Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.5 FLUXO DE ÁGUA TRANSIENTE EM SOLOS NÃO SATURADOS

A equação diferencial de Richard governa a migração de umidade no solo sob condições não saturadas e é obtida considerando a lei de Darcy-Buckingham e a conservação de massa. Soluções analíticas da equação de Richard são difíceis de serem obtidas devido à natureza não linear das propriedades hidráulicas do solo não saturado, como a curva de retenção e a condutividade hidráulica. A equação de Richard para o fluxo unidimensional na direção da ação gravitacional é dada por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\psi) \left(\frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (2.24)$$

onde t é o tempo [T], $k_z(\psi)$ é a condutividade hidráulica na direção vertical em função da sucção [LT^{-1}], ρ_w é a densidade da água [ML^{-3}] e g é a aceleração da gravidade [LT^{-2}].

Colocando a variável de sucção em função do teor de umidade volumétrica e expressando a equação usando os termos de difusão e advecção da água e em meio não saturado tem-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - a_s(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.25)$$

sendo o termo difusivo D_z dado por:

$$D_z(\theta) = \frac{k_z(\theta)}{\rho_w g} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (2.26)$$

onde D_z é o coeficiente de difusividade da água no solo não saturado [L^2T^{-1}] e o termo advectivo a_s dado por:

$$a_s(\theta) = \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial \theta} \quad (2.27)$$

onde a_s é o coeficiente do fluxo advectivo no solo não saturado [LT^{-1}]. O componente advectivo corresponde ao fluxo de água avançando pelo movimento gravitacional dentro do meio poroso. Já o componente difusivo, corresponde ao fluxo de água se espalhando no meio (Cavalcante e Zornberg, 2017).

Para solucionar analiticamente a equação diferencial parcial, Cavalcante e Zornberg (2017) adotam uma curva de retenção logarítmica entre a sucção e o teor de umidade volumétrica dada por:

$$\psi(\theta) = \frac{1}{\delta} \ln \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.28)$$

ou, ainda,

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) e^{-\delta \psi} \quad (2.29)$$

onde δ é um parâmetro hidráulico de ajuste [$M^{-1}LT^2$], o qual está relacionado diretamente com a pressão de entrada de ar pela formulação apresentada por Costa e Cavalcante (2020):

$$\psi_b = \frac{e^{1-e}}{\delta}. \quad (2.30)$$

E adotam a condutividade hidráulica não saturada por uma relação linear entre a condutividade hidráulica não saturada e o teor de umidade volumétrica:

$$k_z(\theta) = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.31)$$

onde k_s é a condutividade hidráulica saturada do solo [LT^{-1}].

Adotando estas relações para a curva de retenção e para a condutividade hidráulica não saturada, os componentes do fluxo difusivo e advectivo tornam-se constantes em relação ao teor de umidade volumétrica (Cavalcante e Zornberg, 2017):

$$D_z = \frac{k_s}{\delta(\theta_s - \theta_r)\rho_w g}, \quad (2.32)$$

$$a_s = \frac{k_s}{(\theta_s - \theta_r)}. \quad (2.33)$$

Assim, a equação diferencial parcial para o caso unidimensional pode ser representada como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D_z \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - a_s \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.34)$$

e esta é análoga à equação de transporte de contaminante de difusão-advecção (Cavalcante e Zornberg, 2017). A partir desta equação diferencial e de condições iniciais e de contorno, Cavalcante e Zornberg (2017) desenvolvem uma série de soluções analíticas utilizando técnicas matemáticas já usadas para resolver a equação para o problema de transporte de contaminantes, como as transformações de Laplace. A seguir são apresentados de forma sucinta os 4 casos descritos no artigo.

2.5.1 Caso 1: umidade constante no contorno superior de uma coluna semi-infinita

Este caso corresponde à solução da equação diferencial considerando a condição inicial de teor de umidade volumétrica constante ao longo da profundidade, dado por:

$$\theta(z, 0) = \theta_i \quad (2.35)$$

onde θ_i é um teor de umidade volumétrica inicial constante na coluna [-]. É imposto um teor de umidade volumétrica constante na superfície do solo

$$\theta(0, t) = \theta_0 \quad (2.36)$$

onde θ_0 é um teor de umidade volumétrica constante no topo da coluna [-].

Como a coluna é semi-infinita, quando a profundidade tende ao infinito, o teor de umidade volumétrica tende a ser constante, assim tem-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial z} \theta(\infty, 0) = 0. \quad (2.37)$$

Dada estas condições, a solução analítica da equação diferencial pode ser obtida (Cavalcante e Zornberg, 2017):

$$\theta(z, t) = \theta_i + (\theta_0 - \theta_i)A(z, t) \quad (2.38)$$

onde

$$A(z, t) = \frac{1}{2} \left[\operatorname{erfc}(Z_{-1}) + \exp\left(\frac{a_s z}{D_z}\right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) \right] \quad (2.39)$$

e

$$Z_{\pm 1} = \frac{z \pm a_s t}{2\sqrt{D_z t}}, \quad (2.40)$$

erfc(Z) é a função de erro complementar, definida como:

$$\text{erfc}(Z) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^Z \exp(-t^2) dt \quad (2.41)$$

2.5.2 Caso 2: umidade constante no contorno superior de uma coluna finita

Como no caso 1, no caso 2 o teor de umidade volumétrica é constante no perfil no início e na superfície de topo a umidade é constante durante todo o tempo. A segunda condição de contorno é dada por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial z} \theta(L, t) = 0 \quad (2.42)$$

onde L é o comprimento da coluna [L]. Isto corresponde a ter um teor de umidade volumétrica e sucção constante na profundidade L . Assim, a solução analítica é dada (Cavalcante e Zornberg, 2017):

$$\theta(z, t) = \theta_i + (\theta_0 - \theta_i)B(z, t) \quad (2.43)$$

onde $B(z, t)$ pode ser aproximadamente obtido por:

$$\begin{aligned} B(z, t) = & \frac{1}{2} \text{erfc}(Z_{-1}) + \frac{1}{2} \exp\left(\frac{a_s z}{D_z}\right) \text{erfc}(Z_{+1}) \\ & + \frac{1}{2} \left[2 + \frac{a_s(2L - z)}{D_z} + \frac{a_s^2 t}{D_z} \right] \exp\left(\frac{a_s L}{D_z}\right) \text{erfc}\left(\frac{2L - z + a_s t}{2\sqrt{D_z t}}\right) \\ & - \sqrt{\frac{a^2 t}{\pi D_z}} \exp\left(\frac{a_s L}{D_z} - \frac{(2L - z + a_s t)^2}{4D_z t}\right) \end{aligned} \quad (2.44)$$

2.5.3 Caso 3: infiltração constante no contorno superior de uma coluna semi-infinita

Como no caso 1 e 2, o teor de umidade volumétrica é constante no perfil no início e é imposta uma velocidade de infiltração constante na superfície dada por:

$$\left(D_z \frac{\partial \theta}{\partial z} - k_z \right) \Big|_{z=0} = v_0 \quad (2.45)$$

onde v_0 é a velocidade de infiltração constante [LT⁻¹]. E a máxima velocidade que pode ser imposta ao modelo é dada por:

$$v_{0,max} = \frac{\theta_s k_s}{\theta_s - \theta_r}. \quad (2.46)$$

Como no caso 1, a condição de contorno inferior corresponde a umidade e sucção constante quando a profundidade tende ao infinito. Assim, obtém-se a seguinte expressão (Cavalcante e Zornberg, 2017):

$$\theta(z, t) = \theta_i + \left[\frac{v_0}{k_s} (\theta_s - \theta_r) - \theta_i \right] C(z, t) \quad (2.47)$$

onde

$$\begin{aligned} C(z, t) = & \frac{1}{2} \operatorname{erfc}(Z_{-1}) \\ & + \sqrt{\frac{a_s^2 t}{\pi D_z}} \exp \left[-\frac{(z - a_s t)^2}{4 D_z t} \right] \\ & - \frac{1}{2} \left(-1 + \frac{a_s z}{D_z} + \frac{a_s^2 t}{D_z} \right) \exp \left(\frac{a_s z}{D_z} \right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) \end{aligned} \quad (2.48)$$

2.5.4 Caso 4: infiltração constante no contorno superior de uma coluna finita

Como nos casos 1 a 3, o teor de umidade volumétrica é constante no perfil e como no caso 3, é imposto uma velocidade de infiltração constante. Já a condição de contorno inferior, é imposta como no caso 2, em que na profundidade L o gradiente do teor de umidade volumétrica é 0. Com isto tem-se (Cavalcante e Zornberg, 2017):

$$\theta(z, t) = \theta_i + \left[\frac{v_0}{k_s} (\theta_s - \theta_r) - \theta_i \right] D(z, t) \quad (2.49)$$

onde $D(z, t)$ pode ser aproximadamente obtido por:

$$\begin{aligned}
D(z, t) &= \frac{1}{2} \operatorname{erfc}(Z_{-1}) \\
&+ \sqrt{\frac{a_s^2 t}{\pi D_z}} \exp\left[-\frac{(z - a_s t)^2}{4 D_z t}\right] \\
&- \frac{1}{2} \left(-1 + \frac{a_s z}{D_z} + \frac{a_s^2 t}{D_z}\right) \exp\left(\frac{a_s z}{D_z}\right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) \\
&+ \sqrt{\frac{4 a_s^2 t}{\pi D_z}} \left[1 + \frac{a_s}{4 D_z} (2L - z + a_s t)\right] \\
&\times \exp\left[\frac{a_s L}{D_z} - \frac{1}{4 D_z t} (2L - z + a_s t)^2\right. \\
&\quad \left. - \frac{a_s}{D_z} \left[2L - z + \frac{3 a_s t}{2} + \frac{a_s}{4 D_z} (2L - z + a_s t)^2\right]\right] \\
&\times \exp\left(-\frac{a_s L}{D_z}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{2L - z + a_s t}{2\sqrt{D_z t}}\right)
\end{aligned} \tag{2.50}$$

2.6 RESISTÊNCIA CISALHANTE NÃO SATURADA COM O USO DA CURVA DE RETENÇÃO

Cavalcante e Mascarenhas (2021) desenvolveram um modelo de resistência ao cisalhamento para solos não saturados usando o grau de saturação equivalente para obter o parâmetro χ da tensão efetiva de Bishop, como ilustrado na Figura 2.21. Para isto, acoplaram a curva de retenção proposta por Cavalcante e Zornberg (2017) ao modelo de resistência cisalhante de Bishop (1959 *apud* Fredlund e Rahardjo, 1993), obtendo um modelo simples de resistência ao cisalhamento com o mesmo parâmetro hidráulico δ de ajuste da curva de retenção.

Colocando a curva de retenção de Cavalcante e Zornberg (2017) em função do grau de saturação e desprezando a sucção osmótica tem-se:

$$S = S_{res} + (1 - S_{res})e^{-\delta|u_a - u_w|} \tag{2.51}$$

onde S é o grau de saturação [-] dado por:

$$S = \frac{\theta}{\theta_s}. \tag{2.52}$$

Lu *et al.* (2010) propuseram que o parâmetro χ da equação de Bishop está relacionado com o grau de saturação da seguinte forma:

$$\chi = \frac{S - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad (2.53)$$

A partir da curva de retenção de Cavalcante e Zornberg (2017) e da fórmula de χ de Lu *et al.* (2010), Cavalcante e Mascarenhas (2021) chegaram na seguinte expressão para o parâmetro χ :

$$\chi = e^{-\delta|u_a - u_w|} \quad (2.54)$$

e substituindo o χ na equação da tensão efetiva e na equação da resistência cisalhante de Bishop, Equação (2.12) e Equação (2.18) , respectivamente, tem-se:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + e^{-\delta|u_a - u_w|}(u_a - u_w), \quad (2.55)$$

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + e^{-\delta|u_a - u_w|}(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.56)$$

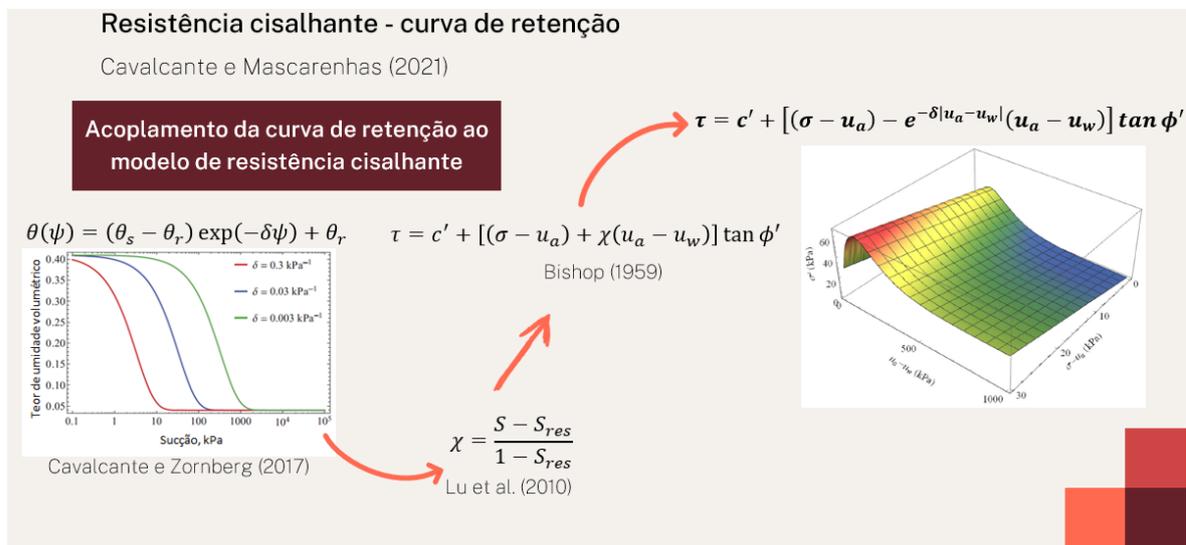


Figura 2.21. Fluxograma do desenvolvimento do modelo de resistência cisalhante de Cavalcante e Mascarenhas (2021).

A relação entre a resistência cisalhante não saturada e a sucção pode ser dividida em três grupos principais de acordo com a granulometria (Gao *et al.*, 2020):

- Tipo I: a resistência cisalhante aumenta até o valor de pico, após o qual decresce até um valor residual fixo. Esta relação é típica em areias, as quais tem pouca interação química entre as partículas a nível microscópico.
- Tipo II: a resistência cisalhante aumenta até o valor de pico e após isto mantem-se aproximadamente constante com o aumento da sucção. Esta relação é típica em siltes e algumas argilas siltosas.

- Tipo III: a resistência cisalhante não tem um pico, ela continua aumentando gradualmente com o aumento da sucção. Esta relação é típica em argilas e algumas argilas siltosas.

A resistência cisalhante não saturada de Cavalcante e Mascarenhas (2021) tem um valor de pico na sucção de $\psi = 1/\delta$ e em seguida decresce a um valor residual de $c + (\sigma - u_a)\tan(\phi)$, portanto, é caracterizado como o tipo I e descreve o comportamento de uma areia não saturada (Cavalcante e Mascarenhas, 2021).

2.7 PAREDE DE ESTACAS JUSTAPOSTAS

Existem duas categoriais principais de estruturas de contenções: por gravidade, na qual a estabilidade é proporcionada principalmente pelo peso da estrutura; e embutida, na qual o equilíbrio é obtido pela resistência do solo da região embutida submetida ao estado passivo, como é o caso das estacas justapostas. Em ambos os casos, podem ser utilizados suportes externos, como tirantes, para auxiliar na contenção (Craig, 2004).

O dimensionamento de estruturas de contenção envolve o conhecimento dos empuxos ativos e passivos de terra que agem na estrutura e também das forças hidrostáticas caso estejam presentes. A seguir é apresentado um dos métodos utilizados para o cálculo de estacas justapostas para o solo na condição saturada.

Segundo Bowles (1996), a teoria de Rankine é amplamente utilizada para calcular o empuxo lateral de terra em paredes de contenção por ser uma equação mais simples e conservadora (resulta em tensões horizontais ativas superiores a outros métodos, como o de Coulomb). Este método pode ser utilizado para obter as forças e os pontos de aplicação equivalentes aos empuxos agindo na parede de estacas, e em seguida, pode-se efetuar o dimensionamento.

Os princípios de dimensionamento estão, usualmente, relacionados com a estrutura: não sofrer colapso ou danos consideráveis – caracterizado pelo estado limite último (ELU); não ter deformações inaceitáveis em relação à locação e à função – caracterizado pelo estado limite de serviço de deformações excessivas (ELS-DEF); não ter danos “pequenos” excessivos (ex: fissuras), o que necessitaria de manutenção excessiva, ou não atenderia às condições de serviço (aceitabilidade sensorial e danos a outros elementos) ou reduziria a vida útil da estrutura - caracterizado pelo estado limite de serviço de formação e abertura de fissuras no caso do concreto (ELS-F e ELS-W) (ABNT, 2014; Craig, 2004).

O projeto de estruturas de contenções é, tradicionalmente, fundamentado na especificação de fatores de segurança em relação às condições de tombamento, deslizamento e flutuação da estrutura, além da estabilidade global da escavação. Estes fatores de segurança são considerados fatores de segurança agrupados, aos quais é atribuído um valor alto o suficiente para considerar incertezas devido ao método de cálculo e aos valores dos parâmetros do solo (Craig, 2004).

Segundo Craig (2004), a abordagem, geralmente, adotada é realizar o dimensionamento para o estado limite de ruptura com a incorporação de um fator de segurança apropriado para satisfazer os requisitos limites de serviço. De forma geral, quanto maior o fator de segurança, menor será a deformação para mobilizar a proporção da resistência passiva necessária para a estabilidade.

O modo de falha em relação ao tombamento pode ser descrito pela rotação em torno do ponto O próximo a base da ficha, Figura 2.22(a). Assim, a resistência passiva age no intradorso da parede acima do ponto O e no tardo da parede abaixo do ponto O, Figura 2.22(b). Esta distribuição de tensões é uma idealização, pois é improvável a mudança completa entre a resistência passiva no intradorso para o tardo no ponto O. A estabilidade da parede é, então, garantida pela mobilização do estado passivo do solo na ficha. (Craig, 2004).

Segundo Craig (2004), o projeto da contenção é geralmente fundamentado na simplificação apresentada na Figura 2.22(c), onde é assumido que as tensões abaixo do ponto O são representadas por uma força concentrada R [MLT^{-2}] agindo no ponto O a uma profundidade d a esquerda da contenção. E o comprimento da ficha é dado por: $f = 1,2d$, onde f é o comprimento da ficha [L] e d é a profundidade do ponto de rotação em relação ao nível de escavação [L].

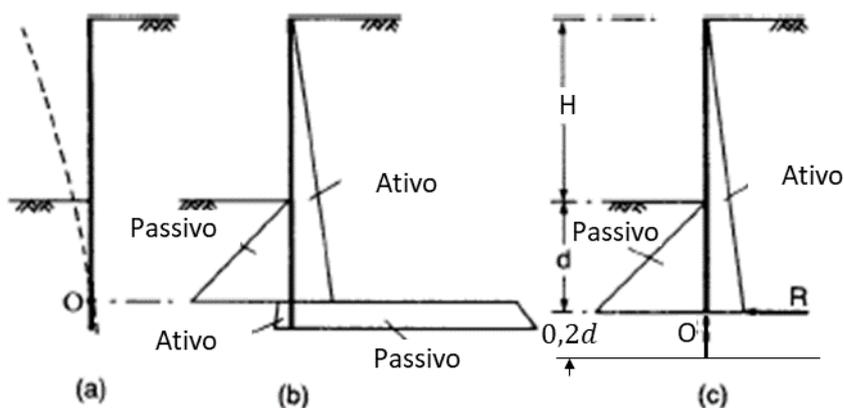


Figura 2.22. Parede de contenção: (a) rotação da parede, (b) distribuição dos empuxos de terra ativos e passivos para rotação ilustrada, (c) distribuição simplificada dos empuxos de terra (modificado - Craig, 2004).

O método de cálculo envolve determinar a profundidade d a partir do equilíbrio dos momentos em torno de O . Um fator de segurança FS é aplicado na parcela resistente, ou seja, a resistência passiva do solo é dividida por FS . Em seguida, é calculada a força R a partir do equilíbrio das forças horizontais. Esta força deve ser menor ou igual a força proporcionada pelo empuxo passivo menos o ativo abaixo do ponto O (Craig, 2004).

De acordo com Craig (2004), para se resguardar contra escavações excessivas da zona passiva, é recomendável que o nível da escavação seja reduzido em 10% da altura livre H , sujeito a uma redução máxima de 0,5 m. Além disto, ele recomenda o uso de uma sobrecarga mínima de 10 kN/m² agindo na superfície do solo contido para considerar cargas devido à equipamentos e edificações vizinhas à escavação.

De acordo com a NBR 9061 (ABNT, 1985), os fatores de segurança adotados devem ser no mínimo igual a 1,5 para os casos gerais, sendo necessária a justificativa para a adoção deste valor. Já para os casos especiais, fatores de segurança menores que 1,5 – no mínimo 1,2 – podem ser aceitos se devidamente comprovadas as características geotécnicas, geológicas e hidrológicas do terreno. Alguns autores recomendam o uso de fatores de segurança entre 1,5 a 2,0, sendo 1,5 para obras provisórias e 2,0 para obras definitivas (CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 2006; Das, 2010; Hachich *et al.*, 1998). E, segundo a NBR 9061 (ABNT, 1985), o comprimento mínimo da ficha deve ser de 1,50 m.

2.8 TIRANTES

Um tirante consiste em uma ancoragem de solo que funciona como elemento de carga, constituído essencialmente de um cabo ou barra de aço inserido em formações de solo e que pode ser inserido em quase todas as direções. Sua capacidade de carga é gerada como reação de resistência mobilizada pela tensão do solo ao longo de uma zona de ancoragem especialmente formada (Xanthakos, 1991).

Quando a altura livre da parede de contenção ultrapassa por volta de 6 m, adicionar uma ancoragem próxima ao topo da parede pode ser mais econômico (a depender do tipo de solo), pois diminui a ficha necessária para resistir às ações, e diminui o diâmetro e a armadura das estacas (Das, 2010). A ancoragem por tirantes normalmente consiste de um cabo ou barra protendido, chamado de tirante, que é fixado na parede de contenção e no solo por um trecho ancorado, também chamado de bulbo, formado pela argamassa/calda de injeção (Craig, 2004).

Como elementos estruturais, os tirantes são geralmente fixados à parede de contenções pela cabeça. O tirante é instalado em perfurações especiais em diversos tipos de solos ou rochas. Isto envolve procedimentos complexos e especializados, que exigem fabricação e montagem cuidadosas dos cabos de aço, perfuração com acompanhamento do percurso e uma variedade de operações associadas, como revestimento, protensão, controles de qualidade e monitoramento. Além disso, em estruturas permanentes e em qualquer instalação em meio agressivo todos os componentes do tirante devem ser protegidos contra corrosão (Xanthakos, 1991).

As paredes atirantadas funcionam como uma parede flexível ou rígida com cargas concentradas induzidas pela protensão dos tirantes e por uma resposta adequada do solo. Os tirantes são, geralmente, instalados em ângulo com a horizontal para atingir camadas de solo adequadas para a zona de ancoragem, isto resulta em uma reação vertical imposta na parede que deve ser resistida por reações na base ou cisalhamento lateral (Xanthakos, 1991).

Em um contexto amplo, a ancoragem é utilizada para mobilizar a resistência cisalhante e, frequentemente, a resistência passiva de um solo. Ela pode receber carregamentos de terra agindo sobre a estrutura, exemplo, uma parede de estacas justapostas, e transferir estes carregamentos de volta para o solo. Os tirantes são adequados para quase todas as configurações de escavações profundas. Eles podem ser temporários se um

contraventamento interior permanente for contemplado ou permanente, caso o uso pretendido do espaço impossibilite outras formas de suporte (Xanthakos, 1991).

A Figura 2.23 apresenta os elementos básicos do tirante. O tirante é constituído pela cabeça a qual é fixada na estrutura de contenção, em seguida tem-se o elemento resistente à tração que pode ser feito em fios, cordoalhas ou em barras e é dividido em dois trechos: ancorado e livre. O trecho ancorado (bulbo) é a parte do tirante que é fixada e transfere as tensões ao solo ou à rocha, o comprimento deste trecho é dimensionado para resistir às cargas de arrancamento. O bulbo é, geralmente, criado pela injeção de uma mistura à base de cimento Portland com uma consistência entre argamassa e calda de cimento, mas, de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), também pode ser utilizado outro tipo do aglutinante desde que comprovada a sua resistência e durabilidade.

O trecho livre é preenchido com uma calda de cimento entre o tirante e a bainha, prevenindo o desmoronamento da perfuração e protegendo o aço do tirante contra corrosão. A bainha é responsável por não transferir cargas significativas para o trecho livre, mantendo as tensões concentradas no trecho ancorado (Day, 2006).

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), o comprimento mínimo do trecho livre deve ser tal que permita que o alongamento assegure a fixação da cabeça do tirante quando da aplicação da carga de protensão; sendo fixado um comprimento mínimo do trecho livre de 3,0 m para fixação da cabeça por rosca ou de 5,0 m para fixação por clavetes.

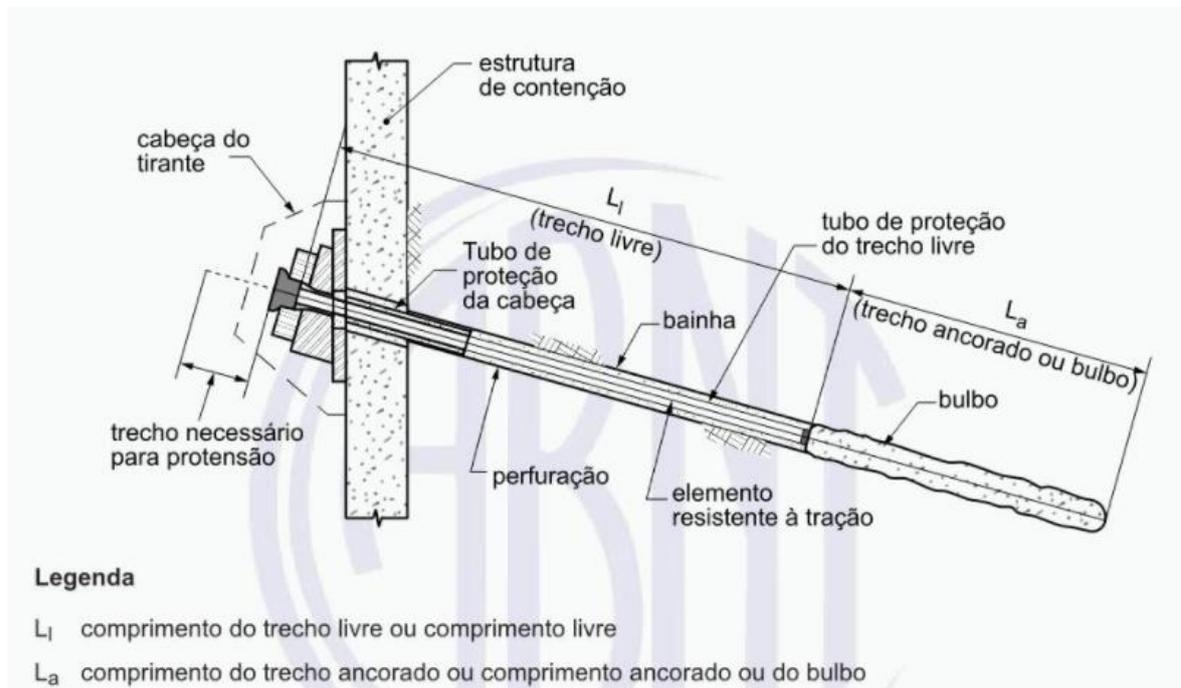


Figura 2.23. Elementos básicos do tirante (ABNT, 2018).

2.8.1 Transferência de carga e modos de falha

De forma geral, as teorias e os métodos de dimensionamento assumem que uma massa de solo irá falhar ao longo de um plano de deslizamento ou de cisalhamento, caracterizando o mecanismo de falha, e, em seguida, é feita uma análise de estabilidade com as forças relevantes. Dois mecanismos básicos de transferência de carga fazem com que a resistência do solo seja mobilizada à medida que a ancoragem sofre deslocamento sob aplicação de carga, o cisalhamento lateral (adesão ou atrito) e a resistência de ponta, onde existem configurações adequadas, como em bulbos alargados (Littlejohn, 1980).

Segundo Xanthakos (1991), no geral, a análise de resistência de uma ancoragem deve considerar:

1. Mecanismo de falha à medida que a carga é transferida de um meio para outro no sistema solo-ancoragem.
2. Características do solo na ruptura.
3. Irregularidade da área e configuração das interfaces de falha em potencial.
4. Tipo de tensão, magnitude e direção que ocorrem ao longo da interface de falha quando a falha é iniciada.

O tirante pode romper ou se tornar inoperante segundo os seguintes modos:

1. Pela falha estrutural (ruptura ou seccionamento) do tendão de aço e dos seus componentes.
2. Pela falha na ligação (deslizamento) tendão e argamassa.
3. Pela falha por cisalhamento ao longo da superfície de contato da argamassa e do solo ou rocha.
4. Pela falha interna do solo ou rocha que suporta a ancoragem.
5. Pelo esmagamento da coluna de argamassa ao redor do tendão.
6. Pelo deslocamento excessivo da cabeça do tirante.
7. Pela deterioração gradual a longo prazo, tornando o sistema inoperante.

Sob sobrecarga ou durante testes de arrancamento, qualquer um desses mecanismos de falha pode prevalecer ou ter precedência, portanto, é inviável projetar, dimensionar e construir os tirantes nas quais todas as peças, quando sobrecarregadas intencionalmente, entrem em colapso ou falhem simultaneamente. A prática habitual de ancoragem determina a seleção dos componentes do tirante e a análise dos potenciais modos de falha sob um

fator de segurança apropriado, consistente com a força real conhecida ou o grau de risco associado (Xanthakos, 1991).

O projeto preliminar de um tirante consiste basicamente em determinar um limite superior do comprimento do trecho ancorado, e em seguida definir as condições de contorno na falha para confirma sua adequabilidade. O projeto final é mais abrangente e inclui os seguintes pontos (Xanthakos, 1991):

1. Selecionar uma inclinação do tirante.
2. Identificar os tipos, dimensões e configurações de tendões adequados.
3. Determinar os espaçamentos horizontais e verticais dos tirantes.
4. Estimar o comprimento do trecho livre e do trecho ancorado do tirante.
5. Estimar a resistência do tirante a cargas estáticas ou cíclicas.
6. Especificar o programa de ensaios de teste da ancoragem necessário.
7. Selecionar e detalhar o sistema de proteção contra corrosão
8. Verificar a estabilidade geral da estrutura de ancoragem.

A seguir são exploradas as falhas estruturais e da ligação argamassa-tendão e argamassa-solo.

2.8.1.1 Falha estrutural do tendão de aço

Quando uma carga é aplicada, o tendão de aço (armadura) é tracionado. Se a carga ultrapassar a resistência do material, a ruptura irá ocorrer por escoamento excessivo seguido de seccionamento. Segundo Xanthakos (1991), apesar da ênfase geralmente dada na falha do trecho ancorado, o escoamento e a fratura da armadura não são incomuns. Isso acontecerá especialmente em casos onde o bulbo de ancoragem estiver bem aderido a um solo resistente, evitando falhas nestes meios, e grandes cargas inesperadas ocorrerem, isto irá tracionar o tendão além da sua capacidade.

A tensão admissível é estabelecida pela NBR 5629 (ABNT, 2018) a partir da tensão de escoamento característica do aço e com o uso de fator de segurança apropriado. No caso de tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \times 0,9 \quad (2.57)$$

para tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \times 0,9 \quad (2.58)$$

e no caso de prova de carga ou cargas de curta duração:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,20} \times 0,9 \quad (2.59)$$

onde σ_{adm} é a tensão admissível no aço [$ML^{-1}T^{-2}$] e f_{yk} é a resistência característica do aço ao escoamento [$ML^{-1}T^{-2}$]. Em solo suscetível a fluência, a tensão no aço pode ainda ser mais limitada para prevenir elevadas deformações por fluência e isso pode resultar em uma tensão admissível inferior à carga normal de trabalho (Xanthakos, 1991).

2.8.1.2 Falha na ligação argamassa-tendão

O desenvolvimento da ligação argamassa-tendão é muitas vezes considerado adequado para a transferência de carga, uma vez que a ênfase é colocada na interface argamassa-solo. Relacionando a resposta argamassa-tendão aos mecanismos convencionais de ligação, muitas vezes assume-se que qualquer comprimento de embutimento suficiente para a transferência de carga da interface argamassa-solo também garante o comprimento de ligação suficiente no contato argamassa-tendão. No entanto, segundo Xanthakos (1991), o modo de ruptura de um tendão ligado a argamassa em tirantes de campo é diferente da ruptura de ligação causada em ensaios de arrancamento para concreto convencional. Uma vez que na maioria das ancoragens no solo, a argamassa está sob tensão, assim como o aço, logo o mecanismo de ação da ligação depende das propriedades elásticas do aço e da argamassa.

A Figura 2.24 apresenta a interface argamassa-tendão. As irregularidades da superfície são apresentadas de forma ampliada, mas na realidade elas são supostas largas o suficiente para promover os três tipos de interação de ligação: aderência, atrito e intertravamento.

De acordo com Xanthakos (1991), a aderência é desenvolvida por processos físico-químicos na superfície de aço microscopicamente áspera com a argamassa circundante. Já o atrito é um mecanismo que depende da tensão lateral de confinamento, da rugosidade da superfície do aço e da magnitude do deslizamento. Segundo Xanthakos (1991), há também evidências de que o alargamento do bulbo e o efeito de cunha contribuem para o aumento da resistência por atrito.

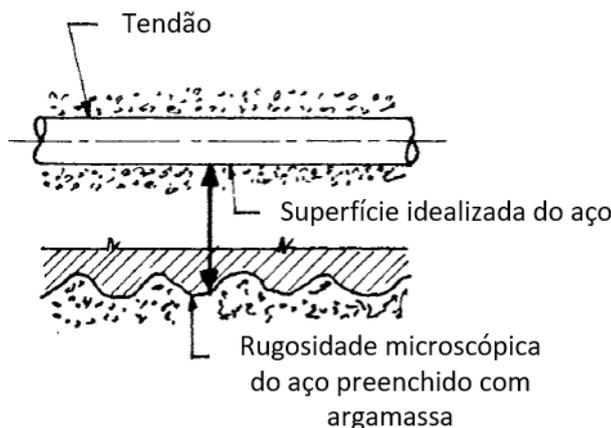


Figura 2.24. Interface argamassa-tendão apresentando a micro irregularidade na superfície do aço (modificado - Xanthakos, 1991).

O intertravamento mecânico se manifesta em todas as principais irregularidades, como nervuras, torções e acoplamentos. A ruptura contra essas projeções pode levar à divisão da coluna de argamassa ou esmagamento local da argamassa. Os três componentes da ligação são apresentados graficamente na Figura 2.25 em função do deslizamento. Neste contexto, a ligação é um mecanismo progressivamente composto. Para comprimentos de ancoragem reduzidos e pequeno deslizamento do tendão a aderência prevalece, mas com o aumento do embutimento e maiores deslizamentos os três modos estarão presentes.

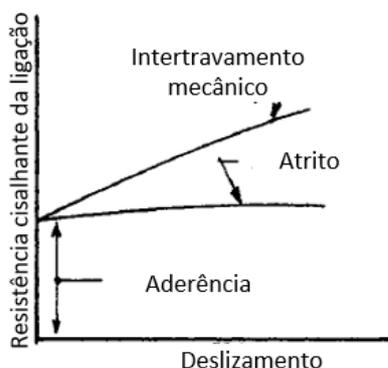


Figura 2.25. Representação idealizada das três componentes da ligação na interface argamassa-tendão (modificado - Xanthakos, 1991).

2.8.1.3 Falha na ligação argamassa-solo

Para as ancoragens de eixo reto e formato cilíndrico, uma suposição conveniente é que a resistência ao cisalhamento é mobilizada na interface do furo e é distribuída uniformemente ao longo do trecho ancorado. Toda a carga é resistida dessa maneira,

enquanto o trecho livre não exerce resistência. Sob estas condições, a resistência cisalhante total desenvolvida na interface é uma função das dimensões do trecho ancorado e das cargas aplicadas. Onde o diâmetro da ancoragem é maior do que o diâmetro do furo, a capacidade de reação da área de transferência é adicionada à capacidade final total, a qual é derivada de uma compatibilidade de deslocamentos necessária para mobilizar essas reações (Xanthakos, 1991).

No entanto, de acordo com Xanthakos (1991), estudos experimentais e teóricos mostraram que a resistência cisalhante entre o solo ou rocha e a coluna de argamassa é mais complexa do que o modelo idealizado acima, e esta complexidade origina uma distribuição essencialmente não uniforme das tensões. A resistência cisalhante ao arrancamento depende das propriedades do solo. Um acréscimo na densidade relativa de uma areia, geralmente, aumenta o ângulo de atrito interno, o que resulta em um aumento da resistência ao atrito na interface. Em solos coesivos, o aumento da rigidez ou a diminuição da plasticidade, usualmente, implica em uma maior resistência cisalhante. Outros fatores que alteram a resistência de ligação estão relacionados à execução, como a técnica e o equipamento de perfuração.

Segundo Day (2006) e Xanthakos (1991), para as ancoragens de eixo reto, a tensão cisalhante média e uniforme ao longo do trecho ancorado pode ser relacionada com a carga aplicada pela expressão simples:

$$T = \pi b L_b \tau_f \quad (2.60)$$

onde T é a carga aplicada no tirante [MLT^{-2}], b é o diâmetro efetivo da coluna de argamassa [L], L_b é o comprimento do trecho ancorado [L] e τ_f é a tensão cisalhante na interface argamassa-solo [$ML^{-1}T^{-2}$]. Esta expressão é válida de acordo com as hipóteses:

1. A transferência de carga da argamassa para o solo ocorre uniformemente ao longo do trecho ancorado.
2. O furo e o trecho ancorado possuem o mesmo diâmetro.
3. A ruptura ocorre por deslizamento da interface argamassa-solo para um furo regular, ou por cisalhamento ao longo de uma zona adjacente à interface para um furo irregular. A ruptura ocorre ao longo da zona de cisalhamento mais fraca, a qual pode ser na interface ou fora dela.
4. Não ocorre perda de ligação ao longo da zona de contato da argamassa-solo.
5. Não existe descontinuidades ou planos de clivagem que possam alterar o processo de falha.

A tensão cisalhante τ_f é proveniente da soma de duas componentes a aderência e o atrito:

$$\tau_f = c_a + \sigma \tan \delta_a \quad (2.61)$$

onde c_a é a aderência entre o solo e a argamassa [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], σ é a tensão normal efetiva na zona de ancoragem [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e δ_a é o ângulo de atrito entre o solo e a argamassa [-]. Segundo Xanthakos (1991) e Day (2006), na maioria dos casos, a magnitude e a distribuição real da tensão de ligação são mais complexas do que a simples expressão da Equação (2.61), e esta varia de acordo com o tipo de solo, de rocha, de ancoragem, método de perfuração, limpeza do furo e o método de inserção da mistura cimentícia, como por gravidade ou sob pressão. A tensão cisalhante resistente ao arrancamento pode ser estimada a partir da aderência utilizando a Tabela 2.4, a qual fornece valores reduzidos para uma análise preliminar. Em seguida, os valores adotados devem ser verificados por ensaios de arrancamento em campo e o projeto ajustado, onde podem ser utilizados valores superiores desde que comprovados.

Isolando o comprimento ancorado da Equação ((2.60) e aplicando um fator de segurança FS na carga no tirante tem-se que o comprimento pode ser obtido pela expressão (Day, 2006; POST-TENSIONING INSTITUTE, 2014):

$$L_b = \frac{TFS}{\pi b \tau_f} \quad (2.62)$$

O POST-TENSIONING INSTITUTE (2014) recomenda utilizar comprimentos superiores a 4,5 m para o trecho ancorado quando se utiliza cordoalhas e barras com diâmetro superior a 44 mm e comprimentos superiores a 3,0 m para barras com diâmetro inferior a 44 mm.

A NBR 5629 (ABNT, 2018) recomenda o uso de fator de segurança de 1,75 para o dimensionamento do comprimento ancorado dos tirantes permanentes – tirantes com prazo previsto de utilização superior a dois anos – e de 1,50 para tirantes provisórios – tirantes com prazo previsto de utilização inferior a dois anos. Craig, (2004) e o POST-TENSIONING INSTITUTE (2014) recomendam que seja utilizado um fator de segurança de no mínimo 2. Já Xanthakos (1991) recomenda utilizar no mínimo 2,5 e, preferivelmente, de 3 para a capacidade resistente última a carregamentos estáticos, a não ser que sejam realizados ensaios que confirmem que o valor inferior é satisfatório.

Tirantes em solos moles ou de coesão média podem perder a capacidade de ancoragem ao longo do tempo em função da fluência do solo. Nestas condições, Xanthakos (1991) recomenda utilizar fator de segurança de 3,5. Devido às incertezas no projeto de

ancoragens, deve-se sempre realizar uma prova de carga em campo e em solos moles ou de coesão média deve-se verificar a variação da resistência ao arrancamento ao longo do tempo (Day, 2006).

Tabela 2.4. Tensão de ligação do bulbo do tirante (modificado - POST-TENSIONING INSTITUTE, 2014).

	Tipo de solo ou rocha	Aderência argamassa-solo (MPa)
Solo coesivo	Argila siltosa mole	0,03-0,07
	Argila siltosa	0,03-0,07
	Argila rígida, media a alta plasticidade	0,03-0,10
	Argila muito rígida, média a alta plasticidade	0,07-0,17
	Argila rígida, média plasticidade	0,10-0,25
	Argila muito rígida, média plasticidade	0,14-0,35
	Silte arenoso muito rígido, média plasticidade	0,28-0,38
Solo não coesivo	Areia fina a média, medianamente densa a densa	0,08-0,38
	Areia grossa com pedregulho, medianamente densa	0,11-0,66
	Areia grossa com pedregulho, densa a muito densa	0,25-0,97
	Areia siltosa	0,17-0,41
	Pedregulho arenoso, medianamente denso a denso	0,21-1,38
	Pedregulho arenoso, denso a muito denso	0,28-1,38
Rocha	Granito e basalto	1,7-3,1
	Calcário dolomite	1,4-2,1
	Calcário mole	1,0-1,4
	Ardósias e xistos duros	0,8-1,4
	Xistos moles	0,2-0,8
	Arenito	0,8-1,7
	Arenito intemperizado	0,7-0,8
	Concreto	1,4-2,8

2.8.2 Paredes atirantadas

Paredes atirantadas fornecem suporte para escavações verticais ou quase verticais. De forma geral, a escavação em uma massa de solo causa descarregamento e escoamento local do solo. Se a abertura for profunda o suficiente, uma superfície de cisalhamento se desenvolve, resultando em alguma forma de falha por cisalhamento. A parede é então construída contra a face de escavação para limitar o descarregamento do solo e inibir a

formação de uma superfície de ruptura. A parede recebe ações provenientes do empuxo ativo, e a não ser que ela seja estável, uma força resistente deve ser introduzida, por exemplo, na forma de ancoragem por tirantes, para fornecer as condições de estabilidade. E por outro lado, o movimento vertical ou horizontal deve ser contido dentro de limites aceitáveis (Xanthakos, 1991).

2.8.2.1 Estabilidade do solo com tirantes quase horizontais

De acordo com Xanthakos (1991), quando os tirantes são instalados em pequena profundidade no solo deve-se analisar a estabilidade do solo na zona do tirante, isto, geralmente, ocorre quando não há disponibilidade de uma zona de ancoragem profunda. A falha é caracterizada pelo arrancamento da ancoragem e uma massa de solo na frente do trecho ancorado. Ao ser tensionado o tirante, as tensões são transmitidas à massa de solo do entorno, a qual começa a escoar em frente ao trecho ancorado. Quando é transmitida mais carga, a superfície de cisalhamento do solo passa a formar um plano de ruptura, seguido pelo arrancamento da ancoragem. O mecanismo de ruptura na massa de solo é, portanto, semelhante à ruptura geral por cisalhamento de sapatas rasas.

As condições de estabilidade devem ser analisadas de duas formas. Na primeira, a estabilidade é analisada assumindo que a falha ocorre como apresentado na Figura 2.26(a), em que o empuxo passivo e o ativo são desenvolvidos nas zonas passivas e ativas desde que ocorra movimento suficiente no solo. A resistência da massa de solo a esta falha é igual à diferença entre o empuxo passivo e o ativo. Na segunda forma, deve-se comparar a resistência cisalhante desenvolvida ao longo do plano que coincide com o eixo do tirante com a força aplicado ao tirante, como apresentado na Figura 2.26(b). Ambas as condições de estabilidade devem ser verificadas, e a zona de influência dos tirantes na horizontal devem ser geometricamente definidas para cada tirante (Xanthakos, 1991).

Segundo Xanthakos (1991), a experiência prática mostra que, desde que a profundidade de embutimento seja de pelo menos 4 m, a ruptura da massa de solo é improvável, mesmo em solo mole. Day (2006) recomenda o uso de recobrimentos superiores a 5 m do centro do trecho ancorado. A NBR 5629 (ABNT, 2018), permite o uso de recobrimentos inferiores a 5 m, desde que seja tecnicamente justificado.

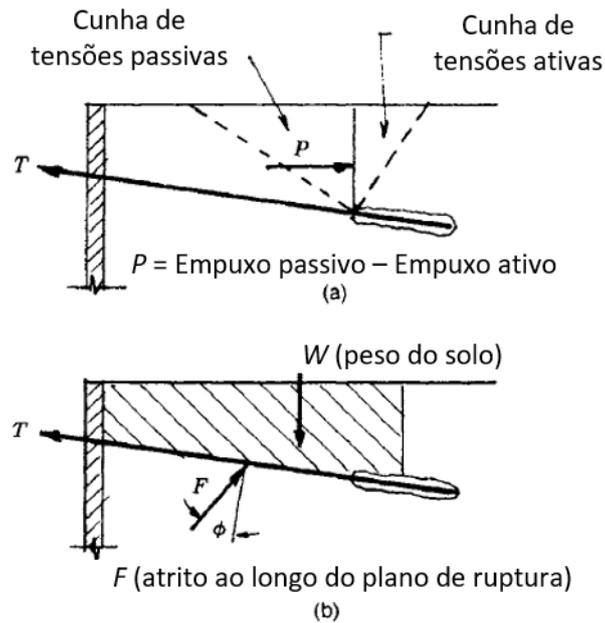


Figura 2.26. Mecanismo de falha do solo em tirantes em profundidade rasa (Xanthakos, 1991).

2.8.2.2 Seleção da localização do trecho ancorado

Inicialmente deve-se identificar os perfis de solo e a região com resistência suficiente para serem transferidas as cargas e que estão razoavelmente acessíveis durante a execução. Não é recomendável que as zonas de ancoragem terminem em linha para evitar a formação de fissuras contínuas entre a ancoragem e o solo atrás (Xanthakos, 1991).

Se o terreno consiste em camadas com resistência ao cisalhamento variável, por conveniência e economia, a inclinação e o comprimento do trecho ancorado devem ser selecionados de modo que a transferência de carga seja realizada na camada com as características de resistência mais favoráveis. Isso também fornecerá maior capacidade de carga final, melhorando a eficiência. Segundo Xanthakos (1991), de uma forma geral, solos não plásticos ou solos densos com média a baixa plasticidade juntamente com materiais granulares como areia siltosa ou areia grossa ou pedregulho forneceram zonas de ancoragem satisfatórias.

A zona de ancoragem deve estar localizada após a massa de solo que se espera interagir com o sistema da parede sob carga. A Figura 2.27 apresenta as condições potenciais limites de uma parede com ficha e suportada por uma única linha de tirantes no topo. Na Figura 2.27(a), a parede está carregada além da capacidade estrutural e está no limite de ruptura, o que pode também arrancar a ancoragem. Quando se tem um trecho ancorado insuficiente

além da superfície de ruptura e, também, uma ficha insuficiente abaixo da escavação, a parede pode rotacionar como apresentado na Figura 2.27(b).

Na Figura 2.27(c), a parede tem ficha suficiente e é estável nesta zona, mas esta rotaciona no sentido anti-horário devido ao pequeno comprimento do trecho ancorado e devido a zona de ancoragem estar dentro da região de ruptura da massa de solo. A condição apresentada na Figura 2.27(d) envolve o deslizamento da massa de solo e rotação da parede, isto ocorre devido a ficha insuficiente e a zona de ancoragem dentro da região de ruptura. Já a Figura 2.27(e) apresenta interação entre o sistema parede-tirante-solo estável, mas a deformação excessiva do solo associada a grandes deslocamentos horizontais da parede resulta em condições instáveis para a estrutura existente.

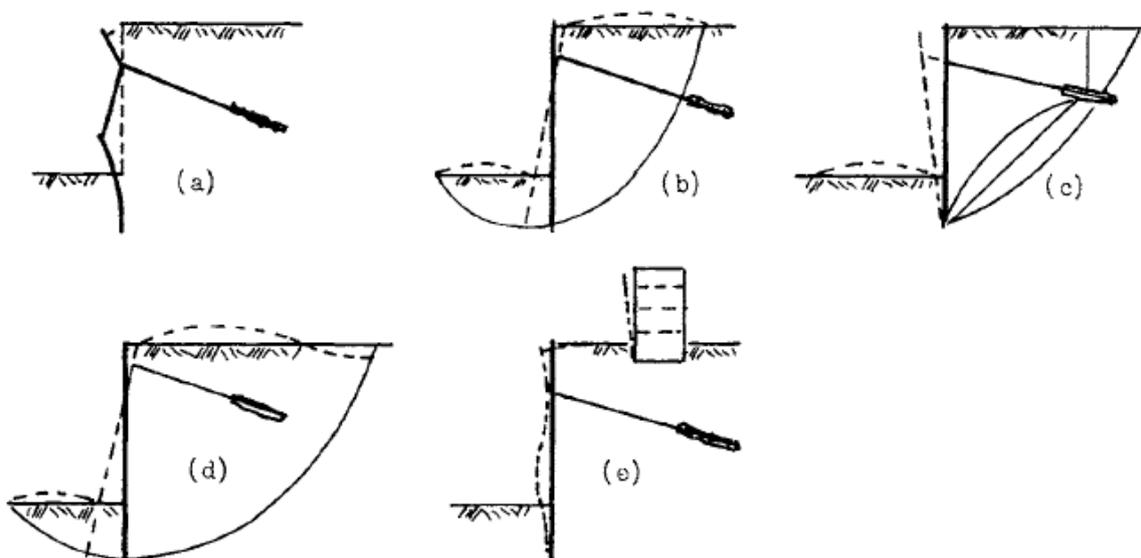


Figura 2.27. Condições limites para paredes atirantadas com uma linha de tirante no que se refere à localização da ancoragem. (a) carga além da capacidade estrutural da parede, (b) ficha insuficiente e tirante com trecho ancorado insuficiente após a superfície de ruptura, (c) ficha suficiente e tirante com trecho ancorado insuficiente dentro da região de ruptura, (d) ficha insuficiente e tirante ancorado na região de ruptura, (e) sistema parede-tirante-solo estável, mas com grandes deslocamentos.

2.8.2.3 Seleção do espaçamento e inclinação dos tirantes

No geral o espaçamento e a inclinação dos tirantes dependem das condições de acesso ao local, da posição e nível do subsolo vizinho e da sequência construtiva, como também, do número ótimo de tirantes e da carga nos tirantes. A análise estrutural, usualmente, indica o número ótimo de linhas e o espaçamento vertical e horizontal entre os tirantes. Esta

distribuição deve, então, ser verificada em relação à sequência construtiva esperada e coordenada com as demais operações. Por exemplo, a sequência de escavação mais favorável pode não fornecer estágios de escavação correspondente à posição selecionada para instalar o tirante. Se o acesso ao local for restrito, isto irá inibir o uso de equipamentos de perfuração maiores, levando ao uso de diâmetros de furos menores (Xanthakos, 1991). Dado que as cabeças dos tirantes constituem pontos de reação para estrutura, os tirantes podem ser posicionados para atender as condições desejadas de esforços na estrutura. Os espaçamentos dos tirantes não podem ser muito reduzidos, pois deve-se prever um espaçamento que possa acomodar desvios do alinhamento da perfuração e que evite a sobreposição de zonas tensionadas do solo pelo tirante. Segundo Xanthakos (1991), a zona tensionada pode ser estimada como igual a três vezes o raio efetivo da ancoragem. Neste contexto e levando em consideração a possibilidade de desvio de alinhamento, Xanthakos (1991) sugere que os trechos ancorados estejam espaçados entre dois e três metros, tanto na vertical quanto na horizontal. E o CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (2006) recomenda que o espaçamento seja maior ou igual a 3,5 vezes o diâmetro do bulbo de ancoragem, Figura 2.28, e que esteja espaçado mais de 5 m da superfície e $0,15H$ da superfície de $45^\circ - \phi'/2$.

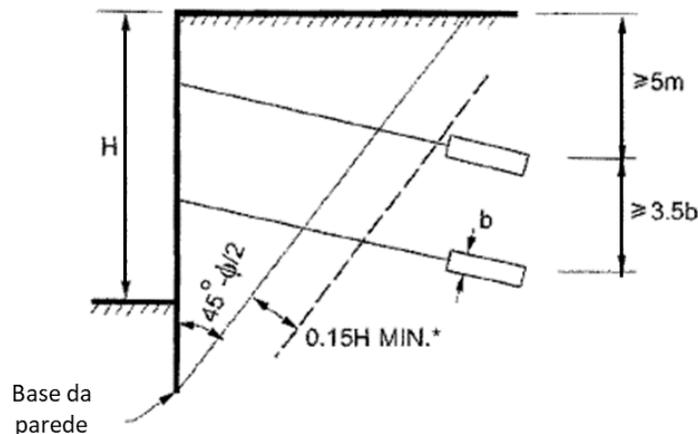


Figura 2.28. Espaçamento e profundidades recomendadas para tirantes (modificado – CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 2006).

Os tirantes são inclinados para favorecer a perfuração, a injeção da argamassa, evitar estruturas próximas, chegar a uma camada de solo ou rocha mais favorável e fornecer maior tensão vertical no trecho ancorado. Especialmente em solos não coesivos, a ancoragem necessita de tensões verticais para amplificar as tensões por atrito no final do tirante (Day, 2006).

De acordo com Xanthakos (1991), o ângulo de inclinação mínimo é de 15° com a horizontal para fornecer condições apropriadas para a injeção da argamassa e a maioria dos tirantes são instalados com ângulos entre 15° e 30°. Caso o solo ou rocha mais adequado para a ancoragem esteja profundo (mais de dez metros, por exemplo), a inclinação pode ser mais acentuada, geralmente, 45°. Quando são utilizadas inclinações mais acentuadas, a componente vertical da reação do tirante transmitida à parede é maior e esta deve ser resistida pela base da contenção.

2.8.3 Métodos de ensaios de qualificação e de recebimento

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), o comprimento do trecho ancorado do tirante deve ser estabelecido em projeto, cujo desempenho deve ser verificado por meio de ensaios e ajustado conforme necessidade. A incorporação de carga somente pode ser considerada definitiva depois de executado e aceito o tirante por meio do ensaio de recebimento. A seguir são descritos de forma sucinta os métodos de ensaios de qualificação e de recebimento apresentados na NBR 5629 (ABNT, 2018).

Os métodos de ensaio para qualificação (comportamento), bem como recebimento (desempenho), avaliam as cargas nos tirantes, fundamentados na aplicação de carga axial de tração e medição dos deslocamentos na cabeça do tirante.

Os ensaios de recebimento consistem em iniciar com uma carga da ordem de 10% da carga máxima prevista no ensaio, ir até a carga máxima prevista para o ensaio (a qual deve ser inferior a 90% da resistência ao escoamento do elemento resistente à tração), retornar à carga inicial e recarregar até a carga de incorporação.

Em pelo menos 10% dos tirantes devem ser aplicadas cargas de até 1,75 vezes a carga de trabalho prevista para os tirantes permanentes ou de 1,5 vezes a carga de trabalho prevista para os tirantes provisórios. Nos demais tirantes são aplicadas cargas de até 1,4 vezes a carga de trabalho para os tirantes permanentes e de até 1,2 vezes a carga de trabalho para os tirantes provisórios, como apresentado na Tabela 2.5. Devem ser feitas medições de deslocamento da cabeça, tanto na fase de carga, como de descarga de cada estágio. Na carga máxima, os deslocamentos da cabeça devem ser menores que 1 mm após 5 min.

Tabela 2.5. Cargas para leitura em ensaios de recebimento (modificado - ABNT, 2018)

Estágios de carga		T_0	$0,3T$	$0,6T$	$0,8T$	$1,0T$	$1,2T$	$1,4T$	$1,5T$	$1,6T$	$1,75T$
Em pelo menos 10% dos tirantes	Permanente										
	Provisório										
Nos demais	Permanente										
	Provisório										

Nota: T_0 é a carga inicial e T a carga de trabalho prevista.

Os ensaios de qualificação são utilizados para investigar ou adequar um determinado tirante em um determinado terreno. Este deve ser executado em pelo menos 1% da quantidade, arredondado para cima, dos tirantes permanentes e em um dos primeiros tirantes da obra. Neste ensaio, a partir dos deslocamentos observados, são medidos: a capacidade de carga; os deslocamentos sob carga constante; o comprimento livre equivalente; o atrito ao longo do comprimento livre; e o comportamento sob carga de longa duração.

O ensaio de qualificação com medição de fluência deve ser executado em pelo menos 0,5 % da quantidade dos tirantes permanentes em obras com mais de 100 tirantes. Este ensaio é aplicado para avaliação da perda de carga do tirante ao longo do tempo. São aceitos tirantes com coeficiente de fluência menores ou iguais a 2 mm para uma carga de 1,75 vezes a carga de trabalho.

O ensaio de qualificação também é realizado em ciclos de carga e descarga. A Tabela 2.6 apresenta os estágios de carga para o ensaio, onde devem ser efetuadas medições de deslocamento, na carga e na descarga. Nos ensaios para análise de fluência somente é necessário iniciar a leitura a partir da carga de $0,75T$.

Tabela 2.6. Cargas para leitura em ensaios de qualificação(modificado - ABNT, 2018)

Estágios de carga	T_0	$0,4T$	$0,75T$	$1,0T$	$1,25T$	$1,5T$	$1,75T$
Tirantes permanentes							
Observação da fluência							

Nota: T_0 é a carga inicial e T a carga de trabalho prevista.

2.9 PYTHON

Python é uma linguagem de programação interpretadora, a qual permite um ganho de tempo durante o desenvolvimento de um código, porque não é necessário compilação e

vinculação. O interpretador pode ser utilizado interativamente, facilitando a realização de experimentos, a escrita de programas e de funções de testes durante todo o desenvolvimento do programa. O Python possui diversas bibliotecas internas que vêm por padrão com o *software* como o tkinter e math (PYTHON SOFTWARE FOUNDATION, 2021). Além disto, a comunidade e empresas desenvolveram diversas outras bibliotecas como o NumPy, SciPy, matplotlib e Spyder. A seguir são descritos brevemente cada pacote.

O tkinter fornece ferramentas de criação de interface gráfica de usuário e é independente de plataforma. As principais vantagens do tkinter são a velocidade e que já vem incluído no Python. Isto permitiu que fossem desenvolvidos diversos materiais na internet explicando e demonstrando o seu uso (PYTHON SOFTWARE FOUNDATION, 2021).

O NumPy é uma biblioteca responsável pela operação de matrizes n-dimensionais de forma rápida e versátil, além de oferecer funções matemáticas abrangentes. O núcleo do NumPy é o código C bem otimizado, unindo a flexibilidade do Python com a velocidade do código compilado (Oliphant, 2006). Esta biblioteca é utilizada como base para diversas outras, como o SciPy.

O SciPy é uma biblioteca científica. Ele é usado em quase metade dos projetos de *machine learning* no GitHub e foi utilizado em projetos de alto perfil, incluindo a análise de ondas gravitacionais (LIGO) e a criação da primeira imagem de um buraco negro (M87). A biblioteca inclui diversas funcionalidades, como por exemplo: integração, interpolação, álgebra linear e algoritmos de minimização (Virtanen *et al.*, 2019).

O matplotlib é um pacote de gráficos usado para desenvolvimento de aplicativos interativos e geração de imagem com qualidade de publicação tanto em interfaces de usuário quanto em sistemas operacionais (Hunter, 2007).

O Spyder é um ambiente científico de escrita de código para o Python. Ele possui edição avançada, análise, depuração e funcionalidade de criação de perfil de uma ferramenta de desenvolvimento abrangente com a exploração de dados, execução interativa e inspeção profunda (Raybaut, 2017).

3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consiste na modelagem matemática e computacional dos fenômenos de infiltração de água, resistência cisalhante não saturada e transiente, empuxos ativos e passivos não saturados e transiente e comprimento da ficha ou do trecho ancorado dos tirantes requeridos para resistir às ações de tombamento da estrutura variando com o tempo. Após esta modelagem foi criada uma interface gráfica de usuário para interação externa, foram realizadas quatro simulações para análise da resposta dos modelos em condições específicas e feitas análises paramétricas para verificação do comportamento dos modelos em relação à variação dos parâmetros de entrada.

3.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM

A metodologia deste trabalho consiste na modelagem e análise do tombamento de uma contenção vertical de estacas justapostas com ou sem tirantes durante infiltração de água em solo homogêneo não saturado. A Figura 3.1 apresenta o fluxograma da modelagem proposta. As condições de fluxo de água no solo utilizadas são as definidas analiticamente por Cavalcante e Zornberg (2017) no caso 1 ou 3, representando a condição de um lençol freático profundo com teor de umidade ou uma infiltração constante, respectivamente, na superfície do solo a esquerda e a direita da contenção.

Para o uso do caso 1 em um tempo longo de análise, a umidade máxima imposta no topo da coluna $\theta_{0,max}$ [-] deve ser

$$\theta_{0,max} = \theta_s - \theta_r. \quad (3.1)$$

para que em um tempo suficientemente grande de análise a descarga no topo da coluna seja no máximo igual a sua condutividade hidráulica saturada, visto que a descarga no topo da coluna de solo para um tempo suficientemente longo é dada por $\theta_0 k_s / (\theta_s - \theta_r)$ (Cavalcante e Zornberg, 2017). E a taxa de infiltração máxima a ser considerada para o uso do caso 3 deve ser inferior à descarga máxima descrita por Cavalcante e Zornberg (2017) pela Equação (2.46)

A propressão do ar foi adotada como igual a zero $u_a = 0$, ou seja, está em equilíbrio com a pressão atmosférica (Fredlund e Rahardjo, 1993). E a sucção osmótica foi desconsiderada, ou seja, a sucção total e sua variação é dada somente por variações na sucção mátrica, assim $\psi = (u_a - u_w) = -u_w$ (Fredlund e Rahardjo, 1993; Gitirana Junior *et al.*, 2015).

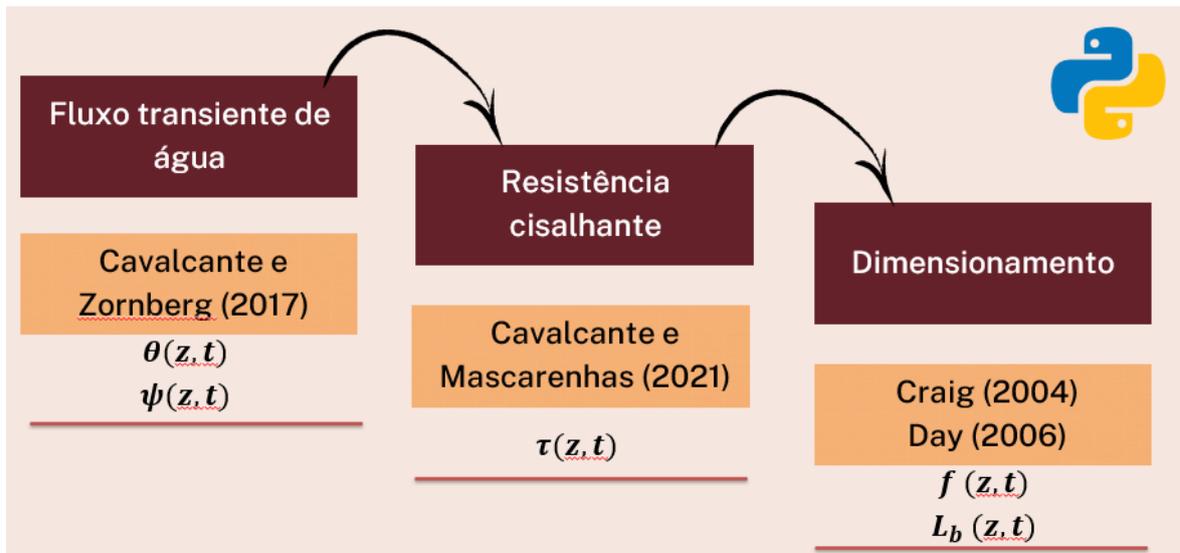


Figura 3.1. Fluxograma da implementação do cálculo de ficha e comprimento de ancoragem na condição transiente de fluxo de água em solo não saturado.

Foi adotado o critério de Mohr-Coulomb para a resistência cisalhante do solo, adaptado para o caso não saturado proposto por Cavalcante e Mascarenhas (2021), o qual se adequa às formulações propostas por Cavalcante e Zornberg (2017). Esta resistência foi estendida para o caso de fluxo transiente em meio poroso não saturado sob infiltração unidimensional com o acoplamento da solução analítica do caso 1 e 3 de Cavalcante e Zornberg (2017).

As equações de empuxo ativo e passivo foram desenvolvidas a partir da equação da resistência cisalhante transiente em meio poroso não saturado, semelhante ao realizado por Fredlund e Rahardjo (1993), no entanto, considerando a variação no tempo com o modelo analítico de infiltração.

Desta forma, foram obtidas as dimensões necessárias da contenção por estacas justapostas considerando efeitos do solo não saturado e da infiltração de água. O dimensionamento foi realizado pelo método de cálculo descrito por Craig (2004), no qual foi calculada a profundidade do ponto de rotação d necessária para o equilíbrio ao longo do tempo a partir dos momentos provenientes dos empuxos ativos e passivos transientes e não saturados. Em seguida, o comprimento da ficha f necessária para resistir ao empuxo ativo foi calculada ao longo do tempo de infiltração como sendo igual a 1,2 vezes a profundidade do ponto de rotação d . Foi desconsiderada toda a região de empuxo ativo negativo originado pela coesão ou sucção, dado que a resistência a tração do solo é desprezível (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A parede de estacas justapostas atirantadas foi analisada considerando uma ficha fixa pré-determinada e linhas de tirantes igualmente espaçadas entre si e com mesma carga de trabalho. A influência dos tirantes sob a parede de estacas foi feita de forma simplificada, a partir da consideração de que a presença dos tirantes somente adiciona forças na estrutura, ou seja, os tirantes não modificam a distribuição dos empuxos desenvolvidos ao longo da parede em relação à distribuição na análise das estacas justapostas e o ponto de rotação é mantido a uma profundidade $d = f/1,2$. O cálculo do trecho ancorado do bulbo foi feito pela Equação ((2.62).

As hipóteses adotadas são fundamentadas nas considerações advindas das formulações para o fluxo transiente de água, resistência cisalhante, equilíbrio limite plástico e resistência de ancoragem que foram utilizadas e nas simplificações para a realização deste trabalho. A seguir são apresentadas as hipóteses do modelo na condição de fluxo transiente em solo não saturado:

- Solo homogêneo
- Lençol freático profundo;
- A resistência cisalhante não saturada do solo é do tipo I;
- Condições de deformação plana;
- Ruptura da estrutura ocorre por limite de plasticidade;
- A parede de estacas é admitida como indeformável e sem atrito com o solo;
- Os deslocamentos do solo promovem o desenvolvimento completo dos empuxos de terra ativos e passivos;
- O solo não tem suas propriedades modificadas com a inserção da parede e dos tirantes, ou seja, a densificação do solo por inserção da estaca não é considerada;
- O fluxo de água ocorre somente na direção vertical, ou seja, não são considerados dispositivos de drenagem do solo retido;
- Os efeitos de variação volumétrica do solo são desprezíveis;
- Superfície de topo e da base sem inclinação;
- Superfície de topo descoberta, ou seja, ausência de elementos que possam influenciar na sucção ou fluxo de água (ex: vegetação e impermeabilização);
- A sobrecarga superficial é distribuída de forma contínua ao longo da profundidade.
- A transferência de carga da argamassa para o solo ocorre uniformemente ao longo do trecho ancorado;

- O furo e o trecho ancorado possuem o mesmo diâmetro;
- A ruptura do trecho ancorado ocorre ao longo da zona de cisalhamento mais fraca, a qual pode ser na interface ou fora dela;
- Não ocorre perda de ligação ao longo da zona de contato da argamassa-solo;
- Não existem descontinuidades ou planos de clivagem que possam alterar o processo de falha do tirante;
- A tensão cisalhante resistente ao arrancamento na ligação argamassa-solo é constante.

Os modelos foram implementados com o uso da linguagem de programação Python e das bibliotecas tkinter, NumPy, SciPy, matplotlib e Spyder. Foi desenvolvida uma interface gráfica que recebe os seguintes parâmetros de entrada, a Figura 3.2 apresenta graficamente os parâmetros:

- Parâmetros geotécnicos do solo: c' , ϕ' , γ_d , k_s , δ , θ_s , θ_r , τ_f ;

onde tem-se, respectivamente, coesão efetiva, ângulo de atrito efetivo, peso específico seco, permeabilidade saturada, parâmetro hidráulico de Cavalcante e Zornberg (2017), teor de umidade volumétrico saturado (porosidade), teor de umidade volumétrico residual e resistência cisalhante ao arrancamento argamassa-solo.

- Condições de contorno do fluxo de água no solo: θ_0 , v_0 , θ_t

onde tem-se, respectivamente, teor de umidade volumétrico constante na superfície de topo, infiltração constante na superfície de topo e teor de umidade volumétrico inicial da coluna de solo.

- Geometria da contenção: H , n , e_h , b , f e α ;

onde tem-se, respectivamente, profundidade da escavação, número de tirantes, espaçamento horizontal entre tirantes, diâmetro do bulbo de ancoragem, comprimento fixo da ficha e ângulo de inclinação do tirante.

- Sobrecarga: sobrecarga na superfície e sobrecarga na escavação (para caso seja necessário analisar o comportamento em uma situação particular);
- Fator de segurança para ficha e para o tirante e coeficiente de redução do empuxo passivo: FS_{ficha} , $FS_{tirante}$ e C_R .

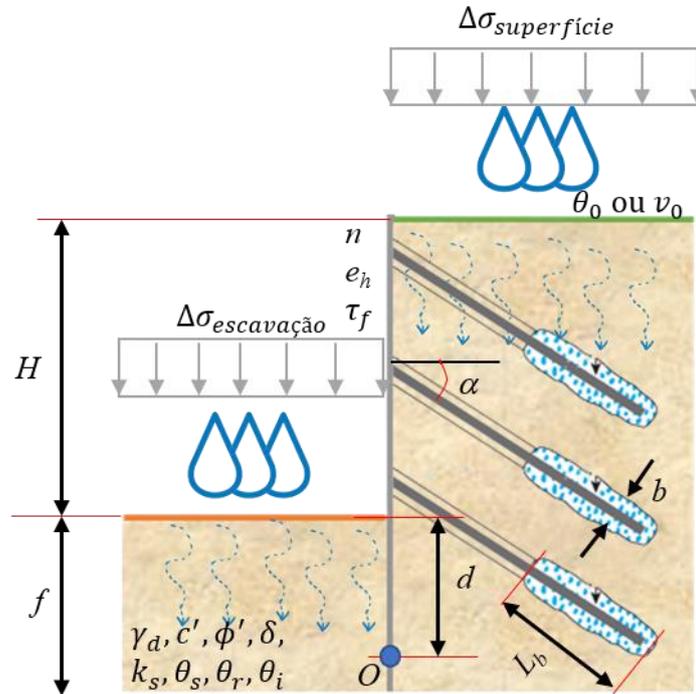


Figura 3.2. Ilustração dos parâmetros de entrada.

O código desenvolvido tem como resultado o comprimento da ficha necessária ou o comprimento do trecho ancorado do tirante. Também, são gerados gráficos de teor de umidade volumétrica, tensões verticais e tensões horizontais ao longo da profundidade para apresentar as condições as quais a contenção e o solo estão submetidos ao longo do tempo e os gráficos da curva de retenção de água no solo e da curva de condutividade hidráulica não saturada do solo especificado.

3.2 PARÂMETROS DE ENTRADA PARA AS SIMULAÇÕES

Foram definidas quatro simulações para analisar os resultados da modelagem. O conjunto de parâmetros de entrada foi definido de forma a representar situações comuns na prática da engenharia, ainda que não sejam parâmetros obtidos por ensaios. Os níveis freáticos são considerados profundos em todas as análises. Esta situação é comum em algumas zonas de Brasília-DF como apresentado no estudo de caso de Silva (2007), onde na Universidade de Brasília (UnB) existem locais com nível freático com profundidade superior a 10 m e no Sudoeste não foi identificado nível freático em 20 m de profundidade (valores aproximados). O peso específico da água foi adotado como 9,81 kN/m³ em todas as simulações.

O teor de umidade volumétrica inicial foi analisado considerando três cenários de umidade no perfil de solo, o primeiro representa o solo na condição seca com teor de umidade volumétrica próximo ao residual, o segundo e o terceiro representam condições em que ocorreram chuvas antecedentes, nos quais foram utilizados graus de saturação de 40% e 90%, respectivamente.

Em seguida, o modelo não saturado foi comparado com a resposta obtida no software Geo5 e com o modelo saturado desenvolvido, o qual considera o solo saturado (sem efeitos de sucção e sem pressão hidrostática) e coesão e ângulo de atrito efetivos para simular o solo não saturado atingindo a condição saturada.

Os resultados do comprimento da ficha obtidos foram comparados com a solução proposta no programa Geo5 utilizando os mesmos parâmetros e hipóteses do modelo proposto quando possível. O software Geo5 utiliza um método iterativo semelhante ao desenvolvido para o modelo saturado, a única diferença entre os modelos é que o comprimento abaixo do ponto de rotação O não é arbitrado como igual a $0,2d$ e sim calculada a profundidade abaixo do ponto O que promove o equilíbrio das forças de cisalhamento (Geo5, 2018), o que, geralmente, resulta em valores inferiores de ficha.

Em relação ao comprimento do trecho ancorado não foi possível comparar com o Geo5, pois os modelos desenvolvidos calculam o comprimento do trecho ancorado para uma ficha fixa, enquanto o Geo5 realiza o oposto, para tirantes com dimensões pré-definidas ele calcula a ficha necessária.

A Figura 3.3 apresenta um fluxograma das simulações, foram escolhidas duas simulações para cada tipo de estrutura de contenção variando os parâmetros do solo para simular um solo tipo areia pouco graduada e o outro um silte arenoso para avaliar, principalmente, diferentes condições de fluxo de água e de coesão. O fluxo de água utilizado em todas as simulações foi o de teor de umidade volumétrica constante na superfície de topo, caso 1, os resultados para infiltração constante, caso 3, são semelhantes.

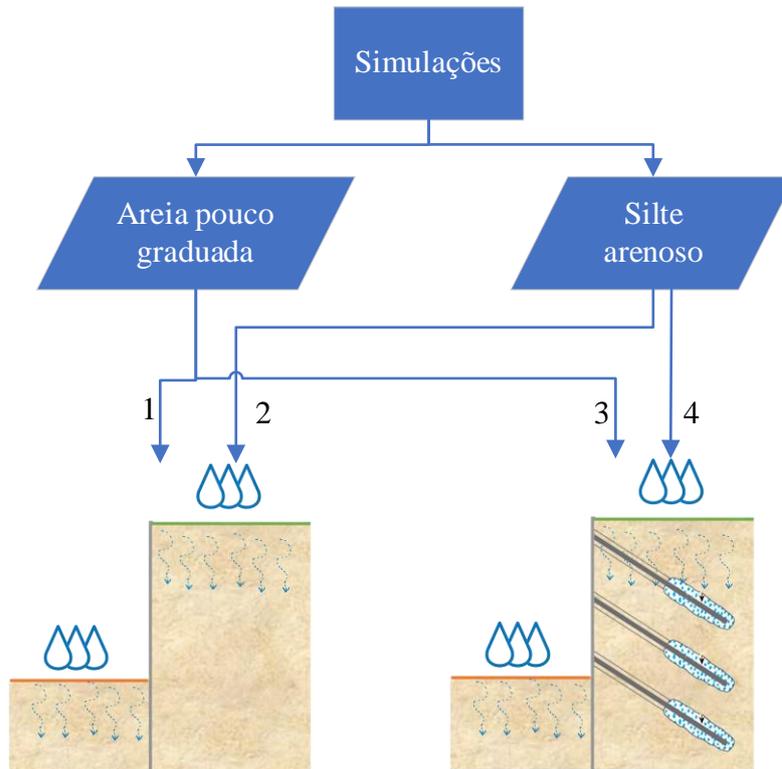


Figura 3.3. Fluxograma das simulações feitas.

3.2.1 Simulação 1

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros de entrada escolhidos para primeira simulação. O solo tem parâmetros típicos de uma areia pouco graduada com densidade média e alta permeabilidade, possuindo peso específico seco de $18,5 \text{ kN/m}^3$, ângulo de atrito de 33° , parâmetro hidráulico δ de $0,01 \text{ kPa}^{-1}$, permeabilidade saturada de 1800 mm/h , porosidade de $0,45$ e teor de umidade volumétrica residual de $0,01$. Foi considerado teor de umidade volumétrica na superfície de $0,44$. A profundidade da escavação é de $5,0 \text{ m}$ e, seguindo as recomendações de Craig (2004), foi adotada sobrecarga de 10 kN/m^2 na superfície e adicionado 10% da profundidade ou no máximo $0,5 \text{ m}$ para considerar efeitos de escavação excessiva, assim no cálculo foi adotada profundidade de $5,5 \text{ m}$. O fator de segurança contra o tombamento da parede foi adotado como igual a $1,5$.

Tabela 3.1. Parâmetros de entrada para a simulação 1.

Entrada	Parâmetro
Parâmetros geotécnicos do solo	$\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 0$
	$\phi' = 33^\circ$
	$\delta = 0,01 \text{ kPa}^{-1}$
	$k_s = 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$
	$\theta_s = 0,45$
	$\theta_r = 0,01$
Condições de contorno do fluxo de água no solo	1. $\theta_i = 0,05$ (ou $\psi_0 = 239,79 \text{ kPa}$)
	2. $\theta_i = 0,18$ (ou $\psi_0 = 95,01 \text{ kPa}$)
	3. $\theta_i = 0,405$ (ou $\psi_0 = 10,79 \text{ kPa}$)
	$\theta_0 = 0,44$
Geometria da contenção	$H = 5,5 \text{ m}$
Sobrecarga	Superfície = 10 kN/m^2
	Escavação = 0
Fator de Segurança	$FS_{ficha} = 1,5$

3.2.2 Simulação 2

A Tabela 3.2 apresenta os parâmetros de entrada escolhidos para a segunda simulação. O solo tem parâmetros típicos de um silte arenoso de consistência dura, com coesão intermediária e tem baixa permeabilidade se comparado à areia analisada, possuindo peso específico seco de 18 kN/m^3 , coesão efetiva de 20 kPa , ângulo de atrito de 24° , parâmetro hidráulico δ de $0,005 \text{ kPa}^{-1}$ (solo com granulometria mais fina), permeabilidade saturada de 18 mm/h , porosidade de $0,40$ e teor de umidade volumétrica residual de $0,02$. Foi utilizado teor de umidade volumétrica na superfície de $0,38$. Os demais dados são os mesmos adotados na simulação 1.

Tabela 3.2. Parâmetros de entrada para a simulação 2.

Entrada	Parâmetro
Parâmetros geotécnicos do solo	$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 20 \text{ kPa}$
	$\phi' = 24^\circ$
	$\delta = 0,005 \text{ kPa}^{-1}$
	$k_s = 5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
	$\theta_s = 0,40$
Condições de contorno do fluxo de água no solo	1. $\theta_i = 0,05$ (ou $\psi_0 = 507,79 \text{ kPa}$)
	2. $\theta_i = 0,16$ (ou $\psi_0 = 199,71 \text{ kPa}$)
	3. $\theta_i = 0,36$ (ou $\psi_0 = 22,24 \text{ kPa}$)
	$\theta_0 = 0,38$
Geometria da contenção	$H = 5,5 \text{ m}$
Sobrecarga	Superfície = 10 kN/m^2
	Escavação = 0
Fator de Segurança	$FS_{ficha} = 1,5$

3.2.3 Simulação 3

A Tabela 3.3 apresenta os parâmetros de entrada escolhidos para a terceira simulação. Foram escolhidos os mesmos parâmetros do solo e de condições de contorno da simulação 1, mas simulando uma parede de estacas justapostas atirantada.

A profundidade da escavação adotada foi de 14,5 m e, seguindo as recomendações de Craig (2004), foi adotada sobrecarga de 10 kN/m^2 na superfície e adicionado 10% da profundidade ou no máximo 0,5 m para considerar efeitos de escavação excessiva, assim no cálculo foi adotada profundidade de 15 m. Foram adotados três tirantes igualmente espaçados entre si de 5,0 m na vertical e de 5,0 m na horizontal, o ângulo de inclinação dos tirantes é de 25° . O fator de segurança da interface argamassa-solo foi adotado como igual a 1,5.

Tabela 3.3. Parâmetros de entrada para a simulação 3.

Entrada	Parâmetro
Parâmetros geotécnicos do solo	$\gamma_d = 18,5 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 0$
	$\phi' = 33^\circ$
	$\tau_f = 300 \text{ kPa}$
	$\delta = 0,01 \text{ kPa}^{-1}$
	$k_s = 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$
	$\theta_s = 0,45$
Condições de contorno do fluxo de água no solo	1. $\theta_t = 0,05$ (ou $\psi_0 = 239,79 \text{ kPa}$)
	2. $\theta_t = 0,18$ (ou $\psi_0 = 95,01 \text{ kPa}$)
	3. $\theta_t = 0,405$ (ou $\psi_0 = 10,79 \text{ kPa}$)
	$\theta_0 = 0,44$
Geometria da contenção	$H = 15 \text{ m}$
	$f = 4,0 \text{ m}$
	$b = 0,30 \text{ m}$
	$e_h = 5 \text{ m}$
	$n = 3 \rightarrow e_v = 5 \text{ m}$
Sobrecarga	$\alpha = 25^\circ$
	Superfície = 10 kN/m^2 Escavação = 0
Fator de Segurança	$FS_{\text{tirante}} = 1,5$ $C_R = 1,0$

3.2.4 Simulação 4

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros de entrada escolhidos para quarta simulação. Foram escolhidos os mesmos parâmetros do solo e de condições de contorno da simulação 2, mas agora simulando uma parede de estacas justapostas atirantada como a da simulação 3.

Tabela 3.4. Parâmetros de entrada para a simulação 4.

Entrada	Parâmetro
Parâmetros geotécnicos do solo	$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$
	$c' = 20 \text{ kPa}$
	$\phi' = 24^\circ$
	$\tau_f = 350 \text{ kPa}$
	$\delta = 0,005 \text{ kPa}^{-1}$
	$k_s = 5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
	$\theta_s = 0,40$ $\theta_r = 0,02$
Condições de contorno do fluxo de água no solo	1. $\theta_i = 0,05$ (ou $\psi_0 = 507,79 \text{ kPa}$)
	2. $\theta_i = 0,16$ (ou $\psi_0 = 199,71 \text{ kPa}$)
	3. $\theta_i = 0,36$ (ou $\psi_0 = 22,24 \text{ kPa}$)
	$\theta_0 = 0,38$
Geometria da contenção	$H = 15 \text{ m}$
	$f = 4,0 \text{ m}$
	$b = 0,30 \text{ m}$
	$e_h = 5 \text{ m}$
	$n = 3 \rightarrow e_v = 5 \text{ m}$ $\alpha = 25^\circ$
Sobrecarga	Superfície = 10 kN/m^2
	Escavação = 0
Fator de Segurança	$FS_{\text{tirante}} = 1,5$ $C_R = 1,0$

3.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica de cada um dos parâmetros de entrada para o cálculo do comprimento da ficha e do comprimento do trecho ancorado dos tirantes foi feita utilizando como base o solo do tipo areia pouco graduada com densidade média da simulação 1 e 3 e o caso 1 de infiltração e foram adotados três valores para cada um dos parâmetros geotécnicos do solo, para as condições de fluxo de água, de geometria da contenção e de sobrecarga para ilustrar em uma figura o comportamento dos modelos desenvolvidos.

4 RESULTADOS

4.1 MODELAGEM MATEMÁTICA DO PROBLEMA

4.1.1 Parede de estacas justapostas

A Figura 4.1 ilustra a parede de estacas modelada e suas variáveis, o fluxo de água vertical ao longo da superfície pode ser dado pelo teor de umidade constante na superfície – caso 1 de Cavalcante e Zornberg (2017) – ou infiltração constante na superfície – caso 3 de Cavalcante e Zornberg (2017). Para as condições de contorno de fluxo dadas e desprezando qualquer interferência que possa ser exercida pela parede, o teor de umidade volumétrica ao longo da profundidade pode ser obtido pela equação:

$$\theta(z, t) = \begin{cases} \theta_i + (\theta_0 - \theta_i)A(z, t), & \text{se caso 1} \\ \theta_i + \left[\frac{v_0}{k_s} (\theta_s - \theta_r) - \theta_i \right] C(z, t), & \text{se caso 3} \end{cases} \quad (4.1)$$

Assumindo que a variação da sucção mátrica corresponde a variação da sucção total, ou seja, a sucção osmótica é desprezível, tem-se:

$$(u_a - u_w)(z, t) = \psi(z, t) = \frac{1}{\delta} \ln \left(\frac{\theta(z, t) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (4.2)$$

O peso específico do solo em um determinado teor de umidade volumétrica pode ser expresso pela relação linear:

$$\gamma(z, t) = \frac{m_s g + m_w g}{V_t} = \left(\frac{m_s g}{V_t} + \frac{m_w g V_w}{V_w V_t} \right) = \gamma_d + \gamma_w \theta(z, t) \quad (4.3)$$

onde m_s é a massa dos grãos de solo [M] e m_w é a massa de água no solo [M] e γ_d é o peso específico do solo seco. A tensão normal líquida vertical ao longo da profundidade e do tempo com uma sobrecarga uniforme na superfície ou na escavação passa a ser:

$$(\sigma_v - u_a)(z, t) = \int_0^z \gamma(z, t) dz + \Delta\sigma \quad (4.4)$$

onde $\Delta\sigma$ é a sobrecarga uniforme aplicada na superfície ou na escavação [$ML^{-1}T^{-2}$]. Por simplificação, é adotado que a sobrecarga é constante ao longo da profundidade, ou seja, a parede não interfere na distribuição da sobrecarga.

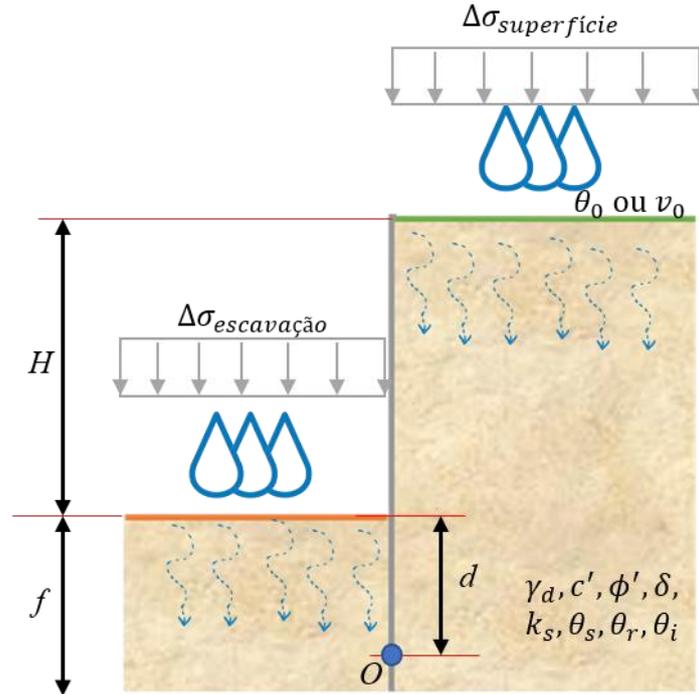


Figura 4.1. Representação da modelagem da parede de estacas.

Manipulando a expressão da resistência cisalhante não saturada de Cavalcante e Mascarenhas (2021) tem-se:

$$\tau(z, t) = c(z, t) + (\sigma_v(z, t) - u_a) \tan \phi' \quad (4.5)$$

onde c representa a coesão total do solo $[ML^{-1}T^{-2}]$, a qual abrange a parcela referente à coesão efetiva e à sucção:

$$c(z, t) = c' + e^{-\delta|\psi(z, t)|} |\psi(z, t)| \tan \phi' \quad (4.6)$$

Analisando os estados de equilíbrio limite plástico, tem-se que quando a parede se desloca no sentido oposto à massa de solo a tensão horizontal é reduzida até o valor limite correspondente ao estado ativo. Considerando um plano para análise de uma sucção mátrica específica, tem-se a partir da relação geométrica do círculo de Mohr (Figura 2.15):

$$\sin \phi' = \frac{\frac{(\sigma_v - u_a) - (\sigma_h - u_a)}{2}}{\frac{(\sigma_h - u_a) + (\sigma_v - u_a)}{2} + c \cot \phi'} \quad (4.7)$$

Realizando manipulações algébricas e trigonométricas, a tensão horizontal no estado ativo pode ser representada por:

$$(\sigma_h - u_a)(z, t) = \frac{(\sigma_v - u_a)(z, t)}{N_\phi} - \frac{2c(z, t)}{\sqrt{N_\phi}} \quad (4.8)$$

onde o parâmetro N_ϕ é dado por:

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (4.9)$$

Substituindo o termo c e isolando as parcelas que influenciam a tensão horizontal sob empuxo ativo tem-se:

$$(\sigma_h - u_a)(z, t) = \frac{(\sigma_v - u_a)(z, t)}{N_\phi} - \frac{2c'}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{2}{\sqrt{N_\phi}} e^{-\delta|\psi(z,t)|} |\psi(z, t)| \tan \phi' \quad (4.10)$$

onde a primeira parcela do lado direito da equação está relacionada com os efeitos da tensão vertical, a qual aumenta o efeito do empuxo ativo, já a segunda e a terceira parcelas estão relacionadas com a coesão efetiva e com os efeitos da sucção, respectivamente, e nota-se que elas reduzem o empuxo ativo. Devido a estas duas parcelas negativas, existem combinações de fatores que levam a tensões ativas negativas, como o solo tem baixa resistência à tração, estas tensões negativas foram desconsideradas e adotadas iguais a zero. A Figura 4.2 ilustra o gráfico do empuxo ativo em função da sucção para $\phi' = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $\delta = 0,005$ kPa⁻¹ e adotando tensão vertical constante $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa.

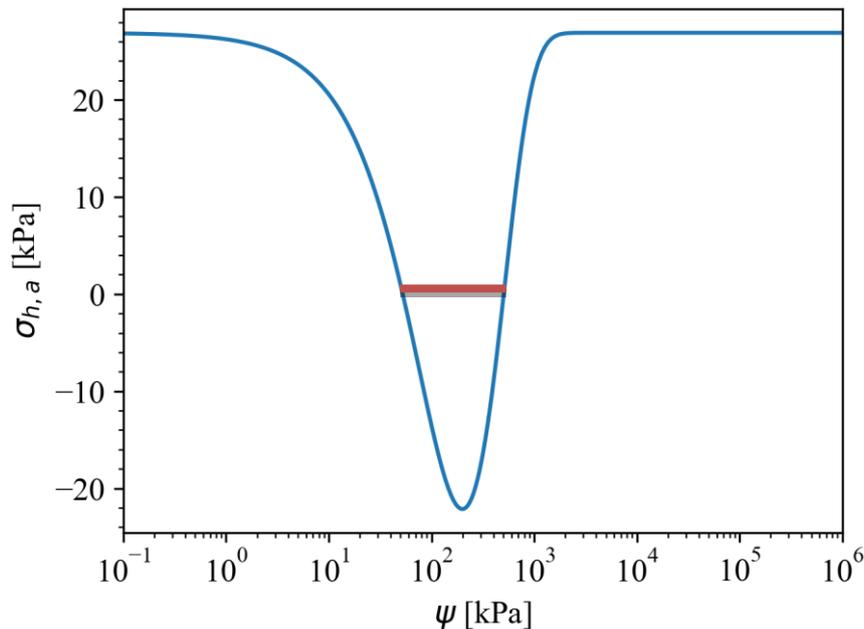


Figura 4.2. Empuxo ativo para $\phi' = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa e $\delta = 0,005$ kPa⁻¹.

Nota-se que em condições de sucção baixa e alta (alta e baixa umidade, respectivamente) a tensão horizontal ativa atinge o seu máximo valor. O mínimo desta função corresponde ao valor de pico da curva de resistência cisalhante não saturada dado por $\psi = 1/\delta$ (Cavalcante

e Mascarenhas, 2021). No intervalo de sucção próximo a este valor ocorrem as menores tensões ativas, as quais podem chegar a serem negativas a depender da tensão vertical atuante. Nas situações em que a tensão é negativa foi adotado o valor igual a zero, o que corresponde à linha vermelha apresentada na figura.

Já quando a parede se desloca em direção ao solo a tensão horizontal aumenta até o valor limite correspondente ao estado passivo. Considerando um plano para análise de uma sucção mátrica específica, tem-se a partir da relação geométrica do círculo de Mohr (Figura 2.18):

$$\sin \phi' = \frac{\frac{(\sigma_h - u_a) - (\sigma_v - u_a)}{2}}{\frac{(\sigma_h - u_a) + (\sigma_v - u_a)}{2} + c \cot \phi'} \quad (4.11)$$

Realizando manipulações algébricas e trigonométricas, a tensão horizontal no estado passivo pode ser representada por:

$$(\sigma_h - u_a)(z, t) = (\sigma_v - u_a)(z, t)N_\phi + 2c(z, t)\sqrt{N_\phi} \quad (4.12)$$

Substituindo o termo c e isolando as parcelas que influenciam a tensão horizontal sob empuxo passivo tem-se

$$(\sigma_h - u_a)(z, t) = (\sigma_v - u_a)(z, t)N_\phi + 2c'\sqrt{N_\phi} + 2\sqrt{N_\phi}e^{-\delta|\psi(z,t)|}|\psi(z, t)| \tan \phi' \quad (4.13)$$

onde a primeira, a segunda e a terceira parcelas estão relacionadas com a tensão vertical, a coesão efetiva e com os efeitos da sucção, respectivamente, e nota-se que todas elas aumentam o empuxo passivo.

A Figura 4.2 ilustra o gráfico do empuxo passivo em função da sucção para $\phi' = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $\delta = 0,005$ kPa⁻¹ e adotando tensão vertical constante $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa. Verifica-se que em condições de sucção baixa e alta (alta e baixa umidade, respectivamente) a tensão horizontal passiva atinge o seu máximo valor, o qual ocorre em $\psi = 1/\delta$.

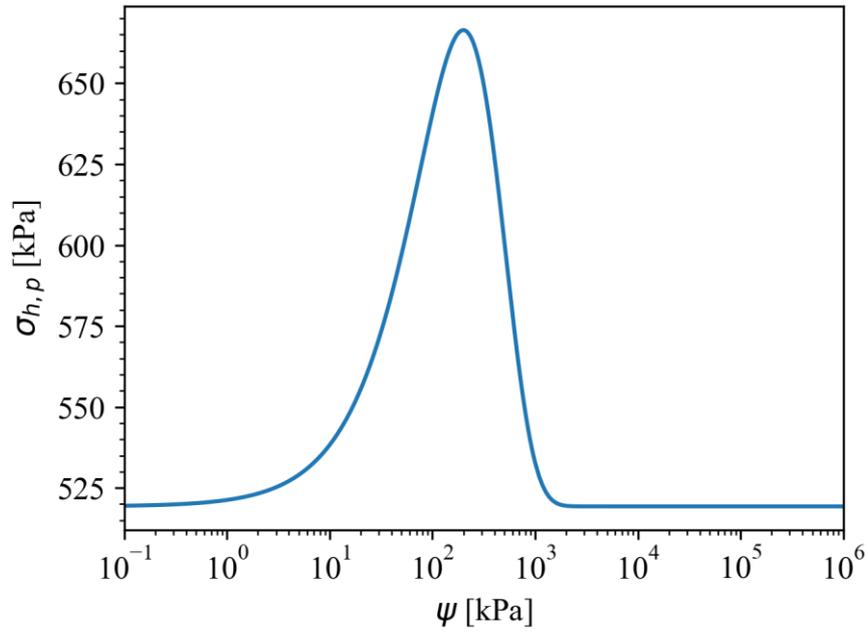


Figura 4.3. Tensão horizontal passiva para $\phi = 30^\circ$, $c' = 20$ kPa, $(\sigma_v - u_a) = 150$ kPa e $\delta = 0,005$ kPa $^{-1}$.

O ar presente no solo foi considerado como em equilíbrio com o ar atmosférico, assim a poropressão do ar foi igualada a zero $u_a = 0$. Para simplificar a notação das equações das tensões horizontais, foi adicionado um subscrito a para designar o estado ativo e o subscrito p para designar o estado passivo:

$$\sigma_{h,a}(z_1, t) = \frac{\sigma_v(z_1, t)}{N_\phi} - \frac{2c(z_1, t)}{\sqrt{N_\phi}}, \quad (4.14)$$

$$\sigma_{h,p}(z_2, t) = \sigma_v(z_2, t)N_\phi + 2c(z_2, t)\sqrt{N_\phi} \quad (4.15)$$

onde z_1 e z_2 são as distâncias [L] em relação ao eixo vertical que se inicia na superfície e na escavação, respectivamente.

Os momentos por comprimento longitudinal gerados pelas tensões horizontais ativas M_a [MLT $^{-2}$] e passivas M_p [MLT $^{-2}$] acima do ponto O e entorno do mesmo podem ser obtidos por:

$$M_a(t) = \int_0^{H+d} \sigma_{h,a}(z_1, t)((H+d) - z_1) dz_1, \quad (4.16)$$

$$M_p(t) = \int_0^d \sigma_{h,p}(z_2, t)(d - z_2) dz_2 \quad (4.17)$$

A partir do equilíbrio dos momentos gerados por estes empuxos entorno do ponto O e aplicando um fator de segurança FS na parcela resistente - empuxo passivo - pode-se obter a profundidade d do ponto de rotação O (Craig, 2004):

$$\sum M^O(t) = M_a(t) - \frac{M_p(t)}{FS_{ficha}} = 0 \quad (4.18)$$

a raiz dessa equação, profundidade d ao longo do tempo, não pode ser obtida diretamente e foi calculada a partir do método numérico de Gauss-Newton com o uso da função `scipy.optimize.fsolve` da biblioteca SciPy do Python. As integrais foram calculadas utilizando o método numérico Clenshaw-Curtis com o uso da função `scipy.integrate.quad`. Em seguida, o comprimento da ficha f foi calculado como igual a 1,2 vezes a profundidade do ponto de rotação d :

$$f(t) = 1,2d(t) \quad (4.19)$$

O modelo saturado de cálculo da parede de estacas justapostas foi desenvolvido da mesma forma que o caso não saturado com exceção dos componentes de sucção que foram desconsiderados.

4.1.2 Parede de estacas justapostas atirantada

A Figura 4.4 ilustra a parede de estacas atirantada modelada e suas variáveis. Foi adotado que os tirantes não alteram a distribuição das tensões horizontais ativas no maciço, portanto, o desenvolvimento das equações matemáticas para esta situação é igual aos apresentados na seção 4.1.1. Diferente da seção 4.1.1, nesta modelagem é adotada uma ficha fixa informada pelo usuário e o ponto de rotação d é igual ao comprimento da ficha dividido por 1,2. O modelo foi desenvolvido para fornecer o comprimento do trecho ancorado dos tirantes.

Foi considerado espaçamento uniforme entre tirantes tanto verticalmente e_v [L] quanto horizontalmente e_h [L] e que o primeiro e o último tirante da linha estão distante de metade do espaçamento vertical da superfície e da escavação, respectivamente. Assim, tem-se que o espaçamento vertical está relacionado com a profundidade da escavação H e a quantidade de tirantes n [-]:

$$e_v = \frac{H}{n} \quad (4.20)$$

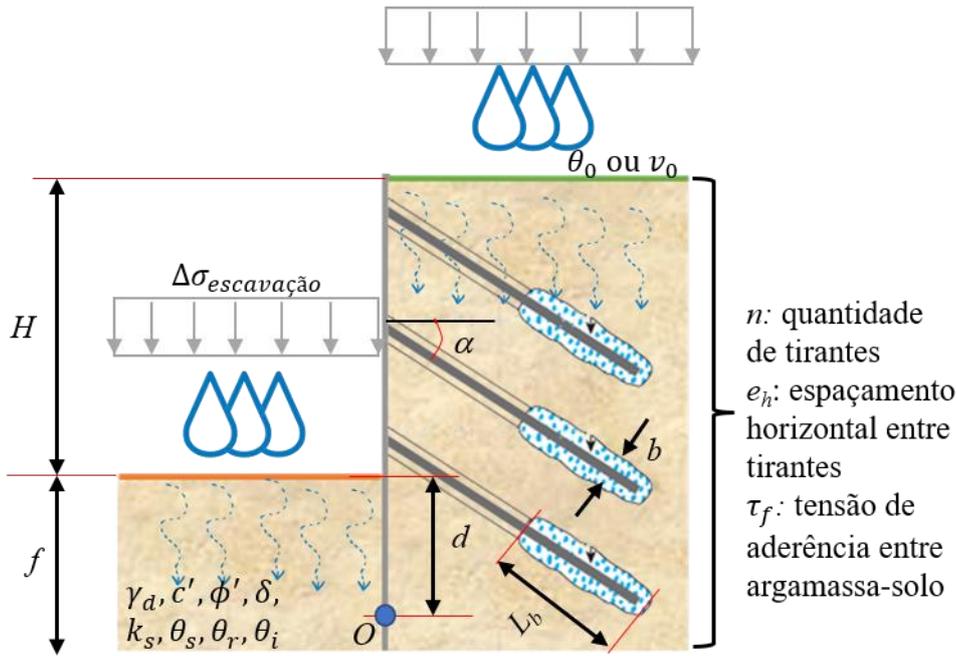


Figura 4.4. Representação da modelagem da parede de estacas atirantadas.

Realizando a soma dos momentos gerados por cada tirante entorno do ponto O e adotando que todos os tirantes transmitem a mesma carga para a estrutura tem-se:

$$\begin{aligned}
 M_{T,n} = & T \cos \alpha \left(H + d - \frac{e_v}{2} \right) + T \cos \alpha \left(H + d - \frac{e_v}{2} - e_v \right) \\
 & + T \cos \alpha \left(H + d - \frac{e_v}{2} - 2e_v \right) + \dots + T \cos \alpha \left(H + d - \frac{e_v}{2} - ne_v \right)
 \end{aligned} \quad (4.21)$$

onde $M_{T,n}$ é o momento resultante dos n tirantes em relação ao ponto O [ML^2T^{-2}] e T é a carga no tirante [ML^1T^{-2}]. Colocando esta equação em termo de somatório:

$$M_{T,n} = T \cos \alpha \left(\sum_{i=1}^n \left(H + d - \frac{e_v}{2} - (i-1)e_v \right) \right) \quad (4.22)$$

Após manipulações algébricas e decomposição em somatórios parciais obtém-se:

$$M_{T,n} = T \cos \alpha \left(nH + nd - \frac{e_v}{2} \sum_{i=1}^n 2i - 1 \right) \quad (4.23)$$

o termo $\sum_{i=1}^n 2i - 1$ é igual a n^2 , logo a equação pode ser escrita da seguinte forma:

$$M_{T,n} = T \cos \alpha \left(nH + nd - n^2 \frac{e_v}{2} \right). \quad (4.24)$$

Fazendo manipulações algébricas e substituindo o espaçamento horizontal pela relação entre profundidade da escavação e número de tirantes obtém-se:

$$M_{T,n} = T \cos \alpha \frac{n}{2} (H + 2d). \quad (4.25)$$

A partir do equilíbrio dos momentos gerados pelos empuxos e pelos tirantes entorno do ponto O e multiplicando o momento ativo e passivo por comprimento longitudinal pelo espaçamento horizontal entre tirantes tem-se:

$$\sum M^o(t) = T(t) \cos \alpha \frac{n}{2} (H + 2d) + M_p(t)e_h - M_a(t)e_h = 0 \quad (4.26)$$

Isolando a carga do tirante na equação obtém-se:

$$T(t) = 2e_h \frac{M_a(t) - M_p(t)}{n(H + 2d) \cos \alpha} \quad (4.27)$$

Considerando que as ancoragens são de eixo reto e a tensão cisalhante entre a argamassa e solo é constante, o comprimento do trecho ancorado pode ser obtido por (POST-TENSIONING INSTITUTE, 2014, Day, 2006; Xanthakos, 1991):

$$L_b = \frac{TFS}{\pi b \tau_f} \quad (4.28)$$

Substituindo a Equação (4.27) na Equação (4.28), isolando o comprimento de ancoragem e adicionando um coeficiente de redução do empuxo passivo C_R obtém-se:

$$L_b(t) = 2e_h F S_{tirante} \frac{M_a(t) - C_R M_p(t)}{n \pi b \tau_f (H + 2d) \cos \alpha} \quad (4.29)$$

este coeficiente de redução é uma opção para considerar uma menor deformação da estrutura em direção à escavação, nesta situação, as tensões horizontais desta região estariam entre a tensão correspondente ao estado passivo e o em repouso. Assim, o usuário pode de forma simplificada considerar uma redução do empuxo passivo.

O modelo saturado de cálculo da parede de estacas justapostas atirantadas foi desenvolvido da mesma forma que o caso não saturado com exceção dos componentes de sucção que foram desconsiderados.

4.2 ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES E DISCUSSÕES

O solo do tipo areia pouco graduada com densidade média utilizada nas simulações 1 e 3 possui curva de retenção de água no solo e condutividade hidráulica não saturada do solo conforme apresentado nas Figura 4.5 e Figura 4.6, respectivamente. O solo tem sucção de entrada de ar de 18 kPa ($\exp(1-\exp(1))/\delta = \exp(1-\exp(1))/0.01$) e a sucção residual é por volta de 300 kPa.

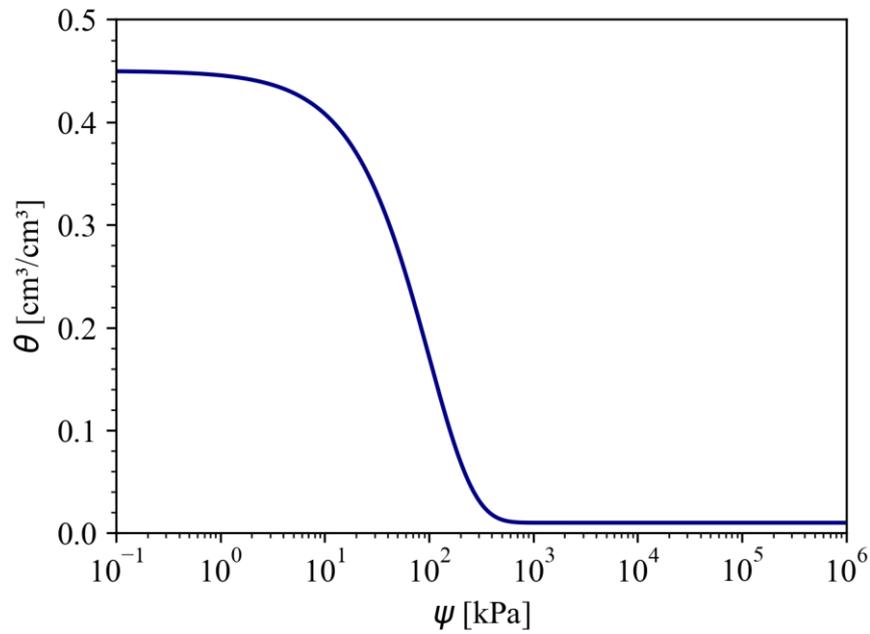


Figura 4.5. Curva de retenção de água no solo da areia pouco graduada com densidade média.

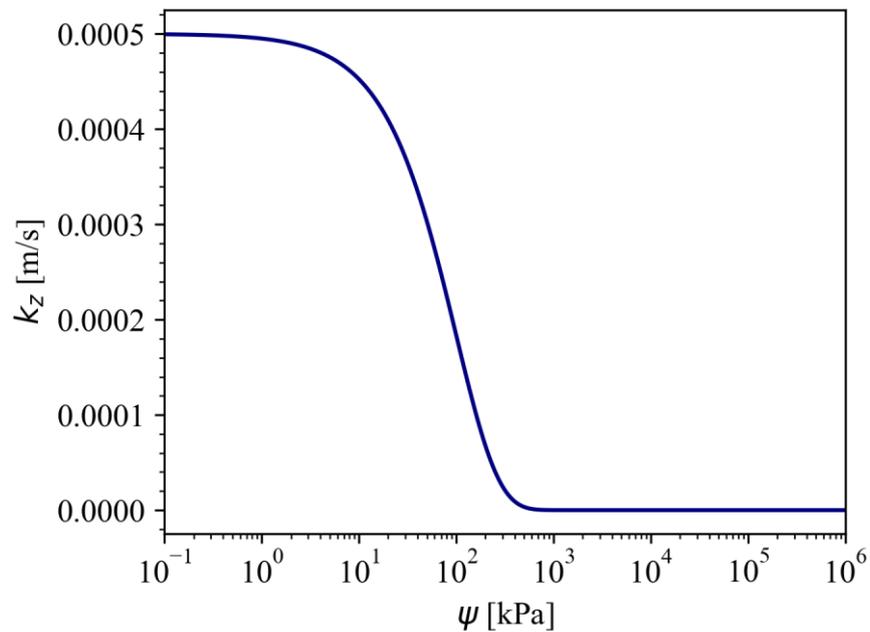


Figura 4.6. Curva de condutividade hidráulica não saturada da areia pouco graduada com densidade média.

A Figura 4.7 apresenta a resistência cisalhante não saturada desta areia variando com a sucção e com a profundidade para o solo com tensão vertical atuante próxima à condição seca ($\theta_i = 0,05$). Nota-se o aumento da resistência com a profundidade e o aumento da

resistência até alcançar a sucção de 100 kPa ($1/\delta = 1/0.01$) e, em seguida, ela decresce rapidamente para os valores iniciais. A resistência máxima a 1 m é por volta de 45 kPa e a 10 m chega a 160 kPa considerando a tensão vertical constante na condição seca.

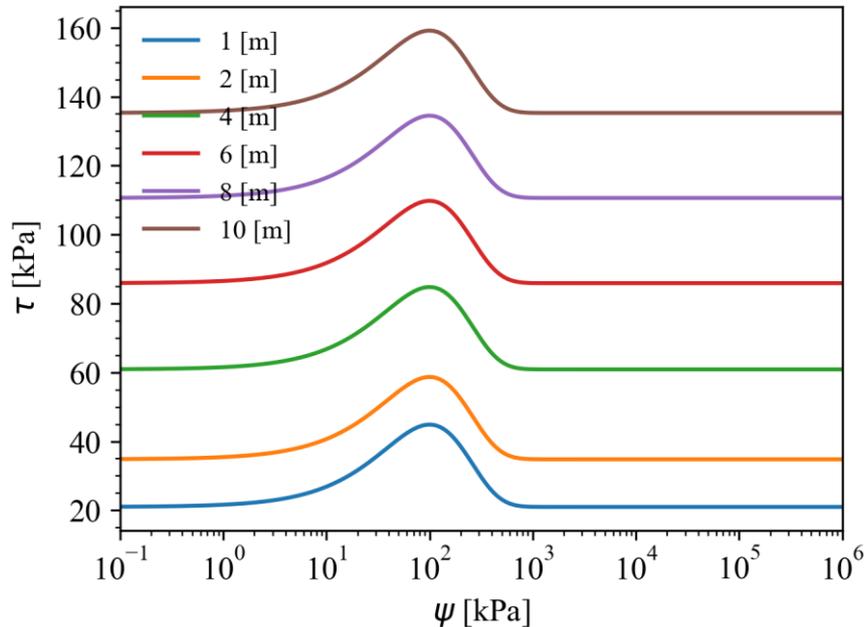


Figura 4.7. Resistência cisalhante não saturada da areia pouco graduada com densidade média.

O solo do tipo silte arenoso de consistência dura utilizado nas simulações 2 e 4 possui curva de retenção de água no solo e condutividade hidráulica não saturada do solo conforme apresentado nas Figura 4.8 e Figura 4.9, respectivamente. O solo tem sucção de entrada de ar de 36 kPa e a sucção residual é por volta de 700 kPa.

A Figura 4.10 apresenta a resistência cisalhante não saturada desta areia siltosa variando com a sucção e com a profundidade para o solo com tensão vertical atuante próxima à condição seca ($\theta_i = 0,05$). Verifica-se que a resistência cisalhante não saturada é inferior ao do solo anterior em profundidades maiores (devido aos efeitos da sucção) e é superior em pequenas profundidades (devido aos efeitos da coesão) e a resistência aumenta até alcançar a sucção de 200 kPa. A resistência máxima a 1 m é por volta de 65 kPa e a 10 m chega a 140 kPa considerando a tensão vertical constante na condição seca.

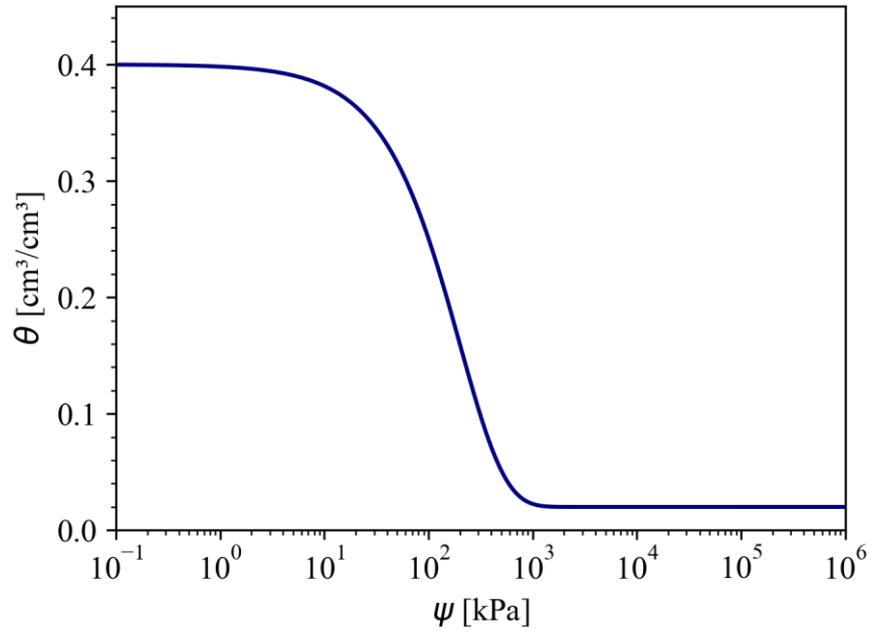


Figura 4.8. Curva de retenção de água no solo do silte arenoso de consistência dura.

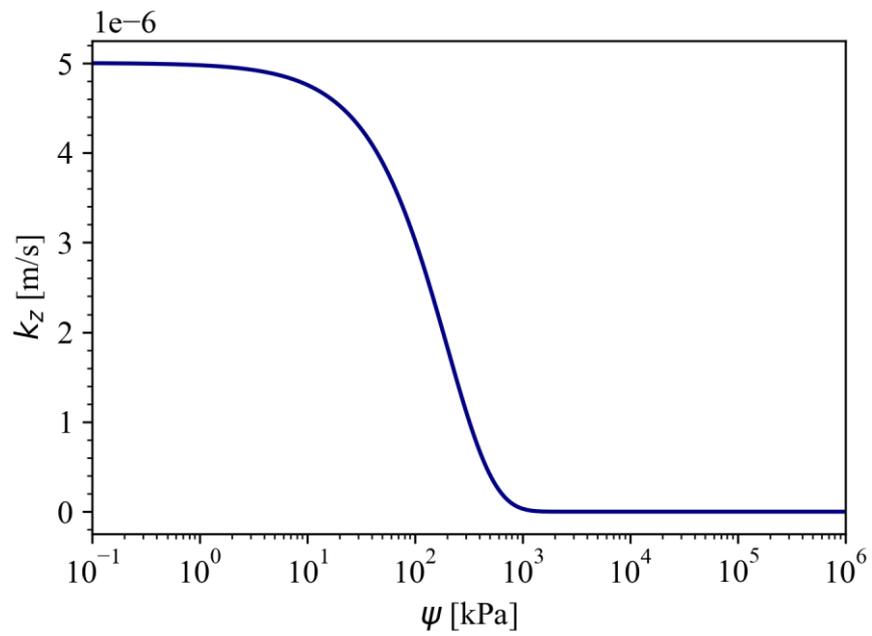


Figura 4.9. Curva de condutividade hidráulica não saturada do silte arenoso de consistência dura.

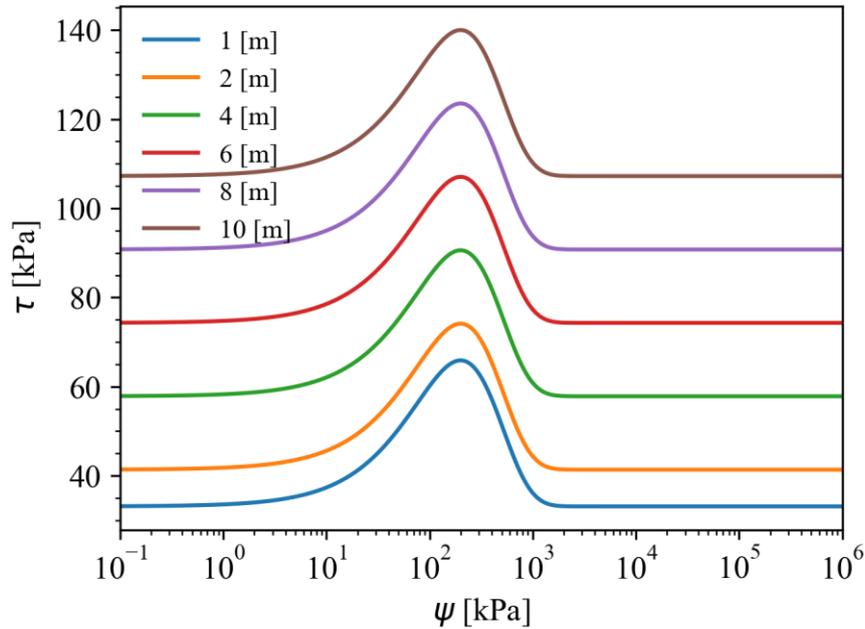


Figura 4.10. Resistência cisalhante não saturada do silte arenoso de consistência dura.

4.2.1 Simulação 1

A primeira etapa da simulação foi feita considerando o perfil do solo seco com teor de umidade volumétrica de 0,05, muito próximo ao residual. Como o solo tem alta permeabilidade, rapidamente é atingido o teor de umidade volumétrica máximo a 1 m, Figura 4.11. E por volta de 200 min o solo a 10 m de profundidade atinge grau de saturação de 80%. O teor de umidade volumétrica apresentado em tracejado vermelho no gráfico corresponde à condição de contorno superior θ_0 de 0,44 adotada.

A Figura 4.12 apresenta a variação do comprimento de ficha necessário com o tempo. Verifica-se um decréscimo nos instantes iniciais, pois no início o solo estava mais seco com a resistência cisalhante não saturada mais baixa, consequentemente, o empuxo ativo era maior e o passivo menor. Com o aumento da umidade, a resistência vai aumentando até chegar ao pico no teor de umidade volumétrica de 0,17 (sucção de 100 kPa), e neste ponto ocorre o menor empuxo ativo e maior empuxo passivo, resultando no menor comprimento de ficha requerido de 1,8 m aos 10 min. Conforme o solo vai umedecendo mais, a sucção vai reduzindo e as tensões horizontais ativas aumentam e as passivas diminuem, consequentemente, a ficha necessária é maior e atinge 6,2 m em 4 h de análise.

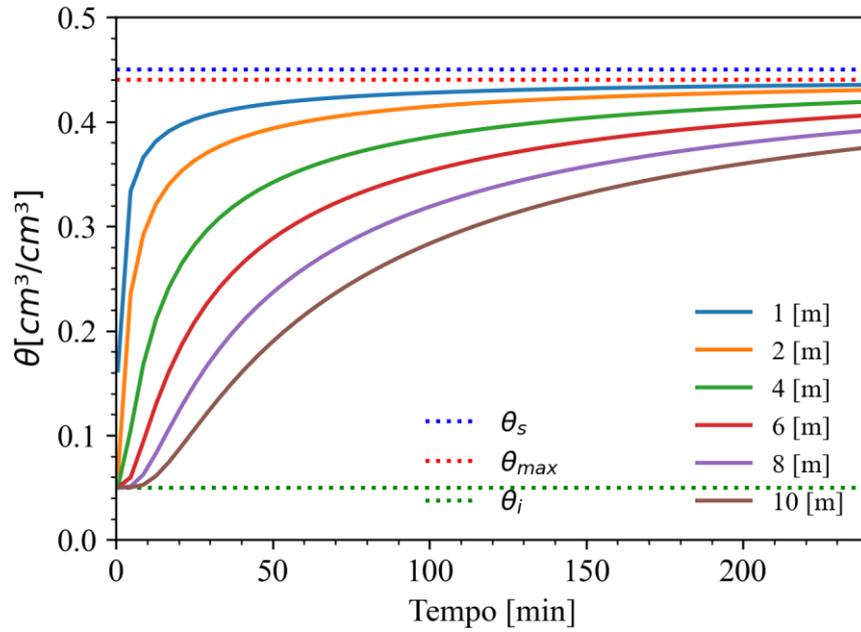


Figura 4.11. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.05$.

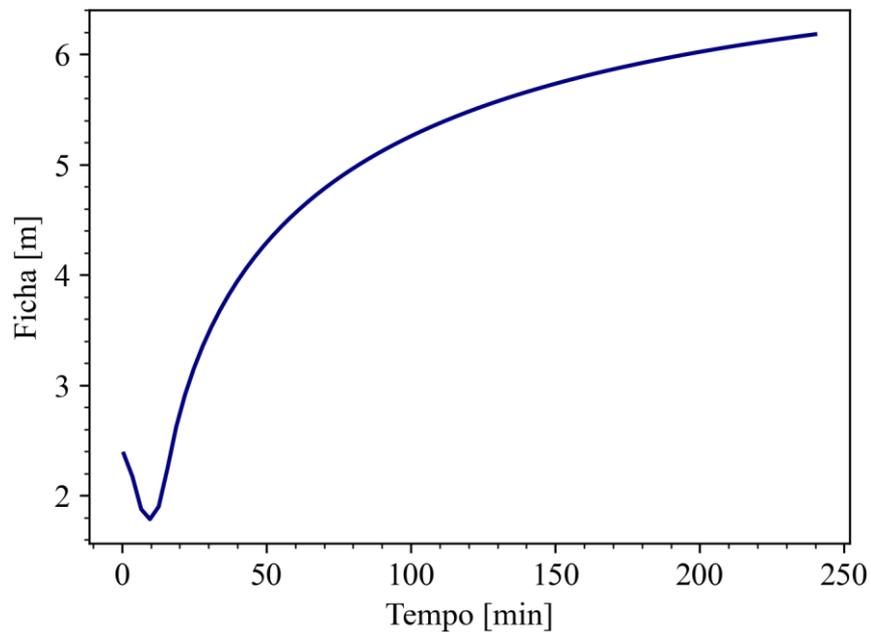


Figura 4.12. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.05$.

A Figura 4.13 apresenta a distribuição de tensões verticais e horizontais na escavação e no solo contido para o instante final analisado de 4 h, a linha horizontal laranja indica o nível da escavação. Nota-se que neste momento as tensões ativas estão positivas em toda parede.

A tensão ativa é próxima a zero na superfície e chega por volta de 60 kPa no ponto de rotação. Já a tensão passiva é de zero na superfície e chega até 400 kPa no ponto de rotação. Abaixo do ponto de rotação ocorre a inversão de atuação das tensões ativas e passivas. Verifica-se que a tensão passiva é muito elevada, por volta de 950 kPa, por estar a uma profundidade de 11,5 m da superfície.

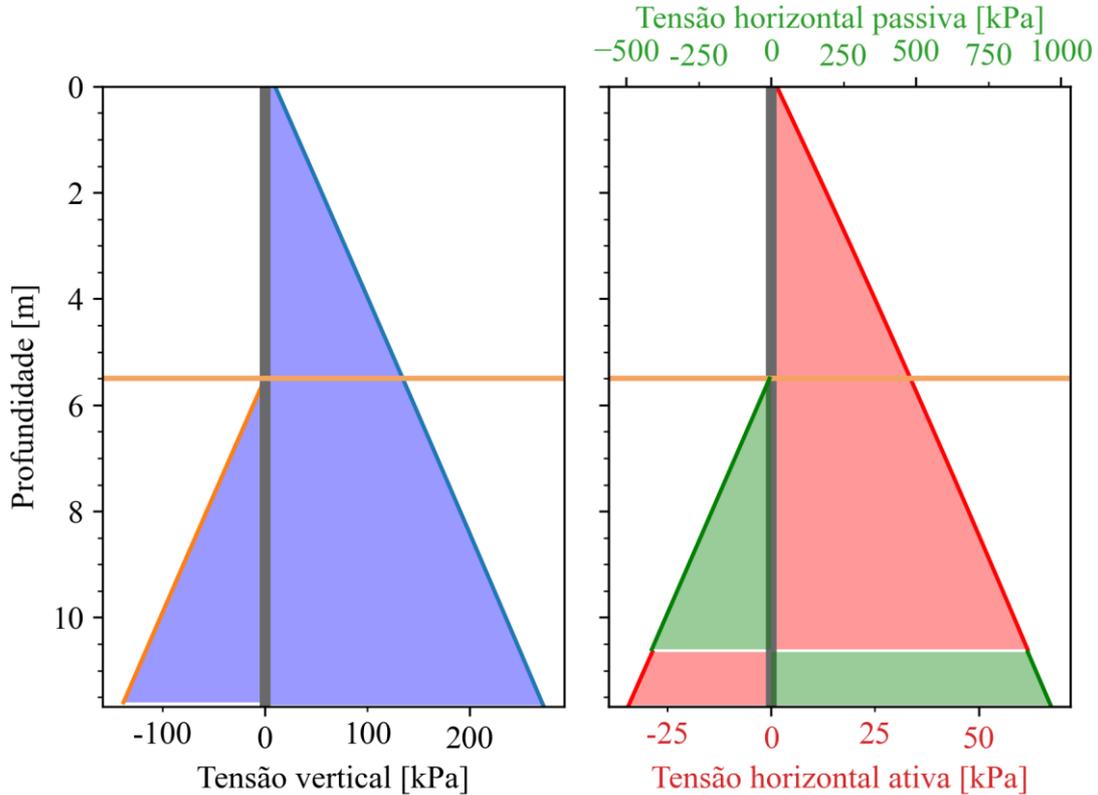


Figura 4.13. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 1 para $\theta = 0.05$ e tempo de 4 horas.

Considerando que ocorreu uma chuva antecedente e o solo se encontra com teor de umidade volumétrica de 0,18 (grau de saturação de 40%), o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.14. Por volta de 140 min o solo a 10 m atinge 80% do grau de saturação, 60 min antes em relação à infiltração no solo seco analisada.

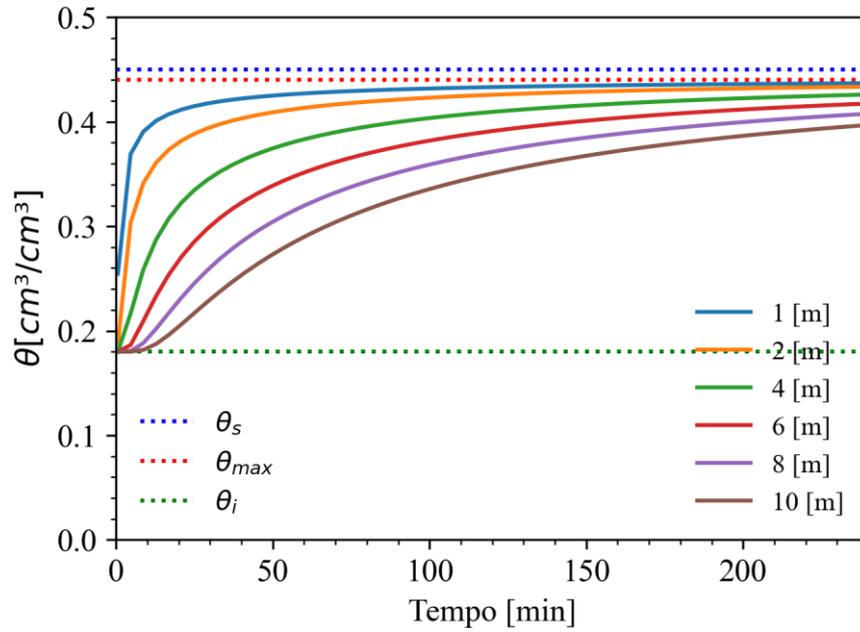


Figura 4.14. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.18$.

A Figura 4.15 apresenta o comprimento de ficha necessário para equilibrar os momentos de acordo com o tempo. Verifica-se que não ocorre a diminuição da ficha no tempo como apresentado na Figura 4.12, porque o perfil do solo já inicia em uma sucção de 95,01 kPa, a qual é inferior à sucção de pico/vale de 100 kPa. Assim, não ocorre inversão na variação das tensões horizontais ativas e passivas durante o umedecimento do solo e, conseqüentemente, no cálculo do comprimento da ficha necessária.

Como a sucção inicial para todo o perfil de solo está bem próxima do mínimo das tensões horizontais ativas e do máximo das tensões horizontais passivas, o comprimento inicial requerido de 1,2 m é inferior ao mínimo observado na análise com o solo seco. Em 3 h de infiltração é atingido o comprimento de ficha necessário de 6,2 m que ocorreu somente em 4 h na análise do solo na condição seca. E a ficha necessária é de 6,4 m após 4 h de infiltração. A distribuições de tensões no instante final é semelhante ao exibido na Figura 4.13.

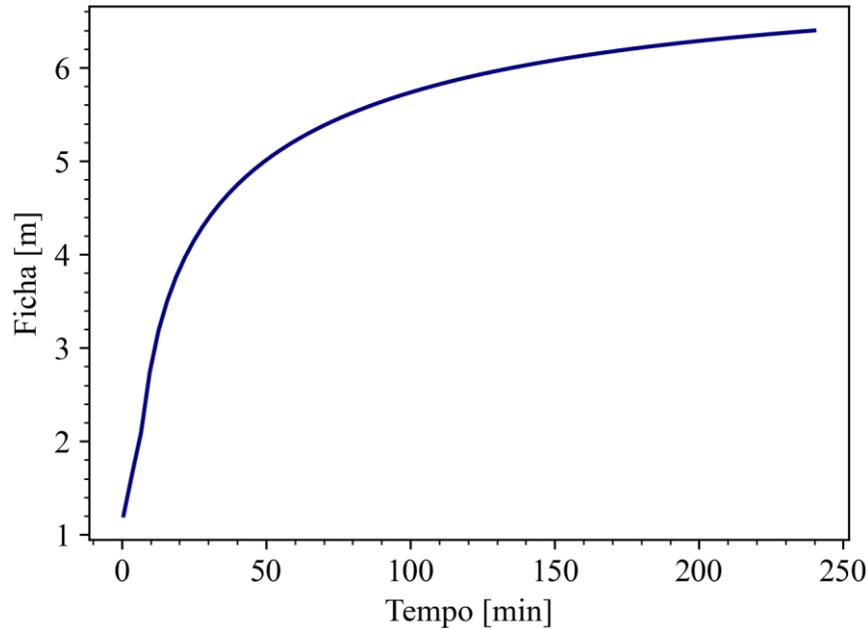


Figura 4.15. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_1 = 0.18$.

Caso ocorram eventos de chuva consecutivos e o solo se encontre quase na saturação tendo um teor de umidade volumétrica no perfil de 0,405 (grau de saturação de 90%) durante uma dessas chuvas, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.16. Por volta de 150 min a coluna de 10 m de solo atinge 95% do grau de saturação.

A Figura 4.17 apresenta o comprimento de ficha necessário para equilibrar os momentos de acordo com o tempo comparando com o modelo saturado desenvolvido e com o obtido pelo Geo5 utilizando o método de Rankine. A ficha obtida pelo modelo saturado difere ligeiramente do obtido com o Geo5, porque o Geo5 calcula a profundidade abaixo do ponto de rotação que proporciona o equilíbrio das forças de cisalhamento, enquanto no modelo desenvolvido é arbitrado um comprimento de 0,2 vezes a profundidade do ponto de rotação em relação à escavação ($0,2d$).

Analisando o modelo não saturado verifica-se que como o solo já está próximo da saturação, o comprimento necessário para a ficha já inicia em 5,6 m. Em 1 h de infiltração é atingido o comprimento de 6,6 m obtido no Geo5 e após 4 h atinge-se 6,8 m requeridos de ficha. Após 80 min a variação do comprimento com o tempo vai sendo reduzida, pois para aumentar o momento ativo e diminuir o passivo é necessário que uma maior coluna de solo seja umedecida quanto mais próximo a frente de umedecimento estiver do ponto de rotação.

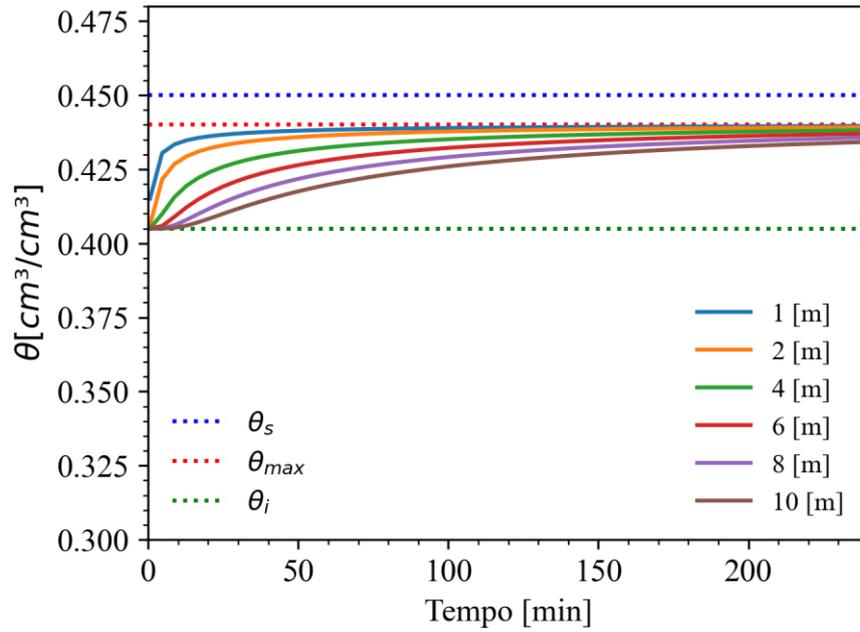


Figura 4.16. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.405$.

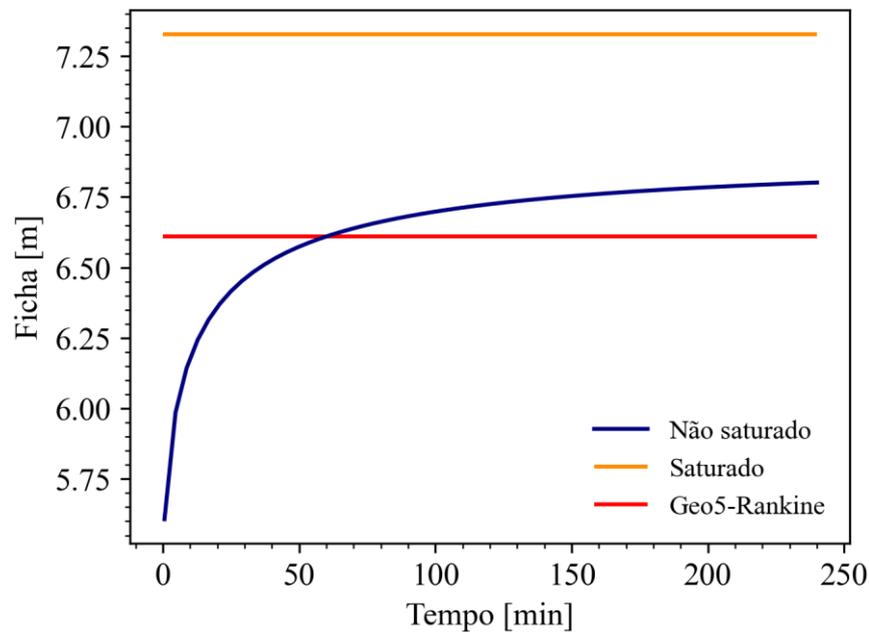


Figura 4.17. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.405$.

Em um tempo suficientemente longo a ficha necessária tende a chegar próximo ao obtido no modelo saturado, não chega exatamente a esse valor pois o teor de umidade volumétrica na superfície de topo θ_0 é inferior ao teor saturado, portanto, o perfil de solo não atinge o

teor de umidade volumétrica saturado. A Figura 4.18 exibe a variação do teor de umidade volumétrica iniciando na condição seca para um tempo longo de análise. Nota-se que em 15 h de análise o teor de umidade volumétrica dos 10 m de coluna de solo praticamente se estabiliza. E ao analisar a ficha requerida, Figura 4.19, verifica-se que ela praticamente se estabiliza no valor de 6,8 m em 15 h de infiltração e corresponde a 93% da ficha obtida pelo modelo saturado.

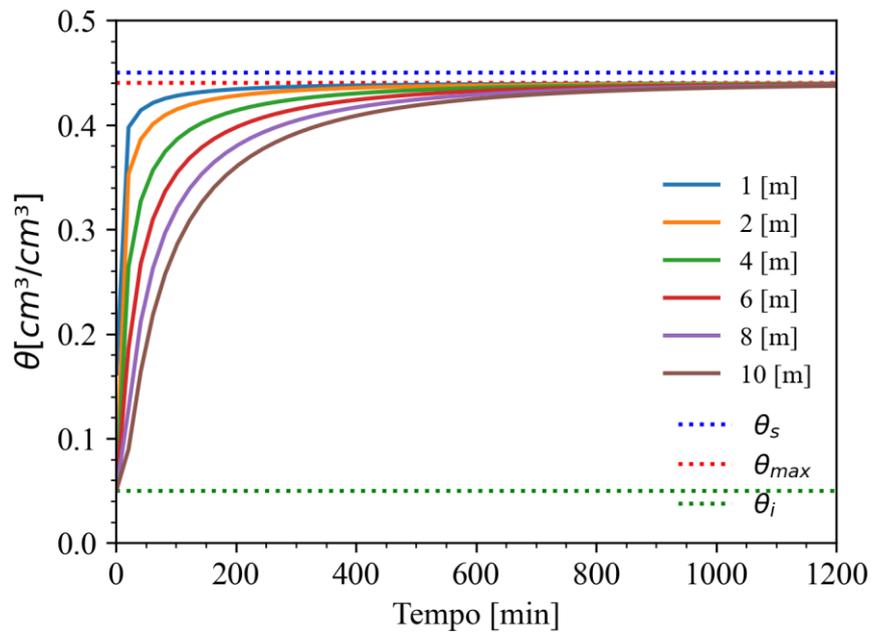


Figura 4.18. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 1 com $\theta_i = 0.05$ para tempo longo.

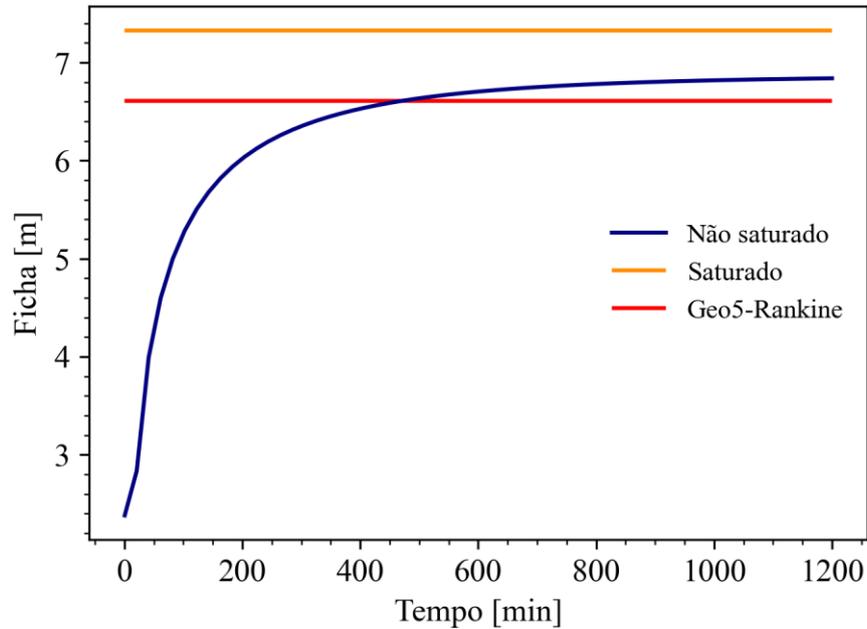


Figura 4.19. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 1 com $\theta = 0.05$ para tempo longo.

4.2.2 Simulação 2

A primeira etapa da simulação foi feita considerando o perfil do solo seco com teor de umidade volumétrica de 0,05. Como o solo tem baixa permeabilidade, a frente de umedecimento demora a atingir a profundidade de 4 m, Figura 4.11. Por volta de 100 min o solo a 1 m de profundidade atinge grau de saturação de 60%.

A estrutura de contenção não necessita de ficha nessa condição, pois ao longo dos 5,5 m de profundidade as tensões horizontais ativas são iguais a zero. A mesma situação ocorre quando o solo é analisado com teor de umidade volumétrica inicial de 0,16 (grau de saturação de 40%). Nesta condição o solo a um metro de profundidade atinge grau de saturação de 60% em 35 min, Figura 4.21, 65 min antes da análise na situação seca.

Caso ocorram eventos de chuva consecutivos e o solo se encontre próximo a saturação com um teor de umidade volumétrica no perfil de 0,36 (grau de saturação de 90%) durante uma dessas chuvas, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.22. Por volta de 100 min o solo a 1 m de profundidade atinge 92% do grau de saturação.

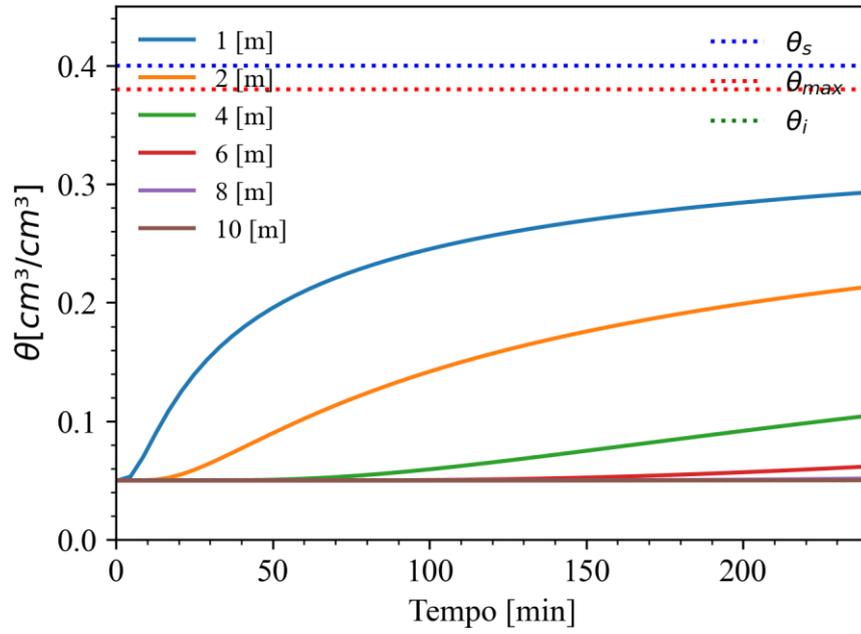


Figura 4.20. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta_i = 0.05$.

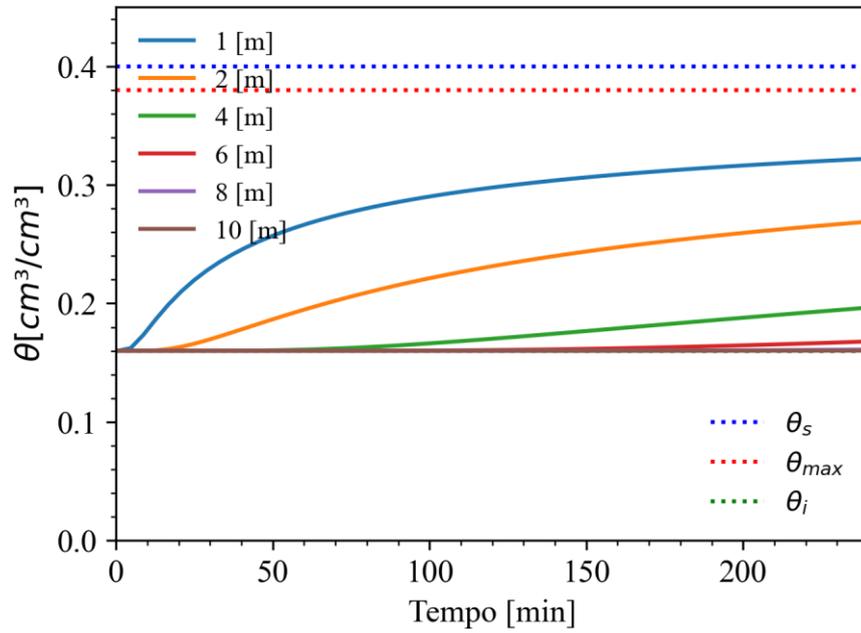


Figura 4.21. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta_i = 0.16$.

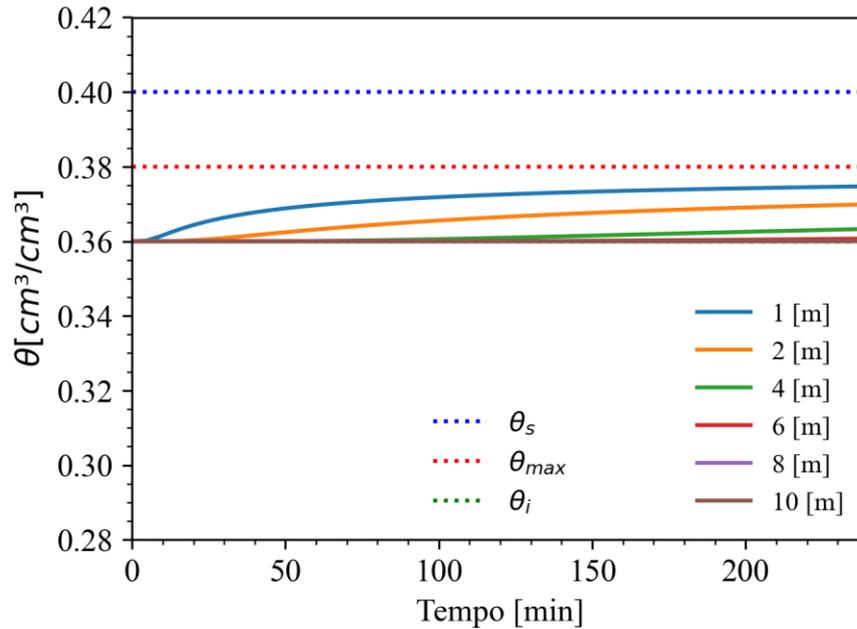


Figura 4.22. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta_i = 0.36$.

Para esta condição de umidade as tensões horizontais ativas começam a agir efetivamente e passa a ser necessário um comprimento de ficha para equilibrar os momentos. Ou seja, o solo quando está seco possui como fator favorável à estabilidade a ação da coesão e da sucção, as quais estabilizam a escavação. No entanto, conforme vai ocorrendo infiltração de água e o solo passa a estar mais úmido, a sucção reduz e a escavação já não se encontra em equilíbrio interno, sendo necessário uma ficha para que as tensões horizontais passivas estabilizantes atuem.

A Figura 4.23 apresenta o comprimento de ficha necessário para equilibrar os momentos de acordo com o tempo comparando com os modelos saturados. Verifica-se que com o aumento da umidade a estrutura começa a requerer uma ficha para equilibrar os momentos provocados pelo solo. A ficha necessária varia pouco nestas condições e mantém-se por volta de 1,4 m enquanto que na análise do modelo saturado desenvolvido a ficha requerida é de 3,8 m, ou seja, para estas condições o modelo não saturado resulta em uma ficha de 37% da obtida pelo modelo saturado.

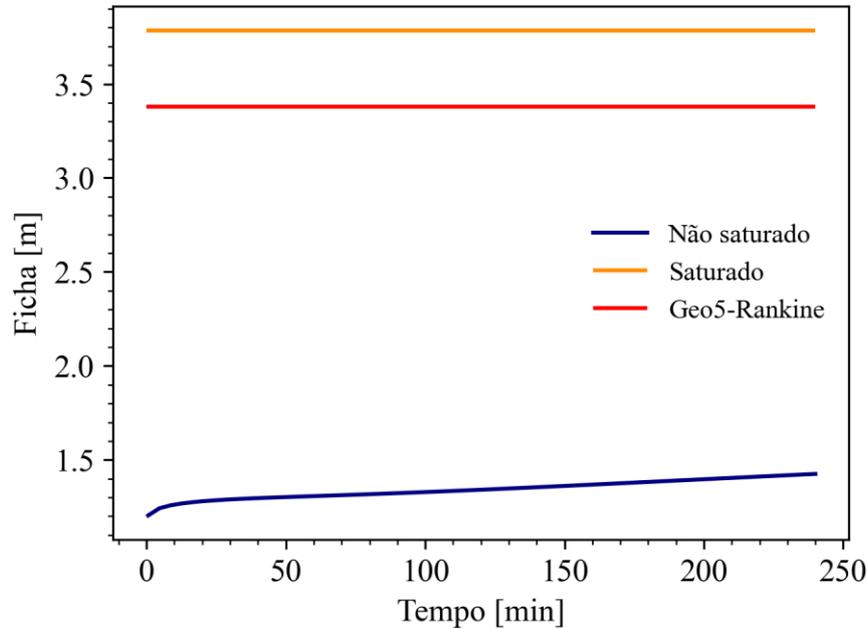


Figura 4.23. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 2 com $\theta_1 = 0.36$.

A Figura 4.24 exhibe as tensões horizontais ativas e passivas atuantes na estrutura no instante final. Nota-se que as tensões ativas só começam a agir a partir de 3,6 m de profundidade, devido aos efeitos da coesão e da sucção, e atinge por volta de 28 kPa na profundidade do ponto de rotação, e este é o motivo da ficha ser bem reduzida quando comparada com a análise saturada. Em relação às tensões passivas, constata-se a ação da coesão do solo e da sucção, as quais proporcionam uma tensão passiva por volta de 80 kPa no início da escavação.

Ressalta-se que em um tempo suficientemente longo a ficha necessária tende a chegar próximo ao obtido no modelo saturado. A Figura 4.25 exhibe a variação do teor de umidade volumétrica a partir da condição seca para um tempo longo de análise. Nota-se que o tempo de análise é excessivamente grande por volta de 100 dias devido à baixa permeabilidade do solo. Nestas condições, são necessários por volta de 80 dias para que o solo na profundidade de 10 m atinja 92% do grau de saturação. Ao analisar a ficha requerida, Figura 4.26, verifica-se que ela praticamente se estabiliza no valor de 2,2 m em 80 dias de infiltração contínua.

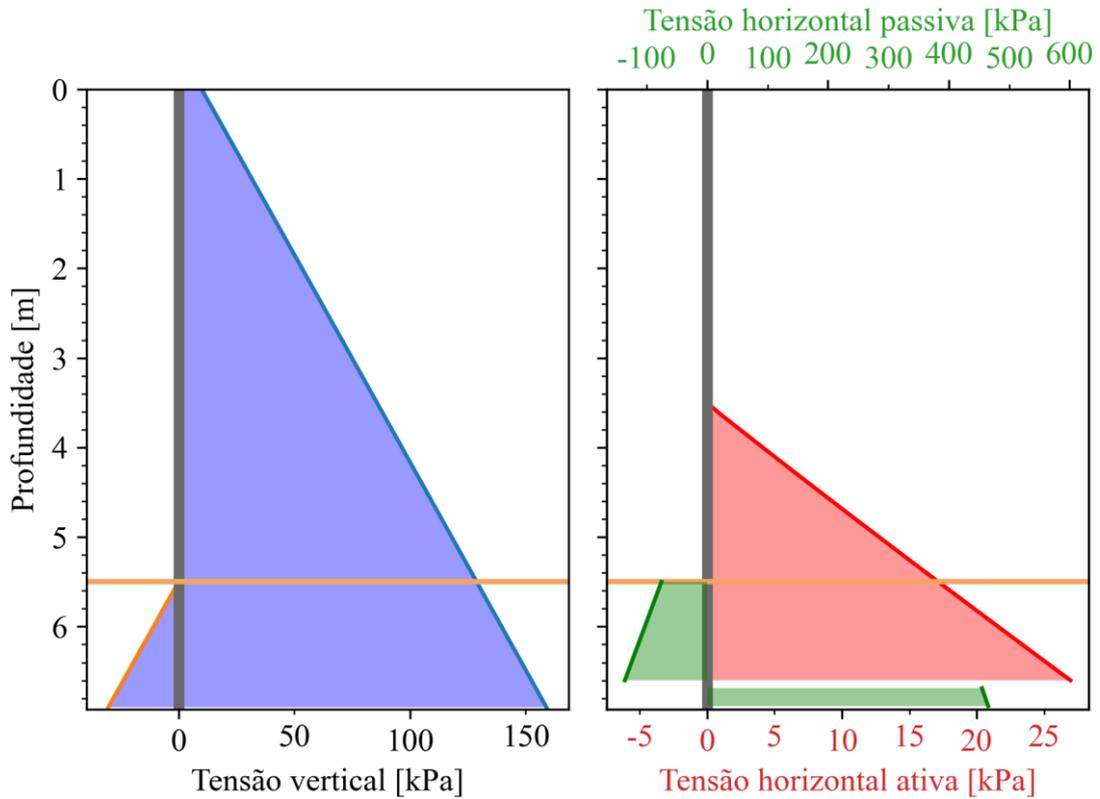


Figura 4.24. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 2 para $\theta_i = 0,36$ e tempo de 4 horas.

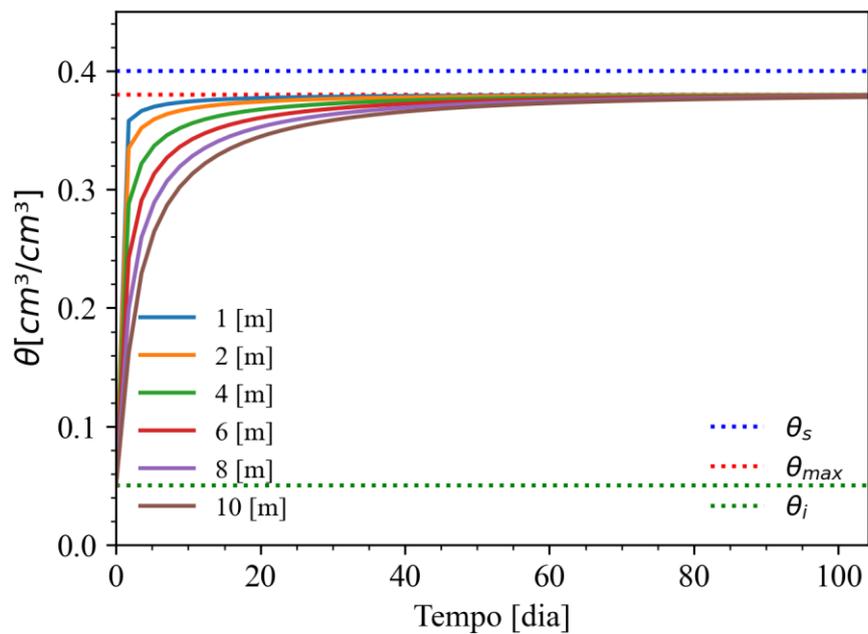


Figura 4.25. Teor de umidade volumétrica variando no tempo para a simulação 2 com $\theta_i = 0,05$ para tempo longo.

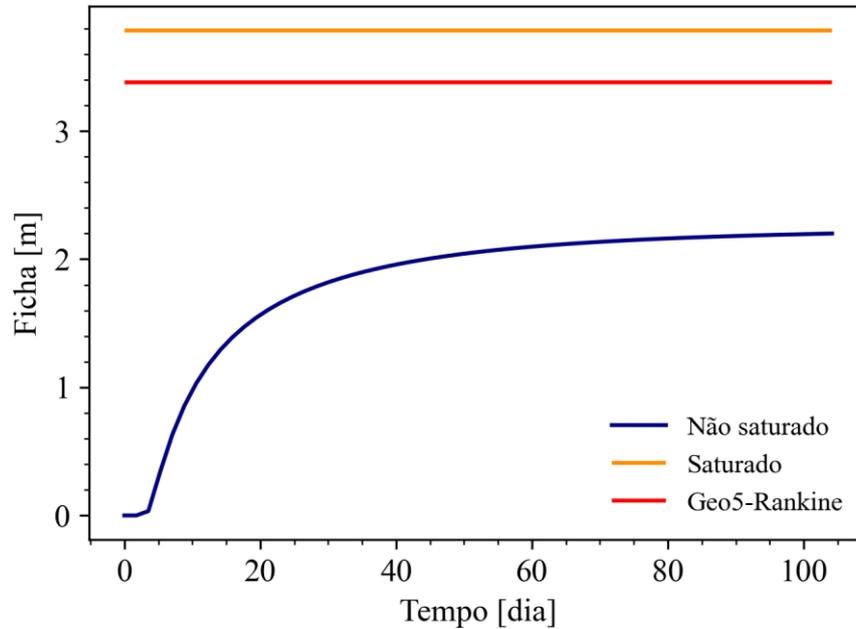


Figura 4.26. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 2 com $\theta = 0,05$ para tempo longo.

4.2.3 Simulação 3

A primeira etapa da simulação foi feita considerando o perfil do solo seco com teor de umidade volumétrica de 0,05. A variação do teor de umidade volumétrica é idêntica ao apresentado na Figura 4.11 da simulação 1.

A Figura 4.27 apresenta a variação do comprimento do trecho ancorado dos tirantes necessário com o tempo. Verifica-se um decréscimo nos instantes iniciais correspondente à variação das tensões horizontais ativas e passivas por volta da tensão mínima e máxima, respectivamente, como ocorreu na simulação 1. Em seguida, a infiltração de água reduz a sucção na região ativa até que as tensões ativas voltem a aumentar. Isto aumenta o comprimento ancorado necessário sendo de 2,7 m em 10 min e chegando até 5,1 m em 4 h de análise.

A Figura 4.28 apresenta a distribuição das tensões no instante final analisado de 4 h. Verifica-se a grande extensão das tensões horizontais ativas a qual chega a atingir 104 kPa no ponto de rotação e a influência do empuxo passivo na ficha de 4 h a qual atinge 270 kPa no ponto de rotação. Os momentos gerados pela massa de solo são majoritariamente resistidos pelas linhas de três tirantes.

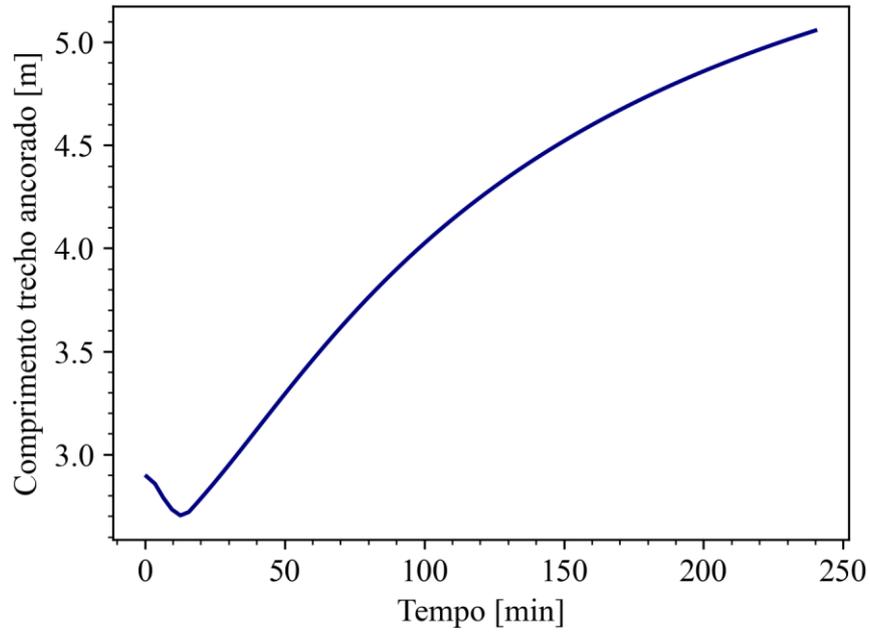


Figura 4.27. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta_i = 0,05$.

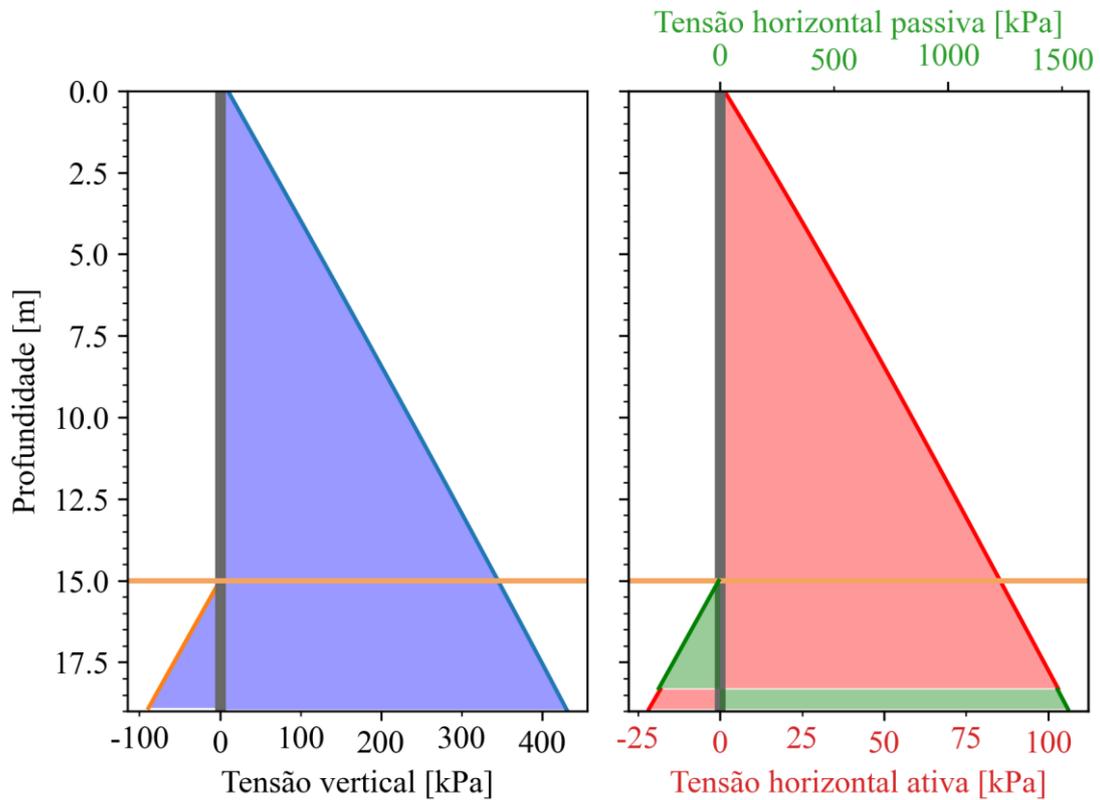


Figura 4.28. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 3 para $\theta_i = 0,05$ e tempo de 4 horas.

Considerando que ocorreu uma chuva antecedente e o solo se encontra com teor de umidade volumétrica de 0,18, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.14 da simulação 1. A Figura 4.29 apresenta o comprimento ancorado dos tirantes para equilibrar os momentos de acordo com o tempo. Verifica-se que o perfil do solo está com um teor de umidade volumétrica maior e não ocorre a diminuição do comprimento ancorado nos instantes iniciais. Em 3 h de infiltração é atingido o comprimento ancorado de 5,1 m que ocorreu somente em 4 h na análise do solo na condição seca. E o comprimento necessário aumenta para 5,3 m após 4 h de infiltração.

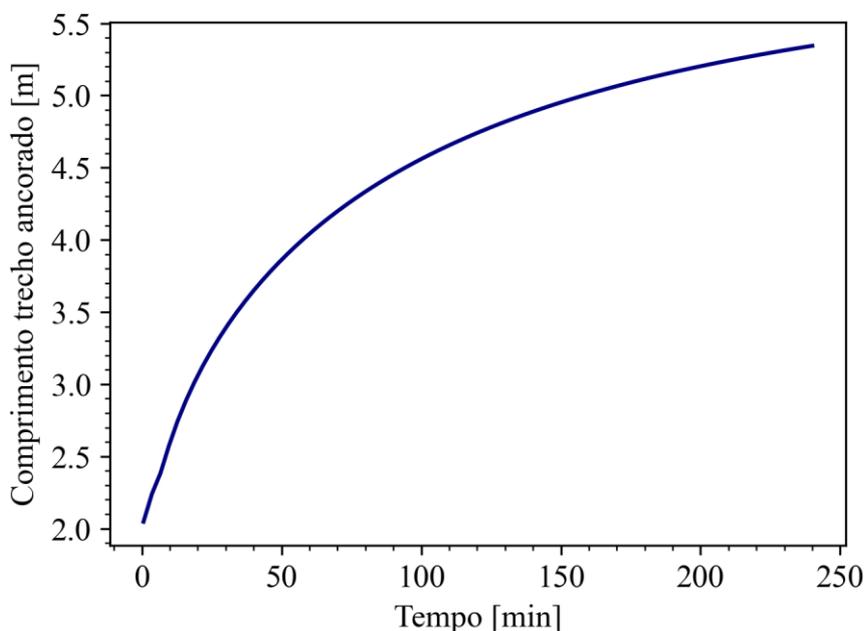


Figura 4.29. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta_i = 0,18$.

Caso ocorram eventos de chuva consecutivos e o solo se encontre quase na saturação tendo um teor de umidade volumétrica no perfil de 0,405 (grau de saturação de 90%) durante uma dessas chuvas, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.16 da simulação 1.

A Figura 4.30 apresenta o comprimento ancorado requerido em função do tempo comparando com o modelo saturado desenvolvido. Verifica-se que como o solo já está próximo da saturação, o comprimento necessário já inicia em 5,1 m. Após 150 min a variação do comprimento com o tempo vai sendo reduzida, pois para aumentar o momento ativo e diminuir o passivo é necessário que uma maior coluna de solo seja umedecida quanto mais próximo a frente de umedecimento estiver do ponto de rotação. No término da

análise o comprimento requerido é de 5,9 m e representa 94% do comprimento obtido com a análise saturada.

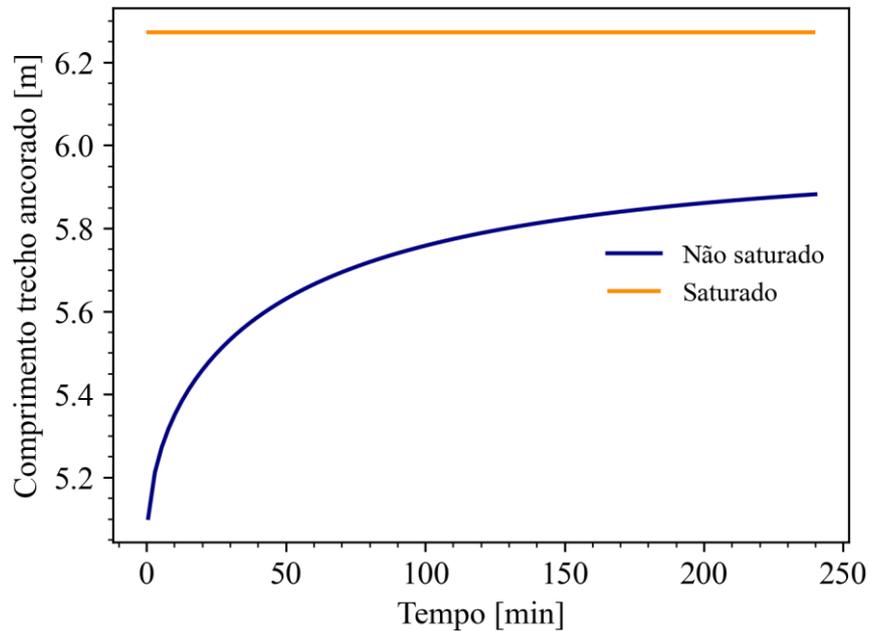


Figura 4.30. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,405$.

Simulando um tempo longo de infiltração com a umidade inicial no perfil de solo próxima à condição seca tem-se o gráfico do teor de umidade volumétrica apresentado na Figura 4.18 da simulação 1. Analisando o comprimento ancorado necessário, Figura 4.31, verifica-se que o gráfico praticamente forma um patamar em 5,9 m em 16 h de infiltração, este comprimento ainda aumenta com o tempo, mas ocorre de forma lenta e tende chegar próximo à condição saturada.

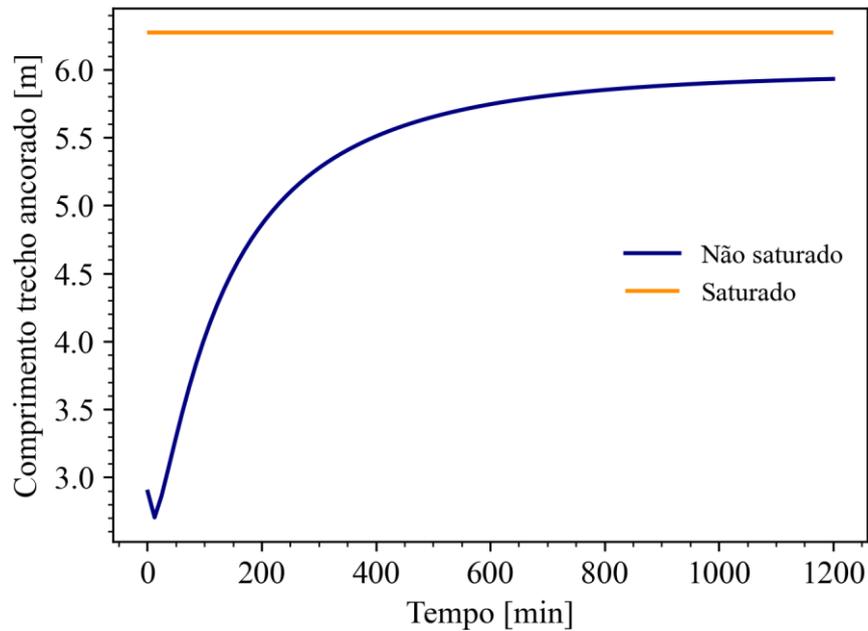


Figura 4.31. Comprimento de ficha necessário de acordo com o tempo para a simulação 3 com $\theta = 0,05$ para tempo longo.

4.2.4 Simulação 4

A primeira etapa da simulação foi feita considerando o perfil do solo seco com teor de umidade volumétrica de 0,05. Como o solo tem baixa permeabilidade, a frente de umedecimento demora a atingir profundidades elevadas como apresentado na Figura 4.20 da simulação 2.

A Figura 4.32 apresenta a variação do comprimento do trecho ancorado dos tirantes necessário com o tempo. Verifica-se um decréscimo nos instantes iniciais como ocorreu na simulação 3. Em seguida, ocorre o aumento do comprimento sendo de 1,25 m em 20 min e chegando até 1,35 m em 4 h de análise. Comparando com o solo arenoso, o solo silte arenoso requer menor comprimento ancorado e este aumenta lentamente com o tempo.

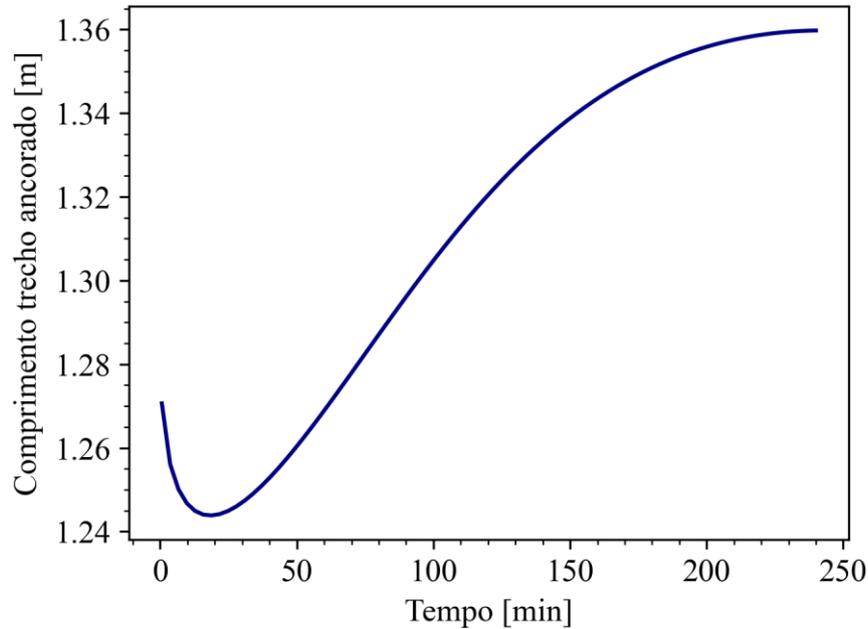


Figura 4.32. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0,05$.

A Figura 4.33 apresenta a distribuição das tensões no instante final analisado de 4 h. Verifica-se que as tensões horizontais ativas só começam a agir após 6 m de profundidade e atinge no máximo 100 kPa no ponto de rotação, isto reduz consideravelmente as ações na contenção. Nota-se que os perfis das tensões ativas e passivas se aproximam de uma reta, mas têm uma curvatura devido aos efeitos da sucção. As tensões ativas abaixo do ponto de rotação e a esquerda da parede são iguais a zero, pois a parcela da coesão e da sucção tornam o seu valor negativo e para efeitos de cálculo foi adotado igual a zero.

Considerando que ocorreu uma chuva antecedente e o solo se encontra com teor de umidade volumétrica de 0,16, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.21 da simulação 2.

A Figura 4.34 apresenta o comprimento ancorado dos tirantes para equilibrar os momentos de acordo com o tempo. Nota-se que não ocorre a diminuição da ficha no tempo como apresentado na Figura 4.32, porque o perfil de solo está mais úmido e não ocorre inversão na variação das tensões horizontais ativas e passivas durante o umedecimento do solo. Como a sucção inicial para todo o perfil de solo está bem próxima do mínimo das tensões horizontais ativas e do máximo das tensões horizontais passivas, o comprimento inicial requerido é inferior ao mínimo observado na análise com o solo seco.

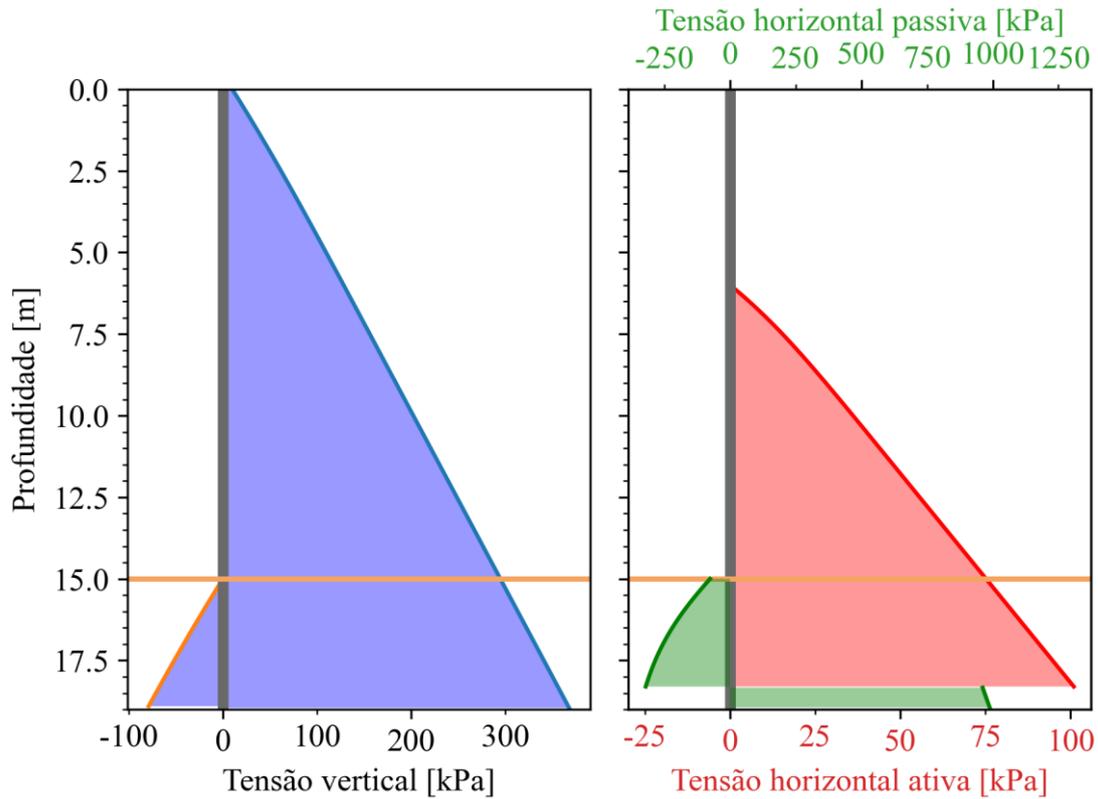


Figura 4.33. Distribuição de tensões verticais e horizontais na simulação 4 para $\theta_i = 0,05$ e tempo de 4 horas.

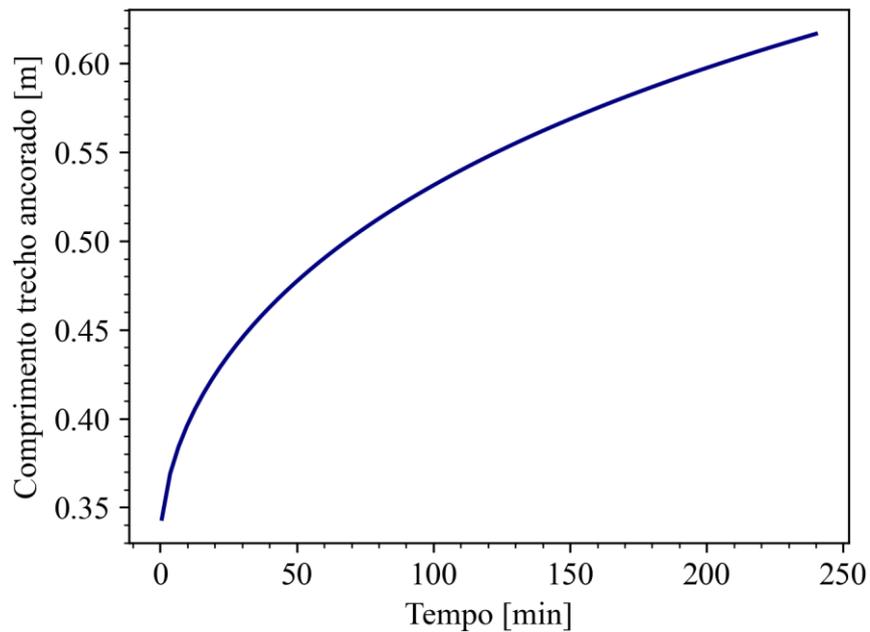


Figura 4.34. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta_i = 0,16$.

Caso ocorram eventos de chuva consecutivos e o solo se encontre quase na saturação tendo um teor de umidade volumétrica no perfil de 0,36 (grau de saturação de 90%) durante uma dessas chuvas, o umedecimento do solo ocorre como apresentado na Figura 4.22 da simulação 2.

A Figura 4.35 apresenta o comprimento ancorado requerido para as ações de acordo com o tempo comparando com o modelo saturado desenvolvido. O comprimento necessário varia pouco nestas condições e mantém-se por volta de 3,1 m enquanto que na análise do modelo saturado desenvolvido o comprimento requerido é de 4,3 m, ou seja, para estas condições o modelo não saturado resulta em um comprimento de 72% do obtido pelo modelo saturado.

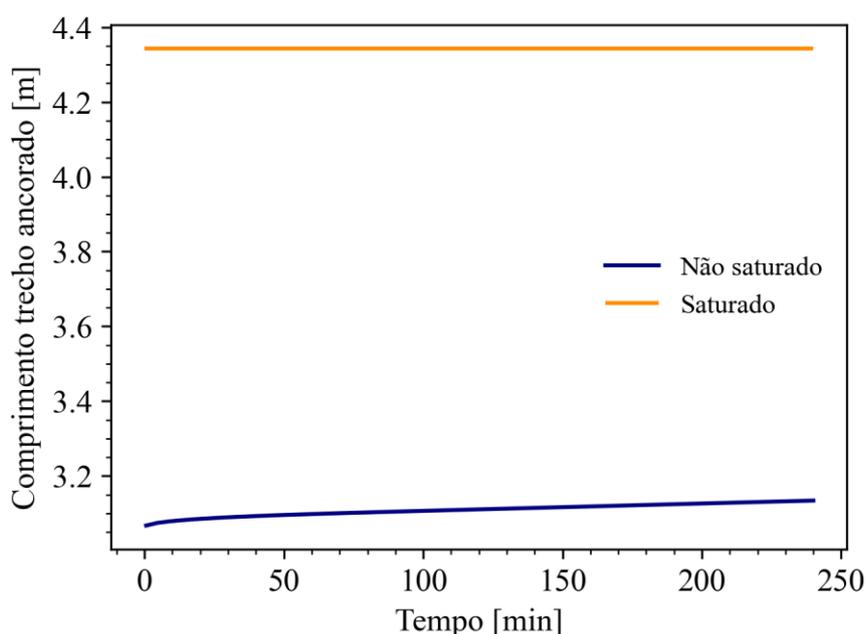


Figura 4.35. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0,36$.

Ressalta-se que em um tempo suficientemente longo o comprimento ancorado necessário tende a chegar próximo ao obtido no modelo saturado. A relação entre o teor de umidade volumétrica iniciando na condição seca e variando em um tempo longo é o mesmo da Figura 4.26 da simulação 2. Ao analisar o comprimento requerido, Figura 4.26, verifica-se que ele praticamente se estabiliza no valor de 3,6 m em 80 dias de infiltração contínua.

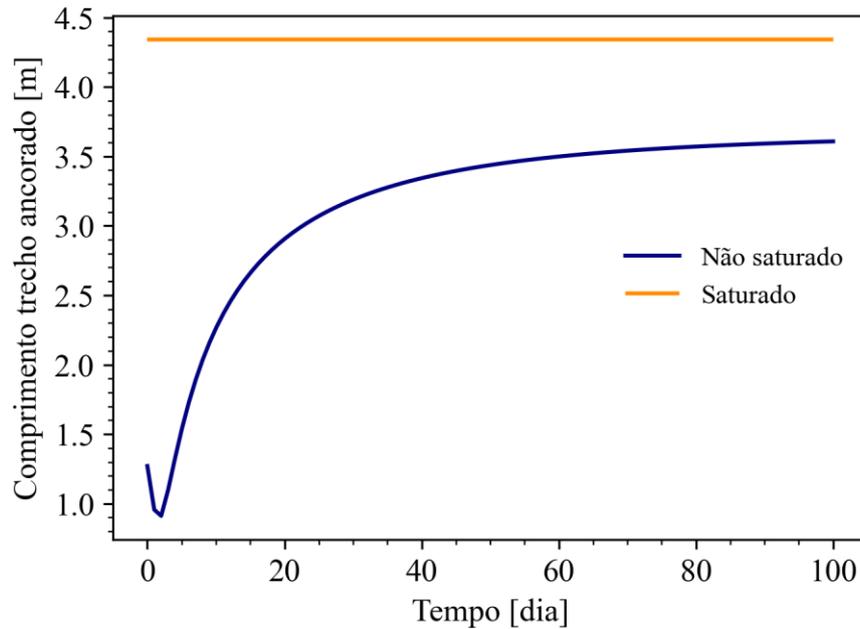


Figura 4.36. Comprimento ancorado dos tirantes necessário de acordo com o tempo para a simulação 4 com $\theta = 0.05$ para tempo longo.

4.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A Figura 4.37 apresenta a análise paramétrica dos doze parâmetros de entrada para o cálculo da ficha. Nota-se que a profundidade da escavação H tem uma grande influência nos valores obtidos, como esperado. O peso específico seco γ_d tem pequena influência nos resultados. A sobrecarga na superfície $\Delta\sigma_{sup}$ exige um maior comprimento para estabilizar os esforços, já a sobrecarga na escavação $\Delta\sigma_{esc}$ auxilia no equilíbrio devido ao aumento das tensões verticais e, conseqüentemente, do empuxo passivo estabilizante no solo na escavação. A sobrecarga na escavação permite fazer uma análise da contenção quando esta está com equipamentos de elevado peso ou é feita uma estrutura específica na base.

A coesão efetiva e o ângulo de atrito efetivo têm grande influência nos resultados, pois estão diretamente relacionados com a resistência do solo. Nota-se no fim do tempo de análise que a mudança da coesão efetiva de 20 kPa para 0 kPa resulta em um comprimento necessário de mais de quatro vezes. E a mudança do ângulo de atrito efetivo de 35° para 25° resulta em um comprimento necessário duas vezes maior, aproximadamente.

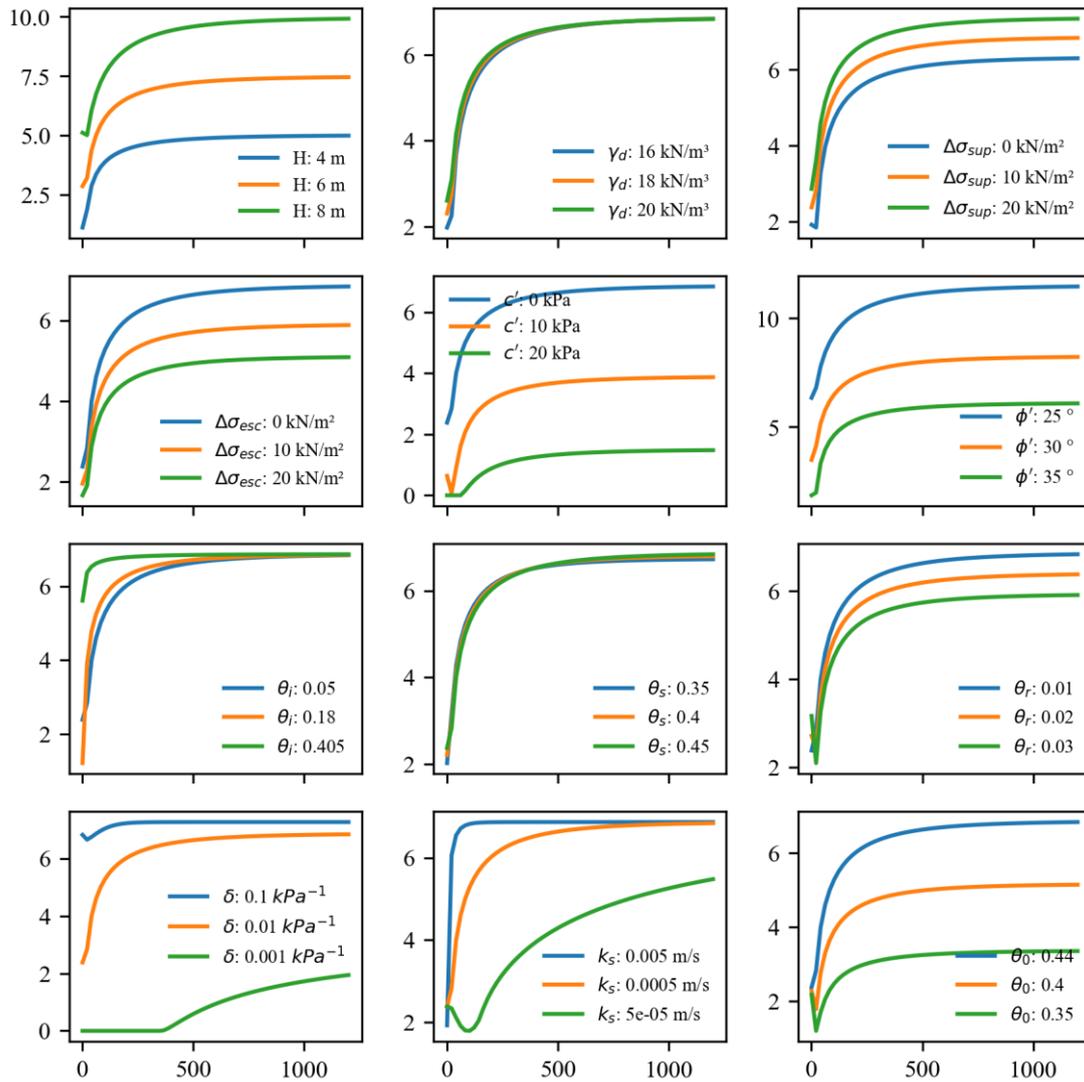


Figura 4.37. Análise paramétrica dos parâmetros de entrada para cálculo da ficha, eixo horizontal indica o tempo em minutos e o vertical o comprimento da ficha em metros.

O teor de umidade volumétrica inicial do perfil θ_i tem maior influência nos instantes iniciais, o qual determina se a coluna de solo está entorno da sucção de pico das tensões horizontais passivas e de vale das tensões horizontais ativas. Isto influencia no comprimento requerido nos instantes iniciais, e em um tempo maior de análise os resultados se aproximam.

As análises do teor de umidade volumétrica saturado θ_s (porosidade) e do residual θ_r foram feitas adotando o teor de umidade volumétrica na superfície de topo da coluna θ_0 como o $\theta_{0,max} = \theta_s - \theta_r$ para estarem submetidos à condição limite de fluxo como ocorre nas outras análises. Nota-se que a porosidade do solo tem pequena influência desde que seja mantida

a condição de maior fluxo. Já o teor de umidade volumétrica residual θ_r tem maior influência no resultado, pois ele aumenta a diferença entre o $\theta_{0,max}$ e o θ_s , logo a condição de contorno superior está mais distante do saturado e o perfil de solo também durante a infiltração.

O parâmetro δ tem grande influência no comportamento, pois este determina a variação da sucção no tempo e a localização do pico das tensões horizontais passivas e do vale das tensões horizontais ativas na relação empuxo e sucção. O δ maior reduz a sucção onde ocorre o pico/vale e reduz a influência da sucção no valor dos empuxos, ou seja, o valor máximo do empuxo passivo e o valor mínimo do empuxo ativo ocorre em uma sucção menor – solo mais úmido – e o empuxo passivo é menor no pico e o empuxo ativo é maior no vale em comparação a um δ menor. Além disto, este parâmetro reduz a parcela difusiva do fluxo de água, conseqüentemente, a variação da umidade do perfil do solo é mais lenta.

O modelo não representa muito bem solos em condição seca com δ pequenos, como $0,001 \text{ kPa}^{-1}$, pois estes são, geralmente, argilas ou siltes e se enquadram nos tipos II ou III de resistência cisalhante não saturada, enquanto o modelo de resistência cisalhante de Cavalcante e Mascarenhas (2021) utilizado é do tipo I.

Os parâmetros k_s e θ_0 estão diretamente relacionados com a velocidade do fluxo de água no solo e o limite do teor de umidade volumétrica que o perfil é capaz de atingir. Valores de k_s e θ_0 maiores solicitam comprimentos de ficha maiores e em menos tempo para equilibrar as ações.

Os resultados utilizando o caso 3 de infiltração constante na superfície de topo são semelhantes aos obtidos utilizando o caso 1 de teor de umidade volumétrica constante na superfície de topo.

A Figura 4.38 apresenta a análise paramétrica dos dezoito parâmetros de entrada para a análise do comprimento do trecho ancorado dos tirantes. Os parâmetros geotécnicos têm o mesmo comportamento do descrito na análise paramétrica da ficha. Com exceção do peso específico seco γ_d e da sobrecarga na escavação $\Delta\sigma_{esc}$, pois nesta análise a dimensão da ficha é muito menor que a profundidade da escavação H . Logo as ações do empuxo passivo são menos relevantes, e quanto maior o peso específico seco maior o empuxo ativo, sem aumentar consideravelmente o empuxo passivo; já a sobrecarga na escavação consegue mobilizar somente um pequeno comprimento de ficha, o que não altera significativamente os resultados obtidos para ficha de 4 m.

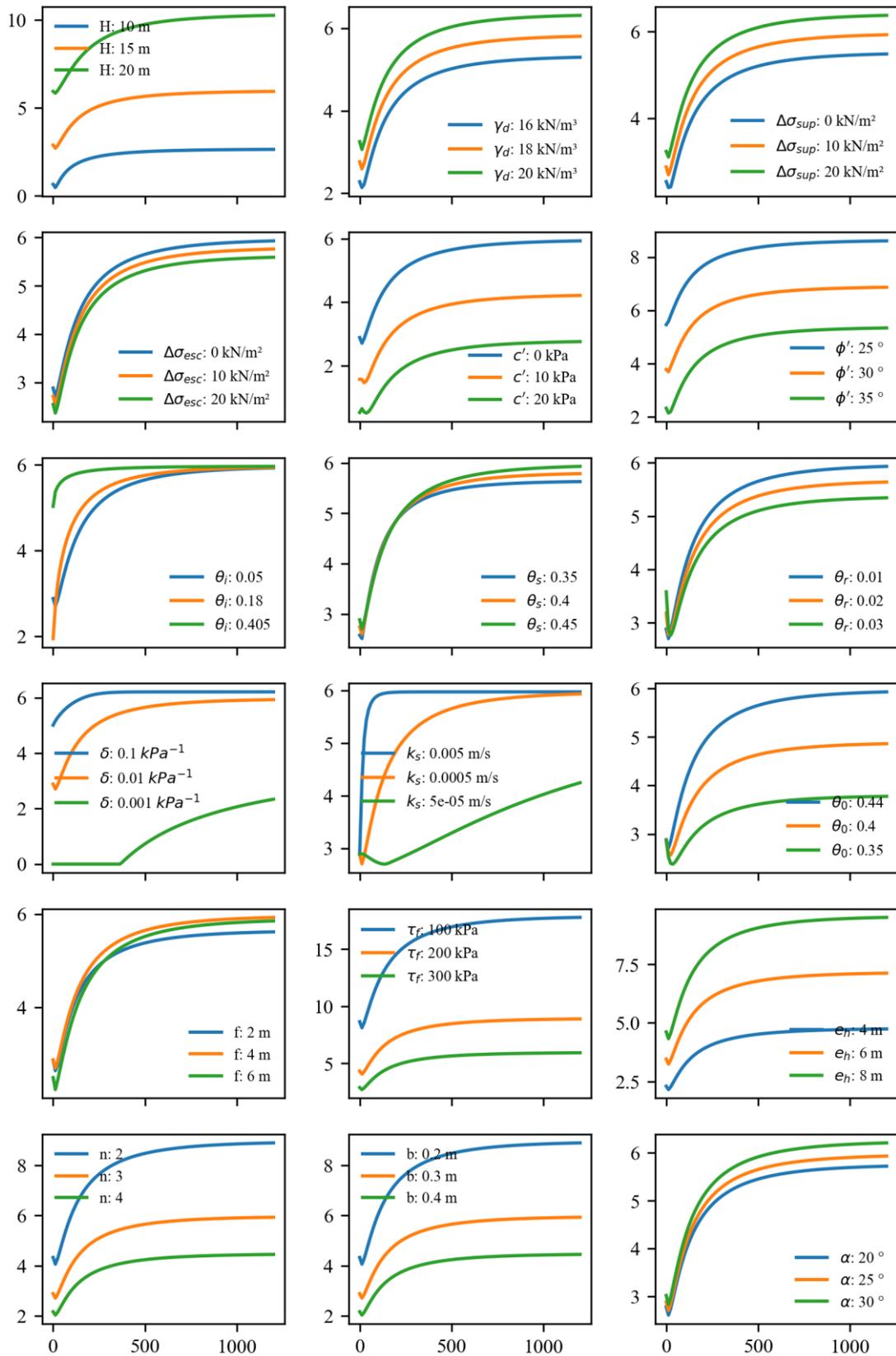


Figura 4.38. Análise paramétrica dos parâmetros de entrada para cálculo do tirante, eixo horizontal indica o tempo em minutos e o vertical o comprimento ancorado em metros.

A diferença ocorre nos parâmetros novos: ficha fixa f , resistência cisalhante ao arrancamento da ligação argamassa-solo τ_f , espaçamento horizontal e_h , número de tirantes n , diâmetro do trecho ancorado b , e o ângulo de inclinação α .

O comprimento da ficha fixa f não tem grande influência no comprimento ancorado para os valores analisados. O aumento da resistência cisalhante ao arrancamento τ_f reduz consideravelmente o comprimento requerido, o comprimento necessário quando a resistência é de 100 kPa é por volta de três vezes o comprimento para a resistência de 300 kPa.

O espaçamento horizontal e_h está relacionado com a área de influência do tirante na estrutura de contenção. Maior espaçamento horizontal requer maior comprimento ancorado. Se o espaçamento é dobrado ou triplicado, o comprimento do trecho ancorado também é dobrado ou triplicado.

O aumento do número de tirante n reduz consideravelmente o comprimento ancorado requerido, pois as ações do empuxo ativo são distribuídas em um maior número de tirantes. O diâmetro do trecho ancorado b está diretamente relacionado à resistência ao arrancamento do tirante, quanto maior o diâmetro, maior é a área superficial da ancoragem o que aumenta a capacidade do tirante.

O ângulo de inclinação α está diretamente relacionado com o momento gerado pelos tirantes em relação ao ponto de rotação, quanto maior o ângulo menor é o momento resistente e, conseqüentemente, maior o comprimento ancorado requerido. Em uma análise mais global e considerando a influência da tensão normal nos tirantes isto pode variar, pois quanto mais inclinado é o tirante, mais profundo ele tende a estar e maior a tensão normal atuante; isto tende a aumentar a resistência ao arrancamento por atrito, o que pode gerar um comportamento um pouco diferente.

4.4 INTERFACE GRÁFICA DE USUÁRIO

A interface gráfica de usuário foi desenvolvida para interagir com o modelo computacional desenvolvido no Python 3.9.7. A interface apresenta a janela de autores ao abrir o programa, Figura 4.39, e é acessível por meio do menu sobre.



Figura 4.39. Janela de autores.

A Figura 4.40 apresenta a interface geral do programa. O qual possui duas abas, a aba para cálculo pelo modelo saturado e pelo modelo não saturado. Cada aba é constituída por: dois botões de rádio para seleção do tipo de estrutura, onde é escolhido se será calculado o comprimento de ficha necessária ou o comprimento do trecho ancorado dos tirantes; uma imagem, a qual apresenta as características da contenção e indica graficamente as variáveis; campos de inserção dos valores das variáveis com etiquetas à esquerda indicando a variável e à direita a unidade; por fim, tem-se o botão para realizar o processamento e imediatamente acima o campo de resposta com o comprimento necessário.

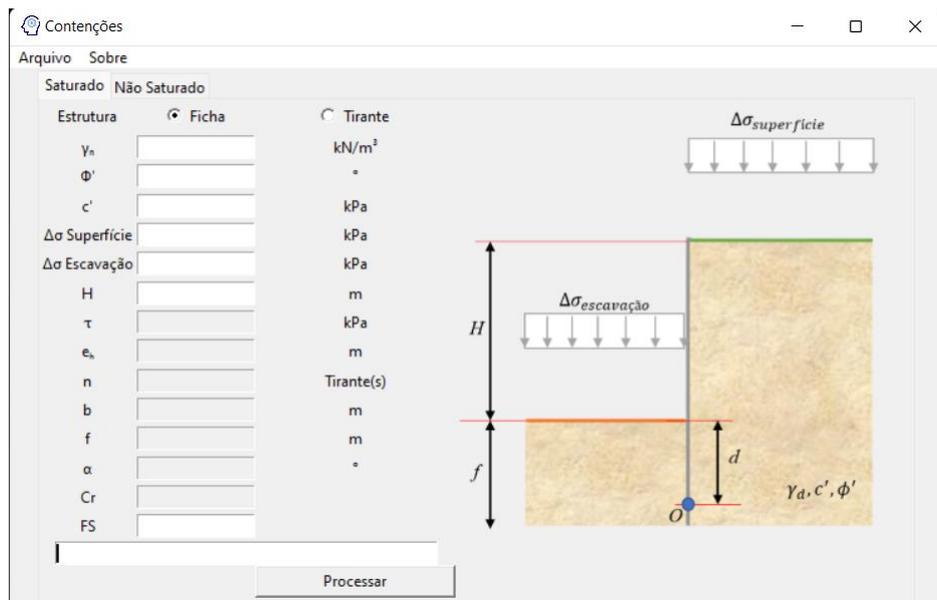


Figura 4.40. Interface geral do programa.

Os campos que não são utilizados para o tipo de estrutura selecionado são exibidos em cinza e desativados, indicando que não são necessários fornecer os valores destes parâmetros. Ao ser selecionada “Tirante”, estes campos são ativados e a imagem é alterada, informando que o programa está configurado para o cálculo do comprimento ancorado, Figura 4.41.

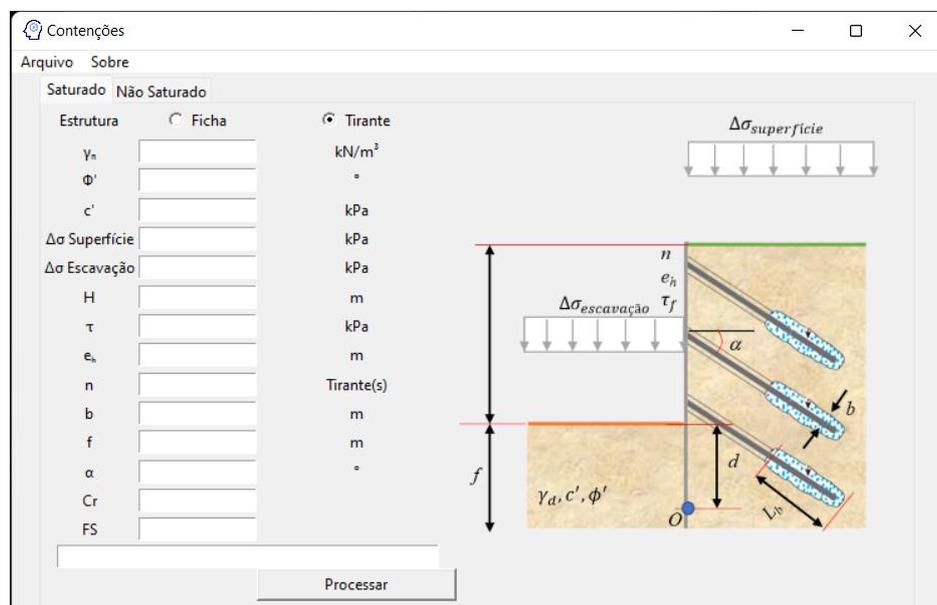


Figura 4.41. Interface do modelo de cálculo saturado para cálculo do comprimento ancorado do tirante.

A Figura 4.42 apresenta a interface do programa na aba “Não Saturado”, a qual é semelhante à aba “Saturado” com a adição de parâmetros necessários para a consideração

do solo não saturado e fluxo de água transiente. A imagem que ilustra a estrutura e condições também é adaptada para indicar as novas variáveis e condições de fluxo de água. A interface para o modelo não saturado contém mais dois botões de rádio para que o usuário possa selecionar o caso de fluxo 1 – teor de umidade volumétrica constante na superfície de topo – ou o caso 3 – infiltração constante na superfície de topo. Em seguida, tem-se os campos para inserção dos valores dos parâmetros de fluxo e também o tempo de análise da infiltração. Ao ser selecionado “Tirante” e “Caso de fluxo” 3 a imagem é alterada e os campos de inserção são adaptados para a nova situação de cálculo, Figura 4.43.

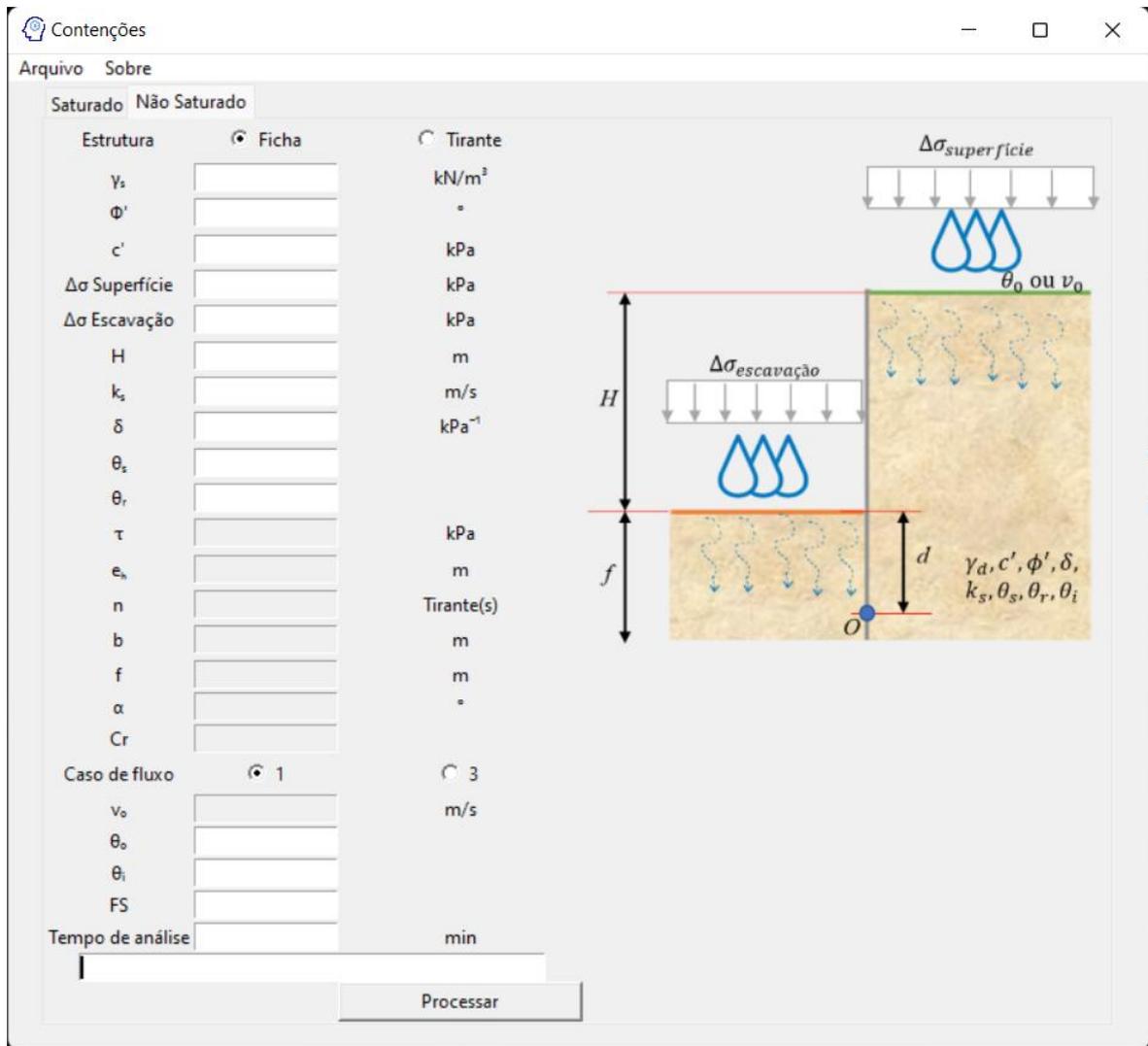


Figura 4.42. Interface do modelo de cálculo não saturado para cálculo do comprimento da ficha e caso de fluxo 1.

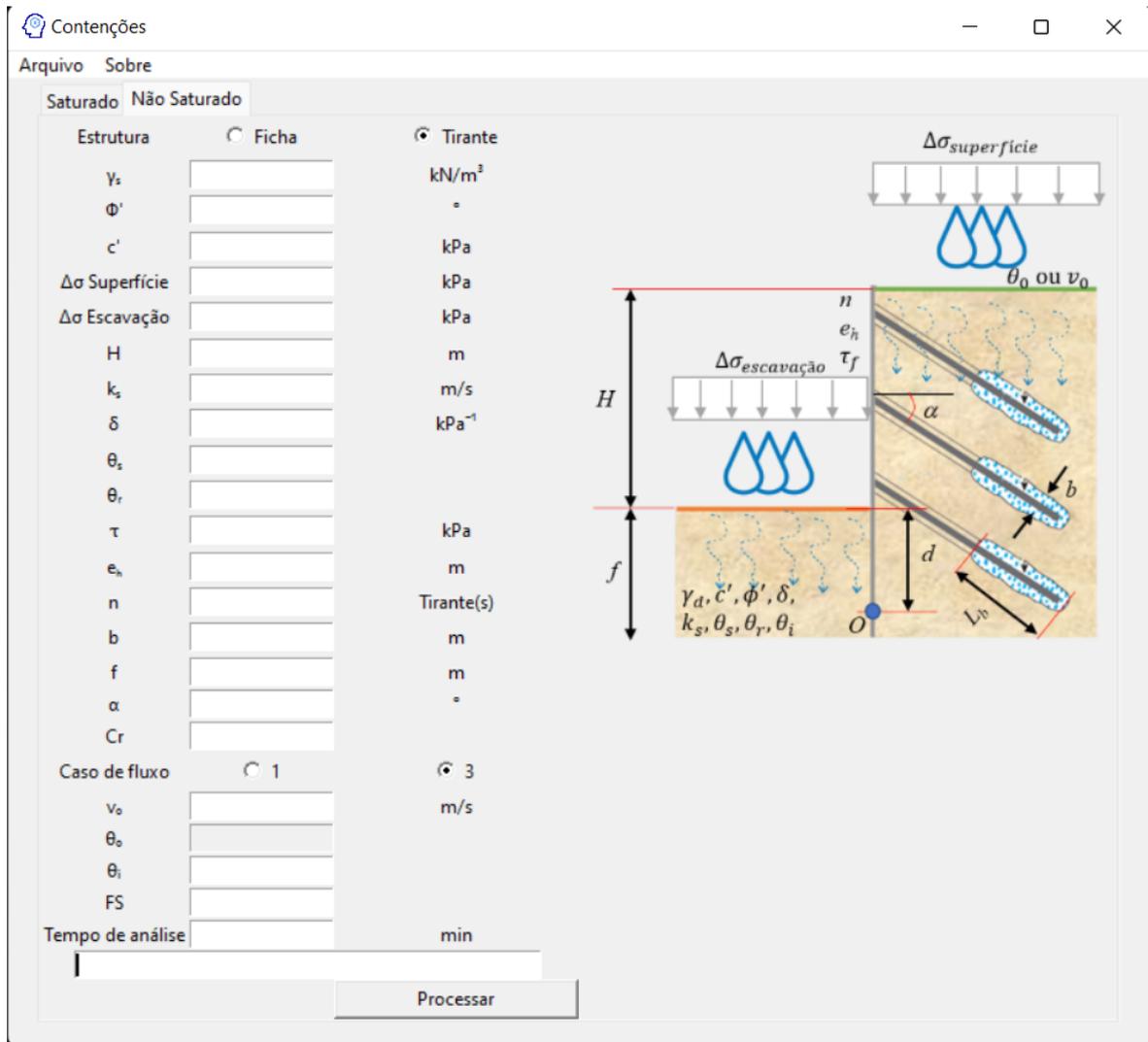


Figura 4.43. Interface do modelo de cálculo não saturado para cálculo do comprimento do trecho ancorado dos tirantes e caso de fluxo 3.

Ao serem fornecidos os parâmetros de cálculo e clicado em “Processar” o programa executa os modelos de cálculo e fornece como resultado o maior comprimento da ficha ou do trecho ancorado dos tirantes obtidos durante a análise e, também, fornece os seguintes gráficos: comprimento necessário para equilibrar a estrutura, curva característica de retenção de água, curva de condutividade hidráulica não saturada, curvas de resistência cisalhante não saturada, curvas de teor de umidade volumétrica ao longo do tempo e o perfil de tensões ao longo da profundidade. As Figura 4.44 e Figura 4.45 exibem um exemplo de execução do programa com os resultados apresentados. Os gráficos possuem funcionalidade de mover, dar zoom, salvar e visualizar as coordenadas do gráfico ao pousar o mouse sobre o ponto desejado

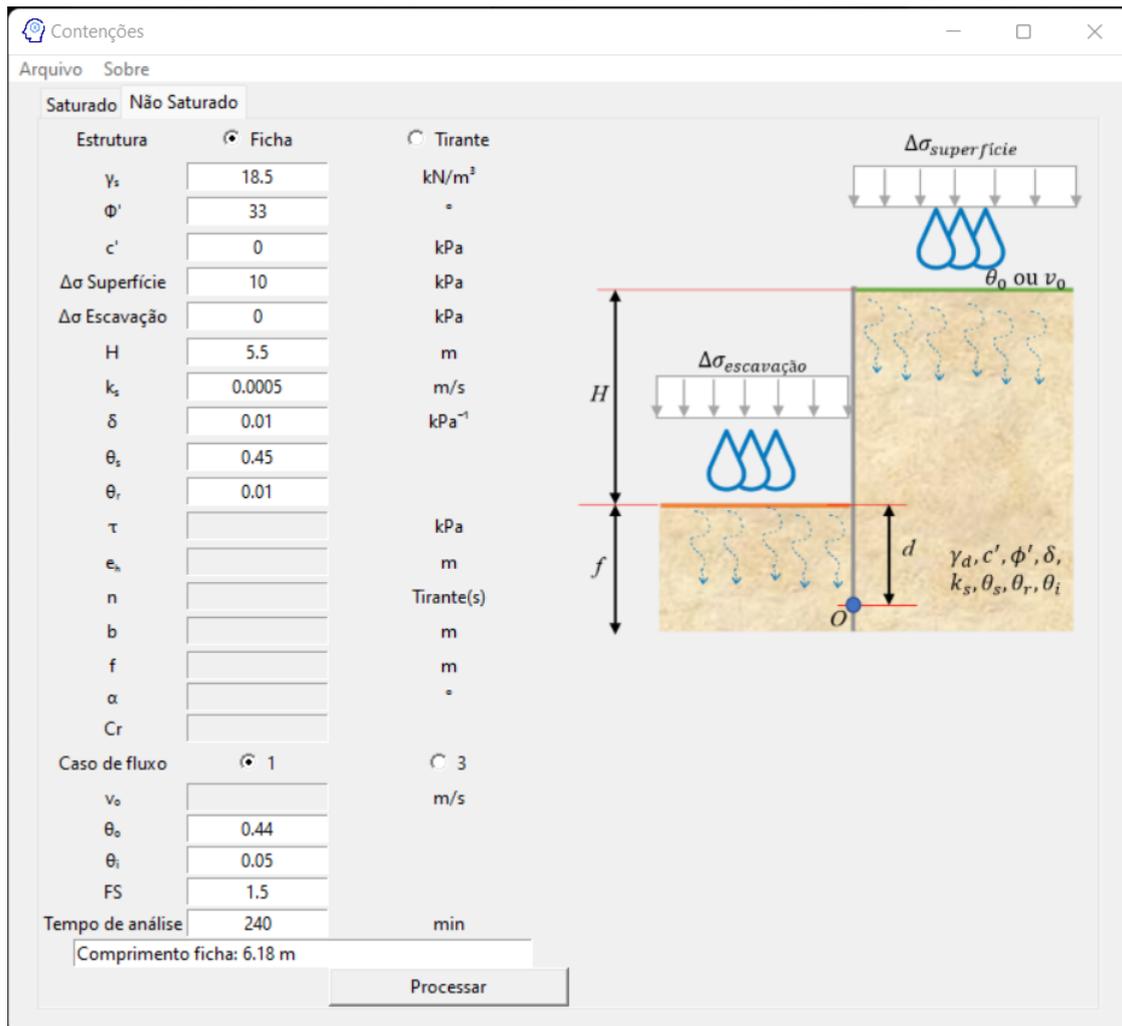


Figura 4.44. Exemplo de parâmetros de entrada e resultado do comprimento da ficha.

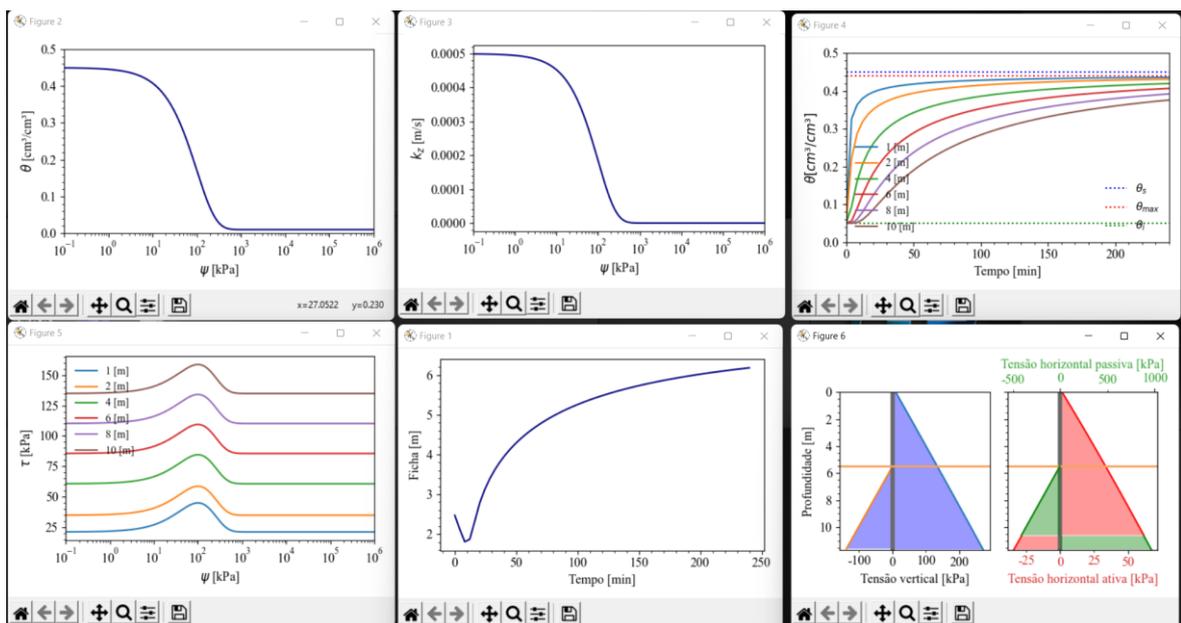


Figura 4.45. Exemplo de resultados.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

A modelagem desenvolvida nesta monografia e implementada na linguagem de programação Python foi capaz de simular o equilíbrio de tombamento de uma estrutura de contenção do tipo estacas justapostas ou estacas justapostas atirantadas em solos homogêneos em condição transiente e não saturada utilizando o método de Rankine, solução analítica de infiltração de água e resistência cisalhante não saturada. O modelo implementado gerou resultados consistentes com as premissas adotadas e um usuário externo pode interagir com o programa por meio da interface gráfica.

É evidenciado com este trabalho a importância da utilização de dispositivos de drenagem na estrutura de contenções, pois a água tem um grande impacto nas ações que atuam na estrutura. O solo próximo à saturação diminui a sucção do solo o que aumenta as ações resultantes do empuxo ativo e diminui a capacidade resistente do empuxo passivo.

O modelo não saturado desenvolvido se aplica em toda extensão de sucção/umidade a solos com resistência cisalhante não saturada do tipo I, ou seja, solos com características de areia. Já, os solos do tipo II e III possuem comportamentos diferentes em sucção elevada/umidade baixa, eles tendem a manter ou ter maior resistência com o aumento contínuo da sucção, isto tende a ocorrer em siltes e argilas.

Ambos o solo arenoso quanto o solo silte arenoso analisados dependem, consideravelmente, do teor de umidade volumétrica inicial no perfil de solo e da duração da infiltração. Em relação a capacidade de manter a taxa de infiltração v_0 ou o teor de umidade volumétrico θ_0 na superfície de topo máximos durante o tempo de análise, o solo arenoso requer um grande volume de água para manter esta condição, o qual corresponde à permeabilidade de 1800 mm/h na condição saturada, e esta taxa só é possível ser mantida nas 4 h analisadas nas simulações em condições adversas, como, por exemplo, devido a vazamentos próximos à contenção. Já, o solo silte arenoso necessita de um menor volume de água para que a infiltração máxima seja mantida, a qual corresponde à permeabilidade de 18 mm/h na condição saturada, e esta taxa pode ser mantida nas 4 h analisadas nas simulações por eventos longos de precipitação. Eventos de grande volume de precipitação não alteram o comportamento, pois o volume excedente gerará escoamento superficial.

Portanto, quando analisado solos de alta permeabilidade, é indispensável a verificação das instalações hidráulicas próximas, as quais podem fornecer o volume de água para se atingir

as condições de maior infiltração e, caso ocorra ruptura pelo aumento de umidade, esta ocorre de forma rápida. Como exemplo dessas instalações tem-se: tubulações de água potável, esgoto e drenagem e sistemas compensatórios de drenagem urbana (reservatórios, trincheiras e valas de infiltração, entre outros).

Em relação aos solos de baixa permeabilidade, também devem ser verificadas as instalações próximas, as quais podem fornecer água por longos períodos de tempo, por exemplo, por meio de vazamentos; mas é de fundamental importância a avaliação da umidade no perfil de solo e de eventos de chuva consecutivos, pois, devido à baixa permeabilidade, estes solos podem acumular água na região não saturada durante longos períodos de tempo. Esta baixa permeabilidade favorece a gestão de riscos, porque em caso de ruptura pelo aumento da umidade, esta ocorre de forma lenta, e a umidade pode ser monitorada ao longo do tempo para avaliar a segurança da estrutura e podem ser realizadas medidas para reduzir os riscos.

As vantagens do uso do modelo não saturado em relação ao modelo saturado são: redução do comprimento das estacas justapostas ou dos tirantes, o que reduz o custo e o tempo de implantação da estrutura de contenção; mitigação de riscos a partir da avaliação da contenção sob efeitos de infiltração, o qual pode ser utilizado para avaliar tanto a segurança de uma estrutura sob determinado evento como ao longo do tempo a partir do monitoramento da umidade do solo.

O dimensionamento de paredes de estacas justapostas provisórias em regime não saturado é mais simples, pois o tempo de permanência da estrutura é somente de alguns anos e a probabilidade de ocorrência de eventos de infiltração severos é menor. Já, nas estruturas permanentes, devem ser analisadas as condições do meio para longos períodos de tempo e garantir que estas condições sejam mantidas no futuro ou sejam realizadas adaptações.

A aplicação do dimensionamento das contenções em condição não saturada e transiente requer um conhecimento das condições hidrológicas e hidráulicas do ambiente e uma correlação com os prejuízos que podem ocorrer no caso de sua falha, ou seja, uma análise de risco. Ao serem avaliados os prejuízos é de fundamental importância compreender como a estrutura irá falhar e quais as medidas de segurança a serem adotadas para que os riscos sejam minimizados.

Com relação aos parâmetros de entrada, além da geometria da contenção - profundidade da escavação, número de tirantes, espaçamento horizontal e diâmetro do bulbo de ancoragem - é necessário que os parâmetros de resistência do solo - coesão efetiva, ângulo de atrito

efetivo e resistência cisalhante ao arrancamento na ligação argamassa-solo - como também os parâmetros hidráulicos - parâmetro hidráulico δ e permeabilidade saturada - sejam bem definidos, pois eles têm grande influência nos resultados obtidos.

O modelo foi desenvolvido com base em uma estrutura de contenção embutida do tipo estacas justapostas, mas a sua aplicação se estende a outros tipos de estruturas embutidas nas quais o equilíbrio é proporcionado pelos empuxos passivos agindo na ficha, como paredes diafragmas, estacas pranchas, estruturas com estacas espaçadas com revestimento de concreto ou madeira, entre outras.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base no estudo realizado nesta monografia diversos aspectos se destacam como sugestões para trabalhos futuros:

- Estender a modelagem de dimensionamento de estacas justapostas desenvolvida para diferentes condições, como terreno não retilíneo (talude, bermas) e atrito do solo com a parede;
- Estender a modelagem de dimensionamento de tirantes desenvolvida para: dimensionar a ficha necessária para resistir os esforços verticais oriundos da componente vertical da carga dos tirantes; dimensionar o tendão; dimensionar a ligação tendão-argamassa; definir o comprimento do trecho livre de acordo com a superfície de ruptura global; verificar ruptura interna da massa de solo; e realizar os cálculos para cada fase da escavação;
- Desenvolver solução analítica de infiltração de água transiente em meio poroso não saturado para solos heterogêneos para dimensionamento de estruturas de contenção em perfis com multicamadas;
- Desenvolver solução analítica de infiltração de água transiente em meio poroso não saturado para umidade inicial na coluna de solo variável;
- Desenvolver dimensionamento de estacas justapostas considerando lençol freático superficial e influência da pressão hidrostática da água;
- Desenvolver dimensionamento de estacas justapostas para modelos de resistência cisalhante não saturada para solos do tipo II e III, como siltes e argilas;
- Desenvolver modelo probabilístico para analisar a probabilidade de falha de uma estrutura de contenção em regime transiente e não saturado;

- Desenvolver modelo de dimensionamento que considere dispositivos de drenagem na estrutura de contenção;
- Desenvolver modelo de cálculo do deslocamento de contenções em regime transiente e não saturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1985). *NBR 9061 - Segurança de Escavação a Céu Aberto*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 5629: Tirantes Ancorados no Terreno - Projeto e execução*. Rio de Janeiro.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5th ed.). McGraw-Hill, Singapore, 1164 p.
- Brooks, R. H., Corey, A. T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. *Hydrology Papers Colorado State University Fort Collins*, 3.
- Brutsaert, W. (1967). Some Methods of Calculating Unsaturated Permeability. *Transactions of the ASAE*, 400–404.
- CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. Canadian Geotechnical Society, Canada, 488 p.
- Cavalcante, A. L. B., Mascarenhas, P. V. S. (2021). Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01144-6>
- Cavalcante, A. L. B., Zornberg, J. G. (2017). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. *International Journal of Geomechanics*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000875](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000875)
- Costa, M. B. A. da, Cavalcante, A. L. B. (2020). Novel Approach to Determine Soil–Water Retention Surface. *International Journal of Geomechanics*, 20(6), 04020054. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001684](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001684)
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7th ed.). Spon Press, New York, USA, 447 p.
- Croney, D., Coleman, J. D., Black, W. P. M. (1958). *Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance*.
- Das, B. M. (2010). *Principles of Foundation Engineering* (7th ed.). Global Engineering, USA, 794 p.
- Day, R. W. (2006). *Foundation Engineering Handbook: design and construction with the 2006 international building code*. McGraw-Hill, USA.
- Escoll. (2021). *Cortinas de Contenção*. Disponível: < <https://escoll.com.br/cortinas-de-contencao/>> Acesso em: setembro de 2021.

- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., Widger, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, USA, 507 p.
- Gao, Y. Sun DA; Zhou, A.; Li, J. (2020). *Predicting Shear Strength of Unsaturated over Wide Suction Range*. *International Journal of Geomechanics*, 20(2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001555](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001555)
- Geo5. (2018). *Guia de Usuário*. Fine software.
- Gitirana Junior, G. de F. N., Marinho, F. A. M., Soto, M. A. A. (2015). A curva de retenção de água de materiais porosos. In Carvalho, J. C. *et al.* (Orgs.), *Solos não saturados no contexto geotécnico*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, Brasil, 205-229.
- Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., Niyama, S. (1998). *Fundações: teoria e prática* (2nd ed.). Pini, São Paulo, Brasil, 751 p.
- Hunter, J. D. (2007). Matplotlib - a 2D graphics environment. *Computing in Science & Engineering*, 90–95.
- Littlejohn, G. S. (1980). *Design Estimation of the Ultimate Load-Holding Capacity of Ground Anchors*. Ground Engineering.
- Lu, N., Godt, J. W., Wu, D. T. (2010). A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources Research*, 46(5). <https://doi.org/10.1029/2009wr008646>
- Mayne, P. W., Kulhawy, F. H. (1982). K₀-OCR Relationships in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT6), 851–872.
- Mckee, C. R., Bumb, A. C. (1987). *Flow-Testing Coalbed Methane Production Wells in the Presence of Water and Gas*.
- O’Kane, M., Ayres, B., Christensen, D., Meiers, G. (2002). *CANMET - CETEM Manual on Cover System Design for Reactive Mine Waste*. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/229040104>. Acesso em: outubro de 2021.
- Oliphant, T. (2006). A guide to NumPy. *Trelgol Publishing*. <https://numpy.org>
- POST-TENSIONING INSTITUTE. (2014). *PTI DC35.1-14. Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*. Post-Tensioning Institute, USA, 110 p.
- PYTHON SOFTWARE FOUNDATION. (2021). *The Python Tutorial*. Disponível em: <https://docs.python.org/3/tutorial/>. Acesso em: setembro de 2021.

- Raybaut, P. (2017). *Spyder-Documentation*. Disponível em: <https://www.spyder-ide.org>. Acesso em: outubro de 2021.
- Schmidt, B. (1966). Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4), 239–242. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t66-028>
- Silva, C. P. L. da. (2007). *Cartografia Geotécnica de Grande Escala: Estudo de Caso Brasília - Área Tombada pela Unesco* [Dissertação de Mestrado]. Universidade de Brasília.
- Thota, S. K., Cao, T. D., Vahedifard, F. (2021). Poisson's Ratio Characteristic Curve of Unsaturated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002424](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002424)
- van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898.
- Virtanen, P., Gommers, R., Oliphant, T. E., Haberland, M., Reddy, T., Cournapeau, D., Burovski, E., Peterson, P., Weckesser, W., Bright, J., van der Walt, S. J., Brett, M., Wilson, J., Millman, K. J., Mayorov, N., Nelson, A. R. J., Jones, E., Kern, R., Larson, E., ... Contributors, S. 1. 0. (2019). *SciPy 1.0--Fundamental Algorithms for Scientific Computing in Python*. <https://doi.org/10.1038/s41592-019-0686-2>
- Xanthakos, P. P. (1991). *Ground anchors and anchored structures*. John Wiley & Sons, New York, USA, 686 p.