



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CAMPUS REITOR JOÃO DAVID FERREIRA LIMA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

JÚLIO CÉSAR DA SILVA DE ABREU

**IMPACTO DO FLUXO DE ÁGUA EM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: ANÁLISE  
DO CASO SECO, COM FLUXO E HIDROSTÁTICO**

Florianópolis

2024

JÚLIO CÉSAR DA SILVA DE ABREU

**IMPACTO DO FLUXO DE ÁGUA EM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: ANÁLISE  
DO CASO SECO, COM FLUXO E HIDROSTÁTICO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao curso de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Stephanie Thiesen, Dr.-Ing.

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.  
Dados inseridos pelo próprio autor.

Abreu, Júlio César da Silva de  
IMPACTO DO FLUXO DE ÁGUA EM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO:  
ANÁLISE DO CASO SECO, COM FLUXO E HIDROSTÁTICO / Júlio  
César da Silva de Abreu ; orientadora, Stephanie  
Thiesen, 2024.  
105 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Rede de fluxo. 3. Cortina em  
balanço. 4. ; Percolação. 5. Fator de segurança. I. Thiesen,  
Stephanie . II. Universidade Federal de Santa Catarina.  
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

JÚLIO CÉSAR DA SILVA DE ABREU

IMPACTO DO FLUXO DE ÁGUA EM ESTRUTURA DE CONTENÇÃO: ANÁLISE DO  
CASO SECO, COM FLUXO E HIDROSTÁTICO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 04 de dezembro de 2024.

Coordenação do Curso

Banca examinadora

Stephanie Thiesen, Dr.-Ing.

Orientadora

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos aqueles que fizeram parte da minha jornada acadêmica e me ajudaram a compôr quem eu sou hoje.

Primeiramente, agradeço à minha orientadora Stephanie, que aceitou o desafio de ter a mim como seu primeiro aluno orientado, sua discência foi imprescindível para o sucesso deste trabalho, você ensina com paixão e tenho certeza que será uma mãe incrível.

À minha tia Thaiara, meu pai e minha mãe que me deram orientações para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos da faculdade que tornaram os dias mais leves e sempre me apoiaram nos momentos difíceis, em especial o Alef, Filipe, Bala, Anthony, Heitor, Utzig e Peruzzo, além de todos os outros da turma 19.1 que sempre se demonstraram unidos.

Aos meus pais Francieli e Paulo, os melhores do mundo, que me ensinaram o significado de casa muito antes de eu querer seguir a Engenharia Civil. Com vocês aprendi a ser persistente e conquistar meus objetivos. O apoio e amor incondicional que recebo de vocês é o responsável pelo nosso sucesso. Seria impossível agradecer tudo que vocês fizeram por mim, para isso seria necessário outro TCC.

À minha namorada Jaque, que faz parte da minha vida acadêmica desde o fundamental, e por forças do destino é a minha companheira de vida que amo incondicionalmente. Com tua ajuda tudo pareceu fácil, os últimos anos tem sido os melhores da minha vida ao teu lado, e seria muito mais difícil estar neste lugar sem teu suporte. Também não posso deixar de agradecer aos meus sogros Guilherme e Sirlei, que não hesitaram em me acolher quando necessitei.

À minha família, em especial meus avós Carlos, Tânia, Cleusa, Beatriz e Gerson, que mesmo com a distância e a saudade sempre foram compreensíveis e me transmitiram o amor necessário para me manter de cabeça erguida.

Por fim gostaria de agradecer todos os professores que fizeram parte desta jornada, desde o fundamental até a graduação. Tenho certeza que levarei um pouco do ensinamento de todos vocês para a minha vida.

Forever trusting who we are, and nothing else matters

*(Metallica)*

## RESUMO

Ao longo dos anos o estudo da percolação e fluxo da água foi facilitado pelo estudo das redes de fluxo e ferramentas computacionais, nos ajudando a desenvolver estruturas mais seguras. Este estudo é parte inerente quando se trata de obras de terra, pois em diferentes condições de solo, o comportamento da água pode não ser tão previsível e de fácil mensuração. O presente trabalho tem como objetivo analisar o impacto da consideração ou não do fluxo de água de cortinas em balanço, analisando três cenários: seco; com a presença da água (hidrostático); e com fluxo. A pesquisa explora a interação entre o solo, a água e a cortina, destacando a dinâmica das tensões e os riscos associados à escolha do cenário de dimensionamento da cortina. Através de métodos analíticos de cálculo de tensão e dimensionamento de cortinas, são discutidas as cargas piezométricas, as tensões horizontais e os métodos de dimensionamento empregados na análise de cortinas. O trabalho investiga os fatores de segurança de estabilidade e as tensões resultantes para diferentes configurações de cortinas e cenários, que variam desde situações com drenagem da cortina até situações com diferentes gradientes hidráulicos (nulo e não nulo). Conclui-se que o cenário hidrostático compromete a segurança em fichas menores e superdimensiona em fichas maiores, reforçando a importância das condições reais de fluxo. Desta forma, a análise dos cenários permitiu identificar o impacto do fluxo de água no comportamento de cortinas em balanço, evidenciando a importância da consideração de tal cenário no dimensionamento da contenção. O estudo contribui para a compreensão do comportamento do solo frente às pressões exercidas pela água nos regimes com e sem fluxo, oferecendo resultados que podem ajudar a concepção de projetos futuros, oferecendo diretrizes para dimensionamentos mais seguros e econômicos, contribuindo para uma melhor compreensão das pressões da água em projetos de contenção.

**Palavras-chave:** Rede de fluxo; Percolação; Cortina em balanço; Fator de segurança.

## ABSTRACT

Over the years, the study of water seepage and flow has been facilitated by the analysis of flow nets and computational tools, aiding in the development of safer structures. This study is inherently relevant when it comes to earthworks, as water behavior can vary significantly under different soil conditions, making it less predictable and harder to measure. The present work aims to analyze the impact of considering or disregarding water flow in sheet pile walls, evaluating three scenarios: dry; with the presence of water (hydrostatic); and with flow. The research examines the interaction between soil, water, and the retaining wall, emphasizing the stress dynamics and the risks associated with the chosen design scenario. Through analytical methods for stress calculation and wall design, the study discusses piezometric loads, horizontal stresses, and the design methods employed in the analysis of walls. The work investigates safety factors of stability and resulting stresses for different wall configurations and scenarios, ranging from conditions with wall drainage to those with varying hydraulic gradients (null and non-null). This work concludes that the hydrostatic scenario compromises safety for shorter embedment depths and leads to overdesign for larger ones, underscoring the importance of real flow conditions. Thus, the scenario analysis enabled the identification of the impact of water flow on the behavior of sheet pile walls, emphasizing the importance of considering this scenario in wall design. The study contributes to understanding soil behavior under water pressures in flow and non-flow regimes, offering results that can guide future projects and providing guidelines for safer and more economical designs, enhancing the understanding of water pressures in retaining wall projects.

**Keywords:** Flow net; Seepage; Sheet pile wall; Safety factor.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Valores típicos do coeficiente de condutividade hidráulica .....	19
Figura 2 – Pressão, elevação e cargas totais através do solo .....	23
Figura 3 – Exemplo de rede de fluxo .....	23
Figura 4 – Fluxo de água em três dimensões .....	24
Figura 5 – Linhas de fluxo e equipotenciais .....	28
Figura 6 – Rede de fluxo confinado (cima) e rede de fluxo (baixo).....	29
Figura 7 – Condições de fluxo para escavações abaixo do NA: (a) solo homogêneo (b) solos de diferentes permeabilidade (c) presença de lente de baixa permeabilidade (d) presença de bolsão de baixa permeabilidade.....	30
Figura 8 – Transmissão de forças entre partículas de argila e areia.....	31
Figura 9 – Movimento de muro nos casos ativos e passivos .....	34
Figura 10 – Empuxo em estruturas de contenção .....	35
Figura 11 – Trajetória de tensões no círculo de Mohr para o estado passivo e ativo .....	35
Figura 12 – Hipóteses referentes à formulação da Teoria de Rankine .....	37
Figura 13 – Análise gráfica da Teoria de Coulomb .....	38
Figura 14 – Muros de pedra .....	40
Figura 15 – Tipos de cortinas.....	41
Figura 16 – Distribuição de empuxos em cortina de apoio livre: (a) linha elástica; (b) distribuição de momentos; (c) distribuição de empuxos .....	42
Figura 17 – Diagrama de empuxos método do apoio fixo .....	43
Figura 18 – Tensões líquidas para o método MPPL .....	44
Figura 19 – Diagrama de empuxos resultante - MPPL.....	44
Figura 20 – Estabilização de um talude com drenagem profunda .....	48
Figura 21 – Detalhe de barbacã.....	49
Figura 22 – Fluxograma para de caracterização dos cenários.....	50
Figura 23 – Geometria do cenário base.....	51
Figura 24 – Cenários base (a) C1 e (b) C2.....	53
Figura 25 – Exemplo de equipotenciais pelo software Plaxis.....	55
Figura 26 – Fluxograma de cálculo do FS por MPPL .....	56
Figura 27 – Distribuição dos pontos para $d_0 = 4,87 m$ .....	60
Figura 28 – Distribuição dos pontos para $d_0 = 10,00 m$ .....	60
Figura 29 – Distribuição dos pontos para $d_0 = 12,16 m$ .....	61

Figura 30 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para $d_0 = 4,87 m$ .....	80
Figura 31 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para $d_0 = 10,00 m$ .....	80
Figura 32 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para $d_0 = 12,16 m$ .....	81

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Cálculo de empuxo em retroaterro horizontal por Rankine em solos não coesivos.....	37
Quadro 2 – Cálculo de empuxo em retroaterro horizontal por Coulomb em solos não coesivos.....	39
Quadro 3 – Características do solo .....	52

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados de ficha.....	56
Tabela 2 – FS dos cenários.....	57
Tabela 3 – Tensões na cortina para $d_0 = 4,87 m$ em C1.....	62
Tabela 4 – Resultante das tensões para $d_0 = 4,87 m$ em C1.....	62
Tabela 5 – Tensões na cortina para $d_0 = 10,00 m$ em C1.....	63
Tabela 6 – Resultante das tensões para $d_0 = 10,00 m$ em C1.....	64
Tabela 7 – Tensões na cortina para $d_0=12,16 m$ em C1.....	65
Tabela 8 – Resultante das tensões para $d_0 = 12,16 m$ em C1.....	65
Tabela 9 – Momentos para $d_0 = 4,87 m$ em C1.....	66
Tabela 10 – Momentos para $d_0 = 10,00 m$ em C1.....	66
Tabela 11 – Momentos para $d_0 = 12,16 m$ em C1.....	67
Tabela 12 – Tensões na cortina para $d_0 = 4,87 m$ em C2.....	67
Tabela 13 – Resultante das tensões para $d_0 = 4,87 m$ em C2.....	68
Tabela 14 – Tensões na cortina para $d_0 = 10,00 m$ em C2.....	69
Tabela 15 – Resultante das tensões para $d_0 = 10,00 m$ em C2.....	69
Tabela 16 – Tensões na cortina para $d_0 = 12,16 m$ em C2.....	70
Tabela 17 – Resultante das tensões para $d_0 = 12,16 m$ em C1.....	71
Tabela 18 – Momentos para $d_0 = 4,87 m$ em C2.....	72
Tabela 19 – Momentos para $d_0 = 10,00 m$ em C2.....	72
Tabela 20 – Momentos para $d_0 = 12,16 m$ em C2.....	72
Tabela 21 – Tensões na cortina para $d_0 = 4,87 m$ em C3.....	73
Tabela 22 – Resultante das tensões para $d_0 = 4,87 m$ em C3.....	73
Tabela 23 – Tensões na cortina para $d_0 = 10,00 m$ em C3.....	74
Tabela 24 – Resultante das tensões para $d_0 = 10,00 m$ em C3.....	75
Tabela 25 – Tensões na cortina para $d_0 = 12,16 m$ em C3.....	76
Tabela 26 – Resultante das tensões para $d_0 = 12,16 m$ em C3.....	76
Tabela 27 – Resultante das tensões para $d_0 = 4,87 m$ em C3.....	77
Tabela 28 – Resultante das tensões para $d_0 = 10,00 m$ em C3.....	77
Tabela 29 – Resultante das tensões para $d_0 = 12,16 m$ em C3.....	78
Tabela 30 – $\Delta\sigma_{abs}$ para $d_0 = 4,87 m$ .....	82
Tabela 31 – $\Delta\sigma_{abs}$ para $d_0 = 10,00 m$ .....	82

Tabela 32 – $\Delta\sigma_{abs}$ para $d_0 = 12,16 m$ .....	82
Tabela 33 – $\Delta\sigma_a$ para $d_0 = 4,87 m$ .....	84
Tabela 34 – $\Delta\sigma_a$ para $d_0 = 10,00 m$ .....	84
Tabela 35 – $\Delta\sigma_a$ para $d_0 = 12,16 m$ .....	85
Tabela 36 – $\Delta\sigma_p$ para $d_0 = 4,87 m$ .....	86
Tabela 37 – $\Delta\sigma_p$ para $d_0 = 10,00 m$ .....	86
Tabela 38 – $\Delta\sigma_p$ para $d_0 = 12,16 m$ .....	87
Tabela 39 – $\Delta\sigma_{rel}$ para $d_0 = 4,87 m$ .....	88
Tabela 40 – $\Delta\sigma_{rel}$ para $d_0 = 10,00 m$ .....	88
Tabela 41 – $\Delta\sigma_{rel}$ para $d_0 = 12,16 m$ .....	88
Tabela 42 – Resultado do FS dos cenários .....	89

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABS	Absoluta
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura
FS	Fator de segurança
LIQ	Líquida
MMP	Método do momento de projeto
MPPL	Método de tensão passiva líquida
MRP	Método da resistência de projeto
REL	Relativa

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma$	Tensão total no solo
$\sigma'$	Tensão efetiva
$\mu$	Poropressão
$h_p$	Carga piezométrica
$h_t$	Carga total
$h_a$	Carga altimétrica
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\Delta h$	Perda de carga
$\sigma_h$	Tensão horizontal total
$\sigma_{ha}$	Tensão horizontal ativa
$\sigma_{hp}$	Tensão horizontal passiva
$\Delta\sigma_h$	Diferença entre tensões
$\sigma'_h$	Tensão horizontal efetiva
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$E_a$	Empuxo ativo
$E_p$	Empuxo passivo
$K_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$K_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$v$	Velocidade de descarga da água
$k$	Coefficiente de condutividade hidráulica
$i$	Gradiente hidráulico
$n_c$	Número de canais de fluxo em uma rede de fluxo
$n_q$	Número de quedas equipotenciais em uma rede de fluxo
$d_0$	Tamanho da ficha da cortina
$H_0$	Altura da escavação
$z$	Altura do tardoz

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1	OBJETIVO GERAL.....	18
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	18
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>19</b>
2.1	MOVIMENTOS DA ÁGUA NO SOLO.....	19
<b>2.1.1</b>	<b>Permeabilidade e percolação .....</b>	<b>19</b>
2.1.1.1	<i>Lei de Darcy .....</i>	<i>20</i>
2.1.1.2	<i>Equação de Bernoulli .....</i>	<i>21</i>
<b>2.1.2</b>	<b>Redes de fluxo .....</b>	<b>23</b>
2.1.2.1	<i>Equação de Laplace .....</i>	<i>24</i>
2.1.2.2	<i>Construção da rede de fluxo.....</i>	<i>26</i>
2.1.2.3	<i>Perda de carga entre equipotenciais.....</i>	<i>27</i>
2.1.2.4	<i>Redes de fluxo em contenções .....</i>	<i>28</i>
2.2	CARACTERÍSTICAS DO SOLO.....	30
<b>2.2.1</b>	<b>Ângulo de atrito .....</b>	<b>31</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Coesão do solo .....</b>	<b>32</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Tensões totais, efetivas e poropressão.....</b>	<b>32</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Empuxo.....</b>	<b>33</b>
2.2.4.1	<i>Rankine .....</i>	<i>36</i>
2.2.4.2	<i>Coulomb.....</i>	<i>38</i>
2.3	CONTENÇÕES.....	39
<b>2.3.1</b>	<b>Tipos de contenções .....</b>	<b>39</b>
2.3.1.1	<i>Muros de arrimo.....</i>	<i>40</i>
2.3.1.2	<i>Cortinas .....</i>	<i>40</i>
2.3.1.2.1	<i>Método do apoio livre.....</i>	<i>41</i>
2.3.1.2.2	<i>Método do apoio fixo .....</i>	<i>42</i>
2.3.1.3	<i>Análise de estabilidade em cortinas .....</i>	<i>43</i>
2.3.1.3.1	<i>Método de tensão passiva líquida (MPPL).....</i>	<i>43</i>
2.3.1.3.2	<i>Método do momento de projeto (MMP).....</i>	<i>45</i>
2.3.1.3.3	<i>Método da resistência de projeto (MRP).....</i>	<i>45</i>
<b>2.3.2</b>	<b>Drenagem .....</b>	<b>46</b>
2.3.2.1	<i>Filtros .....</i>	<i>47</i>

2.3.2.2	<i>Drenos profundos</i> .....	48
2.3.2.2.1	Barbacãs.....	49
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>50</b>
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS .....	51
<b>3.1.1</b>	<b>Cenários C1 e C2</b> .....	<b>52</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Cenário C3</b> .....	<b>54</b>
3.2	METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	55
<b>3.2.1</b>	<b>Tensões totais horizontais(<math>\sigma_h</math>)</b> .....	<b>57</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Ficha (<math>d_0</math>)</b> .....	<b>57</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DOS CENÁRIOS DE ESTUDO</b> .....	<b>59</b>
4.1	CENÁRIO SECO – C1.....	61
<b>4.1.1</b>	<b>Cálculo das tensões totais horizontais (<math>\sigma_h</math>) – C1</b> .....	<b>61</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Cálculo do empuxo e momento – C1</b> .....	<b>66</b>
4.2	CENÁRIO SATURADO HIDROSTÁTICO – C2 .....	67
<b>4.2.1</b>	<b>Cálculo das tensões totais horizontais (<math>\sigma_h</math>) – C2</b> .....	<b>67</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Cálculo do empuxo e momento – C2</b> .....	<b>71</b>
4.3	CENÁRIO SATURADO COM FLUXO – C3.....	72
<b>4.3.1</b>	<b>Cálculo das tensões totais horizontais (<math>\sigma_h</math>) – C3</b> .....	<b>72</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Cálculo do empuxo e momento – C3</b> .....	<b>77</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>79</b>
5.1	DIAGRAMA DE TENSÕES RESULTANTES .....	79
<b>5.1.1</b>	<b>Diferenças absolutas (<math>\Delta\sigma_{abs}</math>)</b> .....	<b>81</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Diferenças relativas (<math>\Delta\sigma_{rel}</math>)</b> .....	<b>88</b>
5.2	FATOR DE SEGURANÇA .....	89
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>91</b>
<b>7</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>94</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>95</b>
	<b>ANEXO A – INTERPOLAÇÃO DAS TENSÕES</b> .....	<b>96</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica, em sua essência interativa com o meio ambiente, enfrenta constantemente desafios decorrentes da imprevisível relação entre água e solo. Essa área da engenharia dispõe de uma série de estratégias de intervenção projetadas para mitigar riscos associados a esta interação, visando aprimorar a segurança e proteger a sociedade e meio ambiente. Estima-se que cerca de 9,5 milhões de pessoas se encontram em áreas de risco de deslizamentos de terra (Ito, 2022).

Neste contexto, observa-se frequentemente que, na prática de obras em encostas, importantes medidas de segurança e confiabilidade podem ser negligenciadas. GeoRio (1999, p. 57) aponta que para contenções inferiores a dois metros de altura, “[...] devido a dificuldades executivas ou falta de materiais drenantes, pode ser mais econômico omitir-se a drenagem e projetar o muro considerando o empuxo hidrostático total”. Afirmações como estas, levantam o questionamento sobre o quão relevante é o papel, não somente da presença de água, mas também do fluxo da água em contenções.

A ausência de uma avaliação precisa sobre o impacto das forças de percolação de água em estruturas demanda uma reflexão cuidadosa sobre as decisões de engenharia adotadas. As decisões do engenheiro projetista sobre qual técnica adotar para mitigar os riscos pode ser muito subjetiva, uma vez que o estabelecimento de normas de drenagem e manejo de águas pluviais ainda sejam um desafio (Silva *et al.*, 2024). Estas decisões visam balancear custo, segurança e o impacto ambiental que uma eventual falha da estrutura irá causar, além da exequibilidade do projeto. Refletindo sobre como muitas vezes esta tomada de decisão não é tão simples, Cedergren (1989) afirma que apesar da percolação e a drenagem serem comparadamente simples, soluções apropriadas para diferentes situações não são tão evidentes, e ainda, provoca o questionamento “Quão conservadores são os engenheiros que projetam estruturas submetidas a ação da água?” (Cedergren, 1989, p. 15-17).

Com esta problemática, fica evidente a necessidade de um estudo aprofundado, investigando os diversos cenários que estruturas de contenção podem estar expostas. Além disso, é possível aproximar-se de um melhor entendimento sobre alguns questionamentos em aberto em relação à presença de água e ao fluxo de água, e deixar esta tomada de decisão um pouco mais assertiva.

O presente trabalho está organizado em sete seções principais. Na Seção 1, é apresentada a introdução ao tema, destacando a relevância do estudo sobre a interação solo-água em projetos geotécnicos e os desafios associados à consideração do fluxo, além de abordar os objetivos

gerais e específicos. A Seção 2 aborda o referencial teórico, explorando conceitos fundamentais como permeabilidade, tensões no solo e métodos de cálculo de empuxos, além dos métodos de dimensionamento de cortinas. . A Seção 3 traz os materiais e métodos utilizados, incluindo a caracterização dos cenários de estudo (seco, hidrostático e com fluxo) e a metodologia de cálculo das tensões e empuxos. A Seção 4 é dedicada à análise dos cenários, comparando os resultados de diferentes configurações de ficha e condições de fluxo. A Seção 5 apresenta os resultados e discussões, destacando os fatores de segurança e os impactos do fluxo na estabilidade da cortina. A Seção 6 conclui o estudo, sintetizando os principais achados e oferecendo diretrizes para projetos futuros, com foco na segurança e eficiência econômica. Por fim, na Seção 7 é possível verificar as sugestões para trabalhos futuros.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral analisar o impacto do fluxo da água em cortinas em balanço, comparando o caso seco, hidrostático e com fluxo.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- I. Investigar as variadas abordagens teóricas referentes à relevância da água na análise de cortina, identificando o atual entendimento sobre a influência da água nas tensões da cortina e fator de segurança.
- II. Compreender o risco que a água oferece à cortina, comparando os cenários onde há presença de água (com ou sem fluxo) com o que não há a presença de água.
- III. Analisar o comportamento do fluxo de água em interações específicas entre cortina e solo, mediante a verificação de cenários com diferentes gradientes hidráulicos e comprimentos de ficha de cortina, para identificar padrões e possíveis riscos associados a cada configuração.
- IV. Identificar se há risco no dimensionamento de cortinas pelo regime hidrostático em relação ao com fluxo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

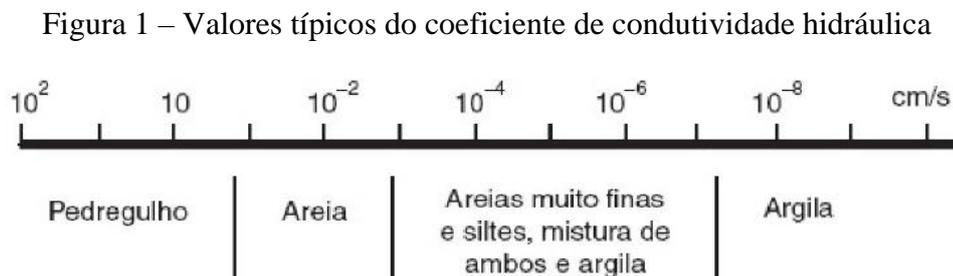
### 2.1 MOVIMENTOS DA ÁGUA NO SOLO

A água é vital para a Terra, entretanto, quando presente em excesso e no lugar inadequado, pode causar danos significativos. Historicamente, há provas de que a humanidade sempre teve receio e respeito pelo potencial destrutivo da água (Cedergren, 1989, p. 3).

#### 2.1.1 Permeabilidade e percolação

Um material permeável é aquele que é capaz de ser penetrado ou permeado por outra substância [...], definição segundo Cedergren (1989). Cedergren ainda afirma que, nenhuma propriedade é mais incerta na engenharia que a permeabilidade, pois a permeabilidade varia em uma amplitude de bilhões de vezes (Figura 1). Pinto (2011), diz que para um mesmo tipo de solo o coeficiente de permeabilidade pode variar de acordo com a temperatura e o número de vazios. Na engenharia a permeabilidade é expressa numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (K) (Caputo, 2015). Neste trabalho, o coeficiente de permeabilidade será representado pelo coeficiente de condutividade hidráulica (k), que não deixa de ser o coeficiente de permeabilidade acrescido das características da água, como a viscosidade.

Pinto também nos traz que, o coeficiente de condutividade hidráulica é expresso geralmente por uma potência negativa para solos impermeáveis.



Fonte: Caputo (2015).

Braja M. Das (2007) enfatiza a importância do estudo da permeabilidade para estimar a quantidade de água percolada no solo, para assim, possibilitar a análise de estabilidade de encostas e barragens que estão sujeitas as forças de percolação.

O coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) tem como unidade de medida m/s, e para solos, por seu valor ser em pequena escala, é expresso em notação científica [...] estes coeficientes são tanto menores quanto menores os vazios nos solos (Pinto, 2011).

#### 2.1.1.1 Lei de Darcy

De acordo com Braja M. Das (2007), em 1856, Henry Darcy publicou uma equação que descrevia a velocidade de descarga da água através de solos saturados, aplicada a diversos tipos de solo no regime laminar da água. Apresentada como:

$$v = ki \quad (1)$$

Onde,

$v$  = velocidade de descarga, em m/s;

$k$  = coeficiente de condutividade hidráulica de Darcy, em m/s;

$i$  = gradiente hidráulico;

O gradiente hidráulico é interpretado por duas distâncias, sendo esta medida a razão de  $h$  por  $L$ , onde  $h$  seria a carga que dissipa na percolação e  $L$  a distância ao longo da qual a carga se dissipa (Pinto, 2011). A velocidade medida pela Lei de Darcy, a qual pode ser aplicada em ensaios como os descritos, descreve o tempo em que a água leva para passar por uma seção de solo (Das, 2007).

Cedergren (1989) exalta que, por conveniência a permeabilidade é definida por unidades de velocidade, portanto, quando multiplicada por uma área nos dá a vazão percolada. Ainda em Cedergren, são apontadas aplicações para a Lei de Darcy envolvendo as forças de percolação, incluindo, o desenho de redes de fluxo em solos com condições anisotrópicas e a velocidade da água em meios porosos para escolha de materiais filtrantes.

A Lei de Darcy e a lei da conservação das massas fundamentam a matemática usada para descrever quantitativamente os sistemas envolvendo água no solo (Woessner; Poeter, 2020, p. 1).

### 2.1.1.2 Equação de Bernoulli

De acordo com Woessner e Poeter (2020), a água se move através do solo por causa da ação de forças. Estas sendo a diferença de pressão e a força da gravidade. [...] A carga hidráulica é uma grandeza escalar que tem o potencial de gerar forças.

Da mecânica dos fluídos, sabemos que a Equação de Bernoulli nos permite mensurar as parcelas de carga (pressão, velocidade e altura) em qualquer ponto de um fluído em movimento (Das, 2007).

Conforme demonstrado pelo princípio de Bernoulli, a carga hidráulica total é a soma de três componentes distintos (Eq. 2) (Pinto, 2011). Segundo Pinto (2011), temos a carga hidráulica total em qualquer ponto de uma rede de fluxo descrita por:

$$h_t = h_a + h_p + h_c \quad (2)$$

Onde,

$h_t$  = cargas totais;

$h_a$  = carga altimétrica;

$h_p$  = carga piezométrica;

$h_c$  = carga cinética;

Em termos da Equação de Bernoulli temos:

$$h_t = \frac{\mu}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2} + z \quad (3)$$

Onde,

$h_t$  = carga total;

$\frac{\mu_i}{\gamma_w}$  = carga piezométrica;

$z$  = carga altimétrica, no ponto  $i$ ;

$v$  = velocidade;

$g$  = gravidade;

Pinto ainda ressalta que, como a carga cinética é desprezível, o que se sobrepõe são as cargas altimétricas e piezométricas, sendo elas a diferença de cota entre o ponto considerado e

a cota referência, e, a pressão no ponto, expressa em coluna d'água, respectivamente. A energia mecânica é a força motriz para o fluxo da água, em outras palavras, o fluxo ocorre de locais de maior para menor energia (Woessner; Poeter, 2020).

Além disso, Braja M. Das afirma que no caso do fluxo da água em solos porosos a parcela da velocidade pode ser suprimida, pois a velocidade que a água percola pelo solo é pequena. Ficamos então com:

$$h_t = \frac{\mu}{\gamma_w} + z \quad (4)$$

Onde,

$h_t$  = carga total;

$\frac{\mu}{\gamma_w}$  = carga piezométrica;

$z$  = carga altimétrica, no ponto  $i$ ;

Ainda, deve-se considerar a perda de carga devido ao atrito viscoso, pois, no movimento da água em um solo, a carga total descrita acima é dissipada pelo atrito viscoso da água com o solo (Eq. 5).

$$\Delta h = \left( \frac{\mu_1}{\gamma_a} + z_1 \right) - \left( \frac{\mu_2}{\gamma_a} + z_2 \right) \quad (5)$$

Onde,

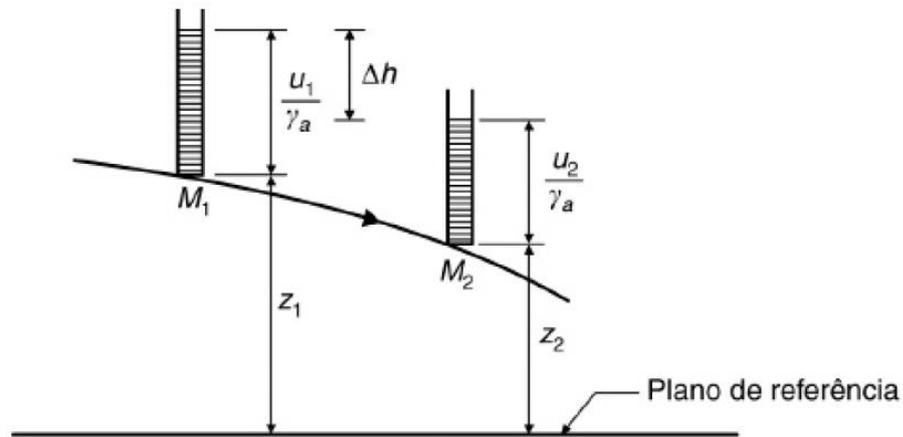
$\Delta h$  = perda de carga;

$\frac{\mu_i}{\gamma_a}$  = carga piezométrica, no ponto  $i$ ;

$z_i$  = carga altimétrica, no ponto  $i$ ;

Na Figura 2 é possível verificar a perda de carga graficamente, onde a água percorre do ponto  $M_1$  ao ponto  $M_2$ , ocorrendo a dissipação da energia devido ao atrito com as partículas de solo. Esta relação, somada as outras definições apresentadas anteriormente serão importantes para o cálculo de cargas hidráulicas em redes de fluxo, que serão apresentadas a seguir.

Figura 2 – Pressão, elevação e cargas totais através do solo

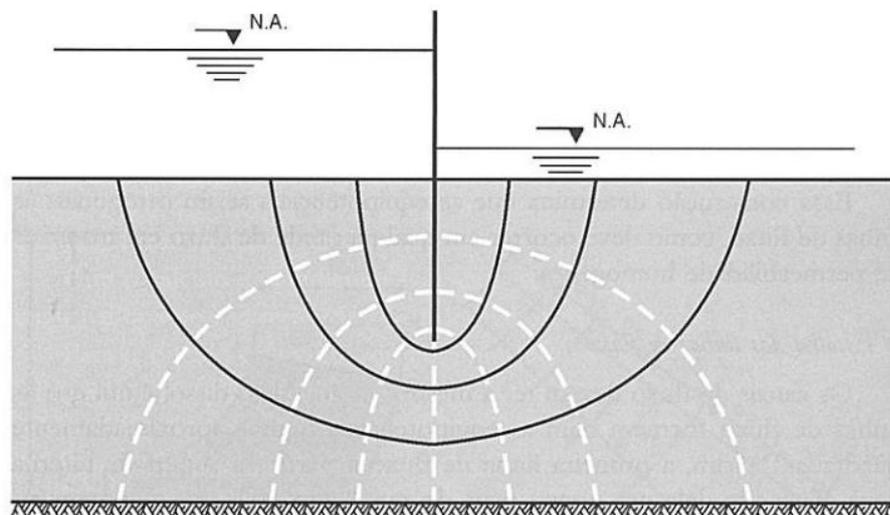


Fonte: Caputo (2015).

### 2.1.2 Redes de fluxo

Uma linha de fluxo é o caminho em que uma partícula irá percorrer para ir de um lado de maior potencial a outro menor em um solo permeável (Figura 3) (Das, 2007).

Figura 3 – Exemplo de rede de fluxo



Fonte: Pinto (2011).

De acordo com Massad (2010), uma vez que há perda de carga no percurso, a carga total vai sendo consumida, gerando pontos de igual potencial. Uma linha equipotencial é onde em qualquer ponto haverá um potencial de carga hidráulica igual. Uma combinação de linhas de fluxo e linhas equipotenciais desenharam uma rede de fluxo (Das, 2007). Massad (2010) ressalta que a carga total disponível para o fluxo é dissipada em seu percurso.

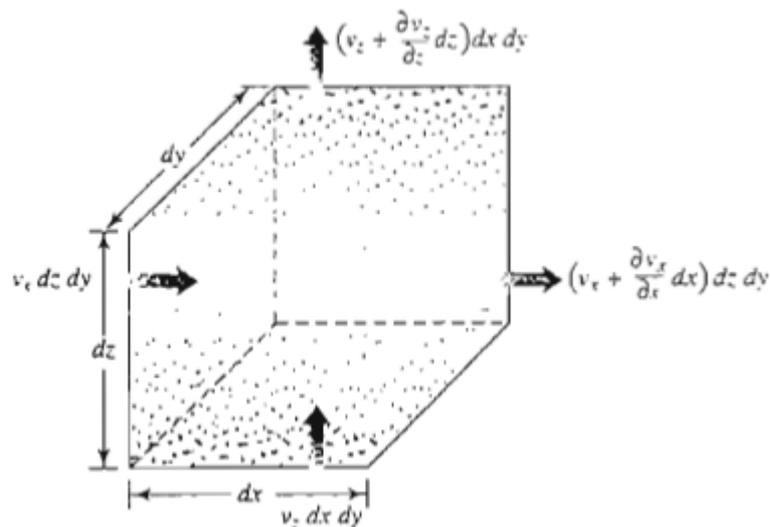
A análise do fluxo bidimensional torna-se significativamente mais simples através da representação gráfica dos trajetos seguidos pela água e da correspondente dissipação de carga. Essa representação é denominada rede de fluxo (Pinto, 2011). Ainda, de acordo com Pinto (2011):

Quando o fluxo de água ocorre sempre na mesma direção, [...] diz-se que o fluxo é uni-dimensional. [...] Quando as partículas de água se deslocam em qualquer direção, o fluxo é tridimensional. A migração de água para um poço é um exemplo de fluxo tridimensional de interesse para a Engenharia. [...] Quando as partículas de água seguem caminhos curvos, mas contidos em planos paralelos, o fluxo é bidimensional, como no caso da percolação pelas fundações de uma barragem. Em virtude da frequente ocorrência desse tipo de fluxo em obras de engenharia e de sua importância na estabilidade das barragens, o fluxo bidimensional merece especial atenção.

### 2.1.2.1 Equação de Laplace

O conceito das linhas de fluxo é baseado na Equação da continuidade de Laplace, a qual governa a condição do fluxo em um determinado ponto de massa (Das, 2007). Ainda de Braja M. Das (2007), assumindo que a água é incompressível, sabemos que em um fluxo através do solo a vazão que entra é igual a que sai. Pinto (2011) explica a equação de Laplace usando um elemento de solo como indicado na Figura 4, submetido a um fluxo tridimensional, que pode ser decomposto nas três direções ortogonais, considerando para cada direção um coeficiente de permeabilidade distinto e que a vazão de entrada deve ser igual à vazão de saída.

Figura 4 – Fluxo de água em três dimensões



Fonte: Braja M. Das (2007).

Dessa forma, Caputo (2015) nos traz que as velocidades de entrada e saída do fluido em duas dimensões, sendo assim, a variação em x e y podem ser descritas por:

$$\begin{cases} v_x + \partial v_x = v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \\ v_y + \partial v_y = v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \end{cases} \quad (6)$$

Onde,

$v_x$  = velocidade de fluxo em x;

$v_y$  = velocidade de fluxo em y;

Simplificando, pois a soma da variação da vazão tem que ser igual a zero, uma vez que ele não se altera durante o fluxo:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

De acordo com a Lei de Darcy, temos:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x} \quad (8)$$

$$i_y = \frac{\partial h}{\partial y} \quad (9)$$

Onde,

$i_x$  = gradiente hidráulico em x;

h = carga;

Além disso, Pinto (2011) indica que o gradiente hidráulico é variável em todas as direções, portanto:

$$i_x = \frac{\partial^2 i_x}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (10)$$

Assim, da Lei de Darcy, substituindo a Eq. 10 na Eq. 1:

$$v_x = -k_x \times \frac{\partial h}{\partial x} \quad (11)$$

$$v_y = -k_y \times \frac{\partial h}{\partial y} \quad (12)$$

E finalmente, substituindo as Eq. 11 e 12 na Eq. 7:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (13)$$

Em meio isotrópico assume-se que:

$$k_x = k_y = \text{constante} \quad (14)$$

Portanto,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (15)$$

Sendo esta a equação da continuidade para fluxo bidimensional permanente. De acordo com Caputo (2015), a solução geral da equação de Laplace é constituída por dois grupos de funções as quais são representadas por duas famílias de curvas ortogonais entre si. Uma corresponde à trajetória que descreve o escoamento da água e a outra se relaciona a carga hidráulica total do líquido. Ficando assim demonstrado, que a solução de Laplace é representada por um reticulado ortogonal, chamado de rede de fluxo (Caputo, 2015).

#### 2.1.2.2 Construção da rede de fluxo

Segundo Woessner e Poeter (2020), a construção de uma rede de fluxo é um método que utiliza lápis e papel para obter uma solução da equação de fluxo da água, e ainda, complementa que uma rede de fluxo consiste em duas famílias de linhas que se intersectam: linhas equipotenciais; e linhas de fluxo.

A rede é constituída por linhas de escoamento ou de fluxo, que são as trajetórias das partículas do líquido, e por linhas equipotenciais ou linhas de igual carga total (Caputo, 2015).

O método mais frequentemente utilizado para determinar redes de fluxo é a elaboração gráfica. Sendo feita por meio de tentativas, o traçado requer experiência, porém desperta a

sensibilidade para o problema (PINTO, 2011). De acordo com Casagrande (*apud* Pinto, 2011, p. 149), “Aproveite todas as oportunidades para estudar o aspecto de redes de fluxo bem construídas; quando a representação gráfica estiver bem assimilada, tente desenhá-la sem olhar o desenho original [...]. Para o traçado de uma nova rede, três ou quatro canais de fluxo são suficientes na primeira tentativa; o emprego de muitos canais de fluxo distrai a atenção dos aspectos mais importantes da rede. [...] as transições são suaves, com formatos semelhantes aos de elipses ou de parábolas. O tamanho dos quadrados em cada canal varia gradualmente.”

Braja M. Das (2007) complementa especificando duas premissas básicas para construção de uma rede de fluxo:

- a) As linhas equipotenciais devem interseccionar as linhas de fluxo em ângulos retos;
- b) Os canais formados pelas linhas equipotenciais e de fluxo devem se aproximar de quadrados;

Aquele que possui conhecimento e habilidade o suficiente para construir uma boa rede de fluxo, possui uma técnica extremamente poderosa para projetar estruturas seguras e econômicas expostas aos efeitos da água. Se uma rede de fluxo pode ser comparada a outra em termos de geometria, é altamente provável que o mesmo padrão de desenho possa ser utilizado. Há diversos modelos de redes de fluxo prontos para diferentes tipos de seções (Cedergren, 1989, p. 128). Massad (2010) ressalta que um cálculo preciso da vazão depende apenas da geometria do problema, pois depende do fator de forma (Eq. 16), e não de um traçado rigoroso da rede de fluxo. Entretanto, para o cálculo da poropressão e do gradiente, é necessária uma rede de fluxo rigorosa.

$$\frac{n_c}{n_q} \quad (16)$$

Onde,

$n_c$  = número de canais de fluxo;

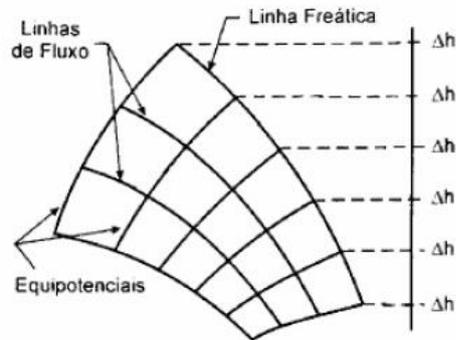
$n_q$  = número de quedas de equipotencial;

### 2.1.2.3 Perda de carga entre equipotenciais

Quando a água flui através do meio poroso, a carga hidráulica através da linha de fluxo gradualmente diminui enquanto o fluido interage com a superfície porosa, resultando na

conversão de energia mecânica e térmica (Woessner; Poeter, 2020, p. 32). Esta perda de carga define as linhas equipotenciais (Figura 5).

Figura 5 – Linhas de fluxo e equipotenciais



Fonte: Massad (2010).

De modo geral, a construção das linhas equipotenciais é realizada com espaçamentos uniformes, com o objetivo de assegurar uma perda de carga constante entre cada linha e facilitar os cálculos com a análise gráfica da rede. No entanto, essa prática não constitui uma regra (Pinto, 2011). A perda unitária entre linhas equipotenciais pode ser descrita pela seguinte equação:

$$\Delta h = \frac{h}{N_d} \quad (17)$$

Onde,

$h$  = carga total a ser dissipada;

$N_d$  = número de faixas equipotenciais;

#### 2.1.2.4 Redes de fluxo em contenções

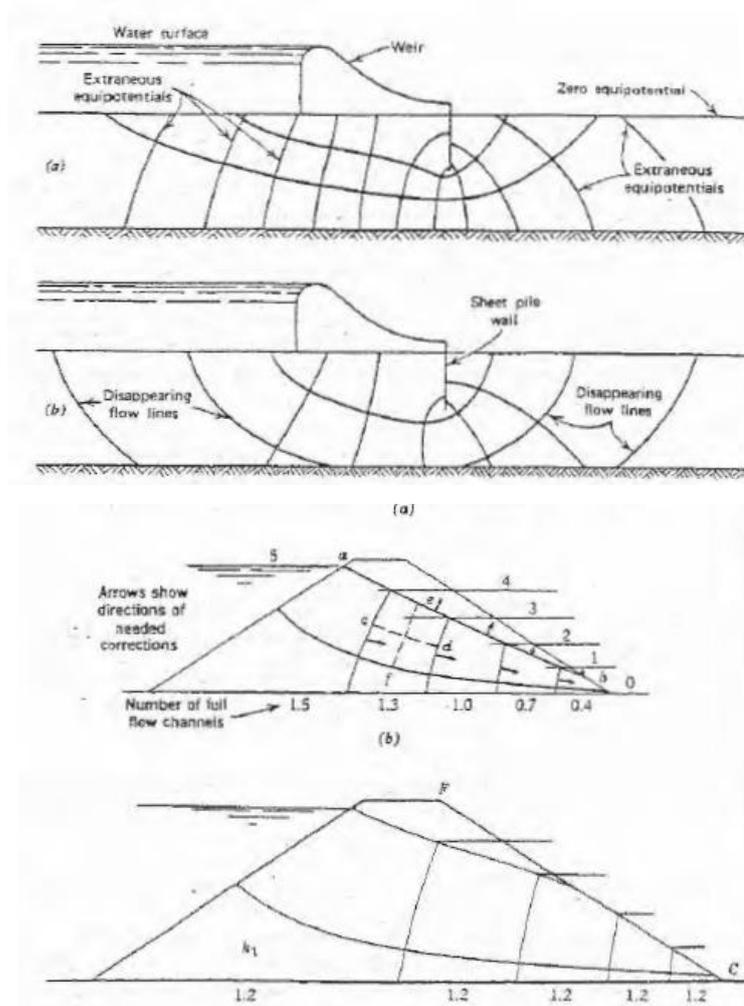
De acordo com Kaiser e Hewitt (1981), o padrão da percolação afeta a estabilidade de muros de contenção onde movimentos de massa e *piping* podem ocorrer. Ainda de Kaiser e Hewitt (1981), a partir de modelos numéricos ou simplificados de padrões de fluxo, é possível ilustrar os efeitos da percolação na poropressão e nos empuxos ativos e passivos.

Na maioria dos casos, com o intuito de simplificar as condições de contorno dos solos encontrados em campo, sendo eles anisotrópicos e heterogêneos, tenta-se chegar em um modelo

simplificado de rede de fluxo, deve-se então tentar estabelecer o modelo mais próximo ao real (Kaiser; Hewitt, 1981).

Cedergren (1989) indica que há diversas subdivisões de redes de fluxo, que dependem da configuração do solo a ser percolado. Uma divisão comum é entre fluxo confinado e fluxo não confinado. No caso do fluxo confinado, a saturação do solo e a linha freática são conhecidos, o que não ocorre no fluxo não confinado.

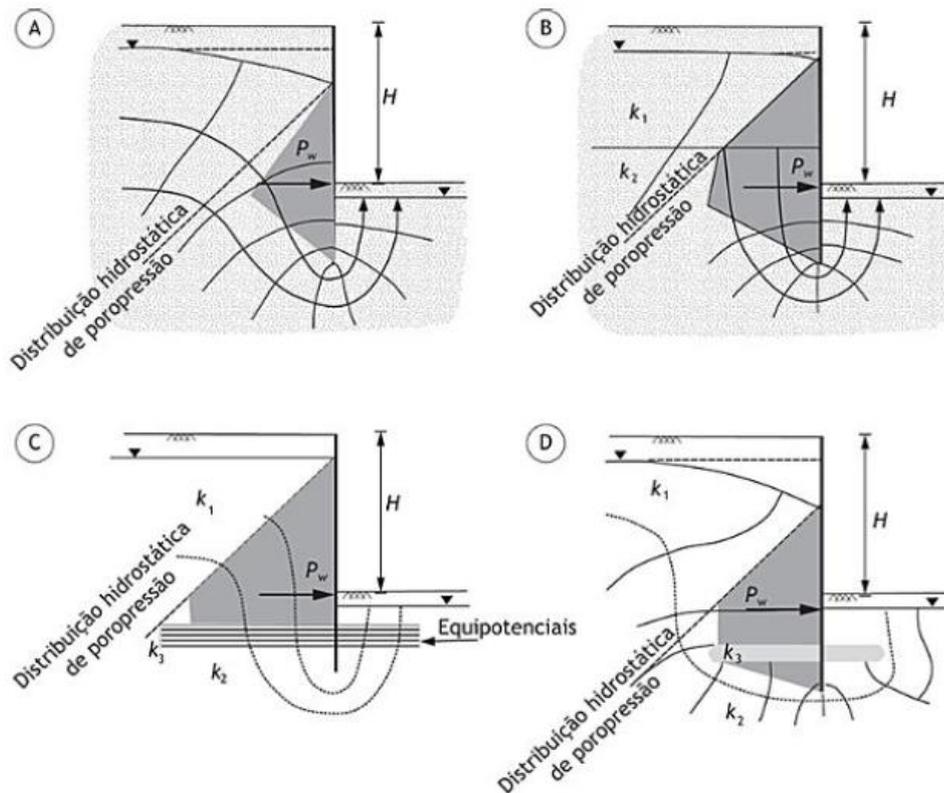
Figura 6 – Rede de fluxo confinado (cima) e rede de fluxo (baixo)



Fonte: Cedergren (1989).

Saber o nível do lençol freático previamente facilita a construção da rede de fluxo (Cedergren, 1989). Kaiser e Hewitt (1981) traz alguns modelos de construção de rede de fluxo para diferentes configurações de solo em muros de contenção:

Figura 7 – Condições de fluxo para escavações abaixo do NA: (a) solo homogêneo (b) solos de diferentes permeabilidade (c) presença de lente de baixa permeabilidade (d) presença de bolsão de baixa permeabilidade.



Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

Analisando a Figura 7 constata-se que dependendo das características do solo haverá diferentes resultados de poropressão agindo na contenção (Kaiser; Hewitt, 1981).

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

De acordo com Pinto (2011), em qualquer ponto do solo, a tensão atuante e a sua inclinação em relação ao plano, geram uma tensão normal e uma cisalhante, podendo existir individualmente. A capacidade dos solos de suportar cargas e manter sua estabilidade está diretamente relacionada à sua resistência ao cisalhamento (Caputo, 2015). Ainda em Caputo (2015), a resistência ao cisalhamento de um solo é formada, essencialmente, por dois componentes principais: a "coesão"; e "atrito" entre as partículas. Importantes problemas de engenharia dependem das características de resistência ao cisalhamento, como a estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis.

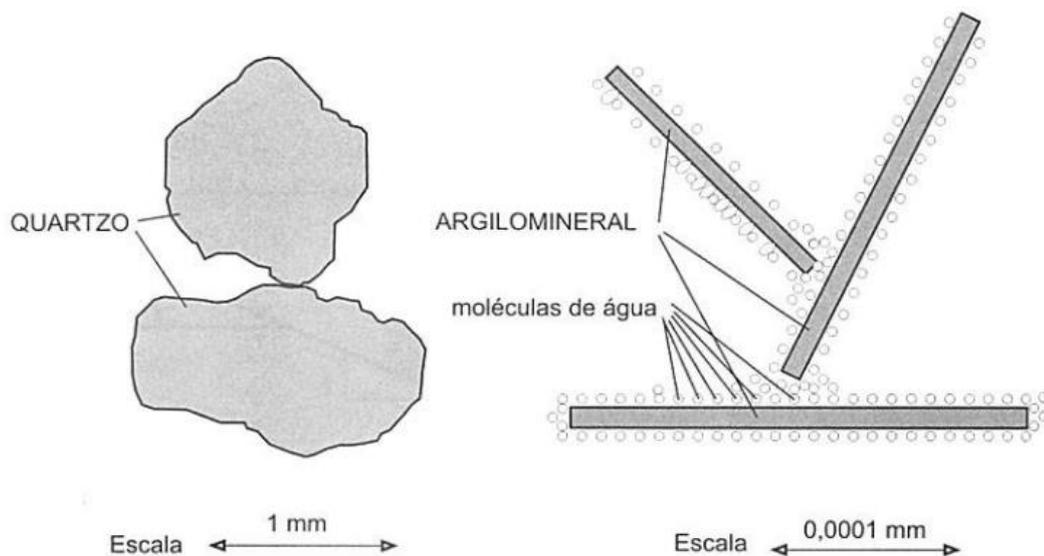
### 2.2.1 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito do solo é caracterizado pelo maior ângulo no qual a força aplicada por um corpo sobre a superfície pode interagir com a força normal em relação ao plano de contato, sem provocar deslizamento. Quando este ângulo é alcançado, o componente tangencial da força excede a resistência ao deslizamento (Pinto, 2011). Ainda de Pinto, o fenômeno de atrito entre duas partículas de solos se diferencia do atrito entre dois corpos, uma vez em que no caso do solo, há um grande número de grãos a serem deslocados que podem rolar um em cima dos outros.

Segundo Caputo (2015), o atrito em um solo não se limita apenas ao atrito físico; ele também envolve o "atrito fictício", que resulta do entrelaçamento das partículas. Isso ocorre porque nos solos não há superfícies de contato bem definidas, mas sim múltiplos pontos de contato.

Existe uma diferença significativa nas forças de atrito entre areias e argilas. Nas argilas, há um maior número de partículas em um mesmo volume de solo, mas cada partícula contribui com uma força menor. Isso se deve ao fato de que as partículas de argila são muito menores (Figura 8) e estão envoltas por moléculas de água adsorvidas. As forças de contato entre as partículas não são suficientes para deslocar essas moléculas de água (Pinto, 2011).

Figura 8 – Transmissão de forças entre partículas de argila e areia



Fonte: Pinto (2011).

### 2.2.2 Coesão do solo

A coesão é a propriedade que define as forças eletroquímicas de atração entre as partículas, levando em consideração sua forma e interação física (Caputo, 2015). Esta atração química entre as partículas independe da normal atuante no plano, como se uma cola tivesse sido aplicada entre as duas partículas (Pinto, 2011). Ainda de Pinto, é importante salientar que em solos sedimentares esta parcela de coesão é muito pequena.

### 2.2.3 Tensões totais, efetivas e poropressão

De acordo com Pinto (2011), os solos são constituídos de partículas submetidas a forças que são transmitidas de partícula a partícula, além das suportadas pelas forças da água.

A tensão é definida por força por unidade de área. A tensão total, portanto, é a soma de todas as forças, incluindo as transmitidas através de contatos entre as partículas e as transmitidas através da poropressão (Duncan; Wright; Brandon, 2014). Duncan, Wright e Brandon também trazem a definição da tensão efetiva, sendo esta as forças que são transmitidas através do contato entre as partículas. Deste modo, infere-se que a tensão efetiva é a tensão total menos a tensão causada pela poropressão. Terzaghi estabeleceu o princípio das tensões efetivas, que pode ser expressa por (*apud* Pinto, 2011):

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (18)$$

Onde,

$\sigma'$  = tensão efetiva;

$\sigma$  = tensão total;

$\mu$  = poropressão;

De acordo com Terzaghi, Peck e Mesri (1996) a pressão produzida por uma carga de água é chamada de poropressão. Esta, pode ser descrita por:

$$\mu = h_p * \gamma_w \quad (19)$$

Onde,

$\mu$  = poropressão;

$h_p$  = carga piezométrica;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

Para o cálculo da poropressão em condição de fluxo da água - considerando as linhas equipotenciais, as cargas altimétricas ( $h_a$ ), piezométricas ( $h_p$ ) e totais ( $h_t$ ) (Eq. 2) – simplifica-se a Eq. 2 e assumimos carga cinética como nula (Pinto, 2011), obtendo então a equação para calcular a carga piezométrica no problema.

$$h_p = h_t - h_a \quad (20)$$

Esta equação descreve a carga piezométrica ( $h_p$ ) em qualquer ponto da contenção devido à perda de carga da água através das equipotenciais. De acordo com Massad (2010), de maneira análoga ao cenário hidrostático, a Eq. 19 também descreve o cálculo da poropressão considerando as cargas inerentes ao fluxo da água no solo.

#### 2.2.4 Empuxo

Entende-se por empuxo de terra a ação horizontal exercida pelo solo com a estrutura que ele esteja em contato, de outro modo o empuxo é a resultante da distribuição de tensões horizontais (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). Ainda, Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), para o empuxo em repouso a tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) pode ser determinada em função da tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) da seguinte maneira:

$$\sigma'_h = k_0 \times \sigma'_v \quad (21)$$

Onde,

$\sigma'_h$  = tensão efetiva horizontal;

$\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical;

$k_0$  = coeficiente de empuxo no repouso;

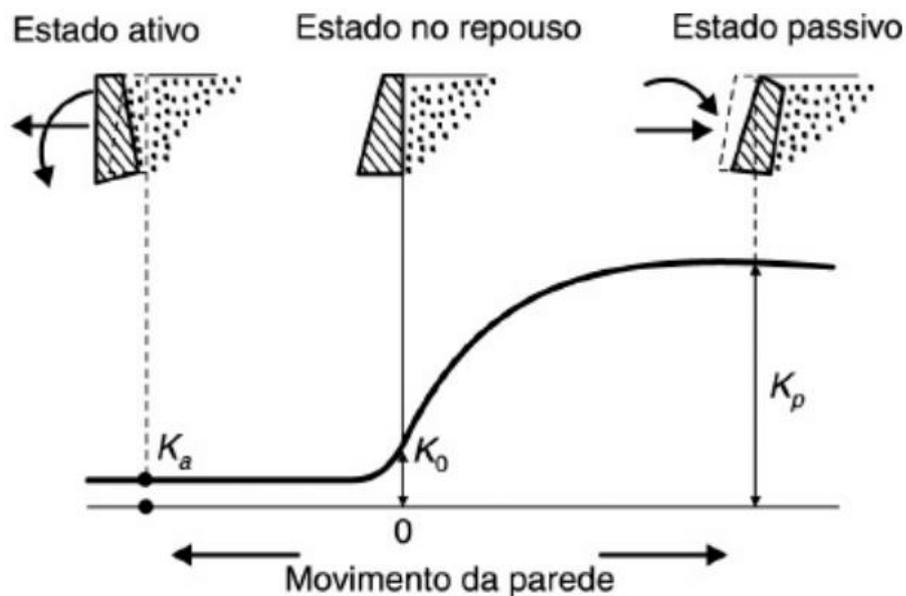
O valor de  $k_0$  depende de diversos parâmetros geotécnicos tais como ângulo de atrito, índice de vazios e adensamento. Este valor pode ser definido em laboratório ou de acordo com posições matemáticas (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

Caputo (2015, p. 167) descreve como o solo interage com uma estrutura construída para suportar um maciço de terra (Figura 10):

O empuxo de terra que atua sobre um suporte que resiste, porém cede certa quantidade que depende de suas características estruturais, denomina-se empuxo ativo ( $E_a$ ). Ao contrário, quando a parede avança contra o terrapleno, teremos o chamado empuxo passivo ( $E_p$ ). As pressões correspondentes chamam-se ativa e passiva, e os coeficientes, ativo ( $K_a$ ) e passivo ( $K_p$ ). (Caputo, 2015).

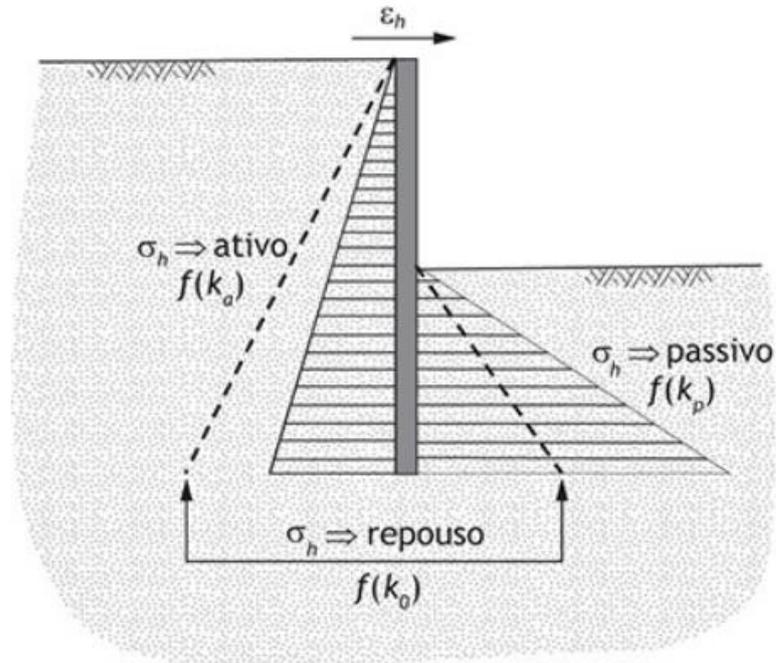
Trazendo para o lado mais prático, Caputo (2015) apresenta a variação do empuxo em função dos deslocamentos nos casos ativos e passivos, onde há uma variação dos coeficientes de empuxo ativo e passivo, como demonstrado na Figura 9.

Figura 9 – Movimento de muro nos casos ativos e passivos



Fonte: Caputo (2015).

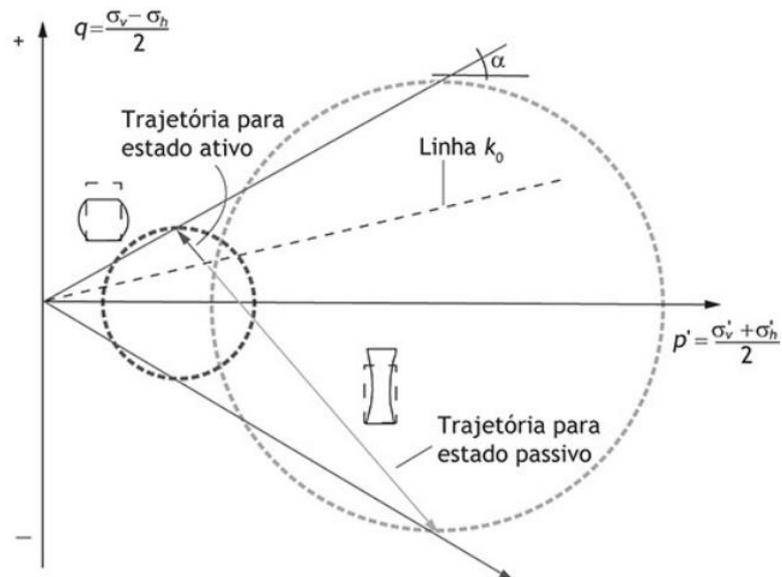
Figura 10 – Empuxo em estruturas de contenção



Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

De Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) a Figura 11 mostra os estados-limite utilizando círculos de Mohr e trajetórias de tensões efetivas, que representam a mobilização dos estados-limite ativo e passivo.

Figura 11 – Trajetória de tensões no círculo de Mohr para o estado passivo e ativo



Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

A mobilização dos estados de plastificação implica que a estrutura se move para aliviar as tensões horizontais na massa de solo (condição ativa) ou para aumentá-las (condição passiva) (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

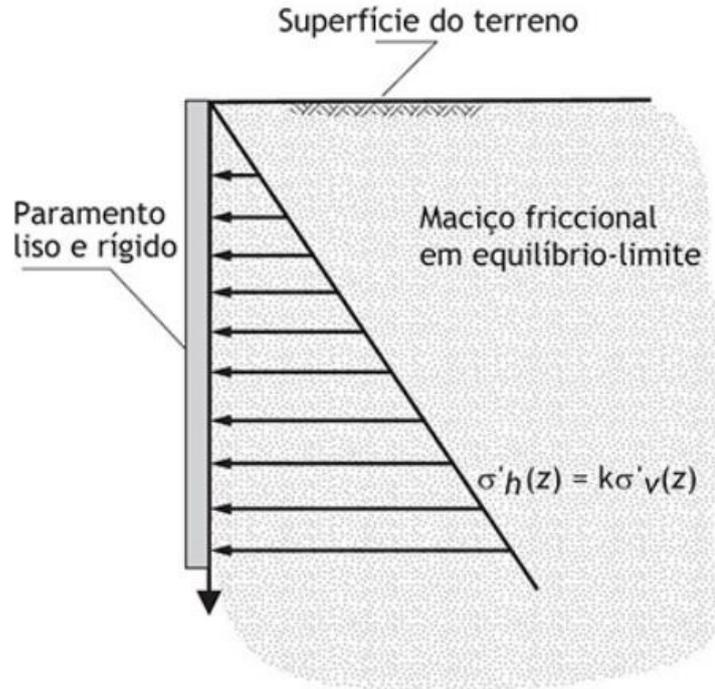
As teorias clássicas para a determinação do empuxo de terra foram formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856) (Caputo, 2015).

#### 2.2.4.1 Rankine

Os métodos clássicos utilizam métodos de equilíbrio-limite para a determinação de empuxos de terra, assim, admite-se que há um estado de plastificação, ativo ou passivo (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). Ainda de Gerscovich, Danziger e Saramago, Rankine se baseia nas equações de equilíbrio interno do solo, onde as tensões são do próprio peso e da força atuante na superfície. A teoria de Rankine se baseia nas seguintes premissas (Figura 12):

- O solo é homogêneo;
- O solo é isotrópico;
- A superfície do terreno é plana;
- A ruptura acontece em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- O contato da estrutura de contenção com o solo é perfeitamente liso, isto é, não há mobilização da resistência no contato solo-muro:  $\delta = 0$ ; esta hipótese acarreta que a direção do empuxo de terra é paralela à superfície do terreno;
- A parede da estrutura de contenção é vertical.

Figura 12 – Hipóteses referentes à formulação da Teoria de Rankine



Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

Levando-se em conta que na teoria de Rankine há a desconsideração da resistência ao cisalhamento (atrito e adesão) no contato entre o solo e o muro, esta simplificação pode resultar em valores significativamente maiores de empuxo ativo. No entanto, este erro da teoria, embora não seja econômico, é favorável à segurança do muro (Georio, 1999). De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), podemos formular a teoria de Rankine para os estados passivos e ativos em solos não coesivos de acordo com o Quadro 1:

Quadro 1 – Cálculo de empuxo em retroaterro horizontal por Rankine em solos não coesivos

Estado	Tensões horizontais	Coefficientes	Empuxo total
Ativo	$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \times k_a$	$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$	$E_a = \frac{\sigma'_{ha} \times H}{2}$
Passivo	$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \times k_p$	$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$	$E_p = \frac{\sigma'_{hp} \times H}{2}$

Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

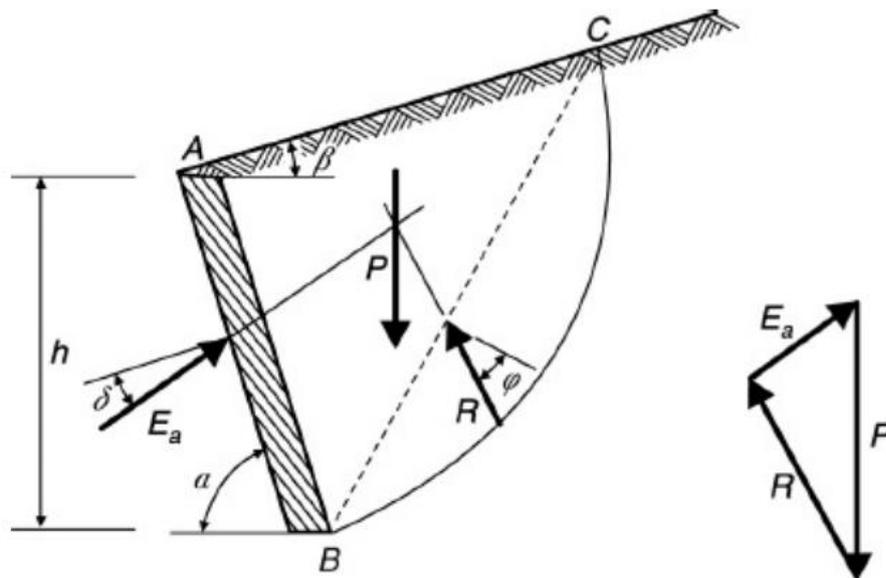
### 2.2.4.2 Coulomb

Na solução de Coulomb, são arbitradas cunhas de deslizamentos, delimitando o solo adjacente à parede, assim com o equilíbrio de cada cunha, tem-se o valor que a estrutura exerce sobre o maciço (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). De acordo com Caputo (2015), o solo é considerado indeformável que se rompe em superfícies curvas, porém adotadas como planas para simplificação (Figura 13). Assim, temos ABC, sob o equilíbrio de:

- $P$  – peso da cunha, conhecido em grandeza e direção;
- $R$  – reação do terreno, formando um ângulo  $\varphi$  com a normal à linha de ruptura BC;
- $E_a$  – empuxo resistido pela parede, força cuja direção é determinada pelo ângulo  $\delta$  de atrito entre a superfície rugosa AB e o solo arenoso (divergem as opiniões quanto ao valor a ser atribuído a  $\delta$ , sabendo-se, no entanto, que ele não pode exceder  $\varphi$ ; admite-se, segundo Müller Breslau, quando muito  $\delta = \frac{3}{4}\varphi$  e, de acordo com Terzaghi,  $\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$ ;

Os valores para  $\delta$  também podem ser obtidos pelas Tabelas de Krey (Caputo, 2015).

Figura 13 – Análise gráfica da Teoria de Coulomb



Fonte: Caputo (2015).

Ainda de Caputo, admitem-se vários planos de deslizamento, considerando como superfície de ruptura aquela com maior  $E_a$ . A teoria de Coulomb, ao contrário da de Rankine

leva em consideração o atrito solo-muro. Caputo (2015) traz a seguinte formulação presente no Quadro 2:

Quadro 2 – Cálculo de empuxo em retroaterro horizontal por Coulomb em solos não coesivos

Estado	Coefficientes	Empuxo total
Ativo	$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\varphi - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	$E_a = \frac{\gamma \times H^2 \times k_a}{2}$
Passivo	$k_p = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta)} \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\varphi - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	$E_p = \frac{\gamma \times H^2 \times k_p}{2}$

Fonte: Caputo (2015).

De acordo com a GeoRio (1999), “Em relação à teoria de Rankine, o método de Coulomb tem aplicação mais ampla, pois vale para condições irregulares de geometria de muro e superfície de retroaterro, sem desprezar a resistência mobilizada entre o muro e o solo”.

## 2.3 CONTENÇÕES

### 2.3.1 Tipos de contenções

Terzaghi, Peck e Mesri (1996) define que contenções são estruturas que suportam solos e taludes mais íngremes que seu ângulo de repouso. Os autores ainda resgatam que, antes do concreto, as contenções eram feitas somente de pedras que resistem à pressão da água com seu próprio peso.

### 2.3.1.1 Muros de arrimo

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), define que “Muros são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. A contenção do terrapleno se dá pelo peso próprio da estrutura”.

Os muros de arrimo podem ser de peso, gravidade ou mais esbeltos, denominados muros de flexão, os quais possuem armadura interior para resistir aos esforços (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). Gerscovich ressalta que, os muros de arrimo normalmente são utilizados para conter desníveis menores, de até 5 metros. Os muros de pedra são os mais antigos e numerosos, sendo recomendados para taludes de alturas de até 2 metros (Figura 14).

Figura 14 – Muros de pedra



Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

### 2.3.1.2 Cortinas

De acordo com Caputo (2015), “As cortinas destinam-se a resistir às pressões laterais devidas à terra e à água. Têm larga aplicação em obras portuárias, proteção de taludes e de fundações de construções vizinhas etc”.

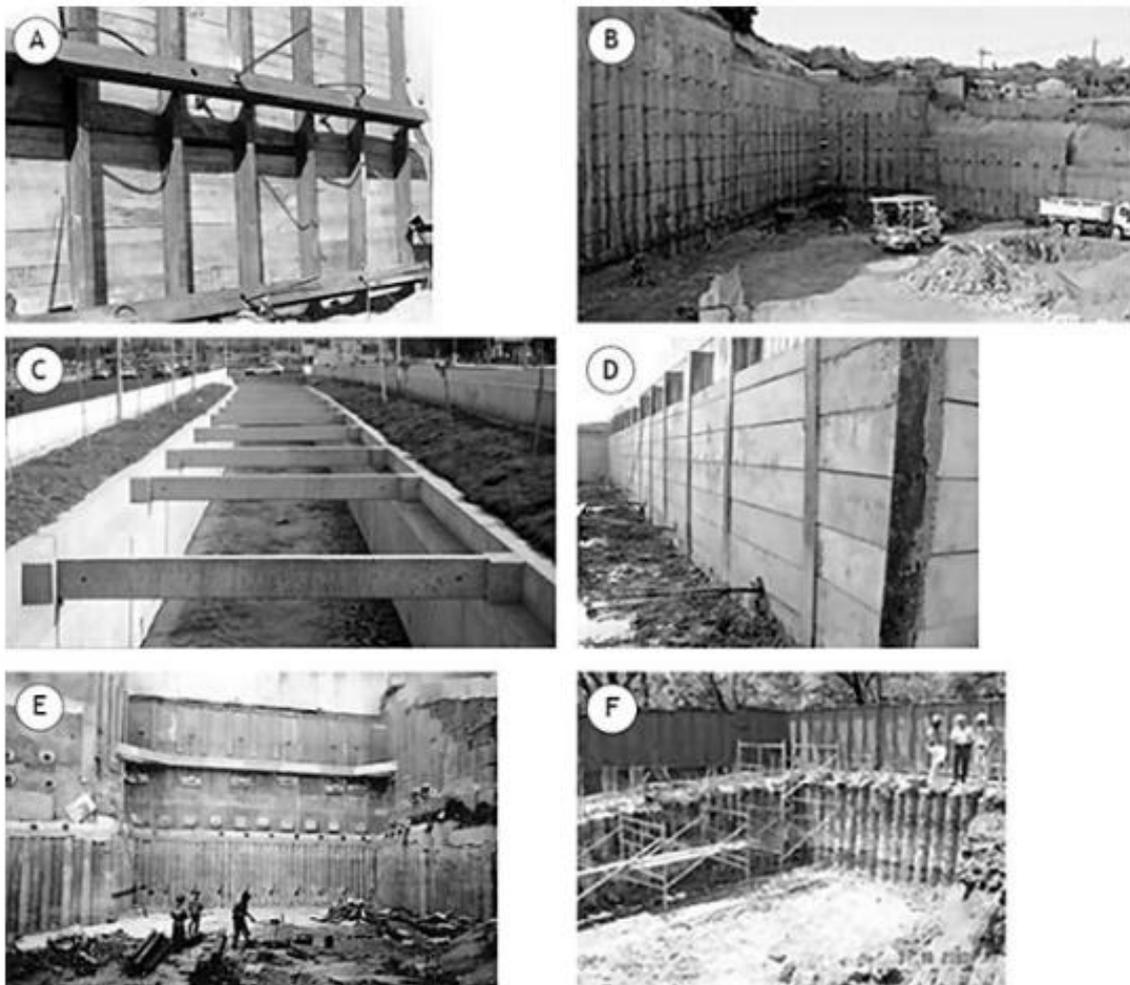
As cortinas são estruturas esbeltas e estão sujeitas à deformação por flexão. Existem diversos tipos de cortinas, entre elas: cortinas de perfis com prancha de madeira e viga de solidarização (a); cortina atirantada (b); paredes de concreto (c); perfil metálico com pranchão (d); e cortinas de estacas justapostas (f), como demonstrado na Figura 15 (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

As cortinas de estaca-prancha são construídas de placas de aço ou concreto, as quais dois tipos são mais comuns: cortina em balanço, utilizada normalmente para conter solos de

altura inferior a três metros; e a estaca-prancha atirantada ou escorada, usada para conter escavações profundas (Budhu, 2008).

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ressaltam que há dois caminhos para o dimensionamento de cortinas, a condição de apoio livre (*free earth support*) e a condição de apoio fixo (*fixed earth support*). De acordo com os autores, para esta definição é necessário observar o tamanho da ficha, pois o padrão de deslocamento irá alterar, assim como os diagramas de empuxo.

Figura 15 – Tipos de cortinas



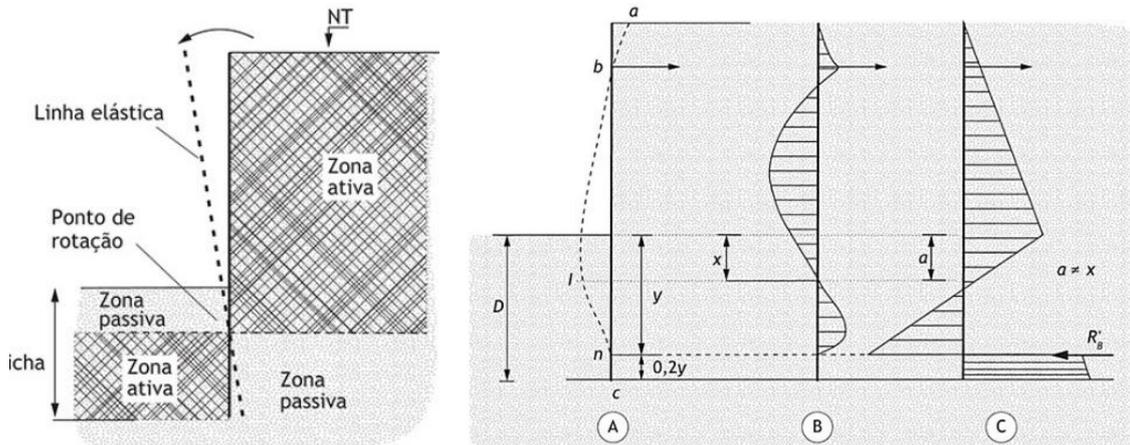
Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

#### 2.3.1.2.1 Método do apoio livre

De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), nas cortinas com configuração de apoio livre, ou seja, com a ficha pequena, a ação passiva é insuficiente para

restringir a rotação da cortina, deste modo, há uma alternância da movimentação da cortina causada por essa rotação, trazendo os estados ativos e passivos para o lado oposto (Figura 16). De acordo com Budhu (2008, p. 351), este método é o mais utilizado em situações de projeto.

Figura 16 – Distribuição de empuxos em cortina de apoio livre: (a) linha elástica; (b) distribuição de momentos; (c) distribuição de empuxos

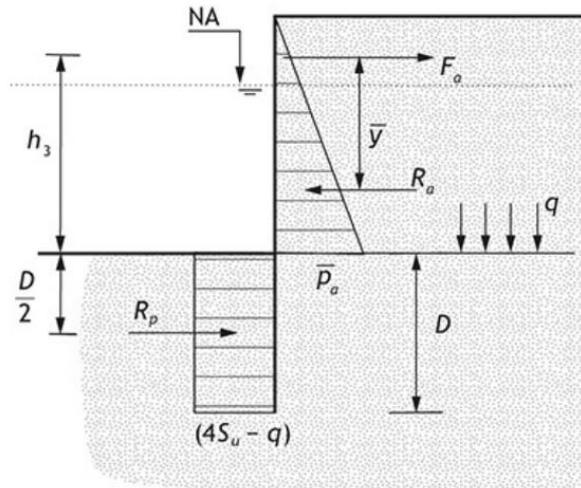


Fonte: Gerscovich; Danziger; Saramago (2016).

### 2.3.1.2.2 Método do apoio fixo

Na condição de apoio fixo, a ficha é longa o suficiente para resistir à rotação da cortina, assim, é possível considerar o diagrama de empuxo passivo retangular, tornando as expressões mais simples, como mostrado na Figura 17. Entretanto, há casos que não se pode usar apoio fixo, por exemplo, como no caso de argilas de baixa consistência no embutimento e quando a rocha próxima à base, dificultando a penetração da cortina (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). Os mesmos autores salientam ainda que o método do apoio fixo é concebido apenas para solos arenosos, ou então, para solos argilosos em situação drenada com análise a longo prazo, além disso, este método é considerado o mais econômico.

Figura 17 – Diagrama de empuxos método do apoio fixo



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

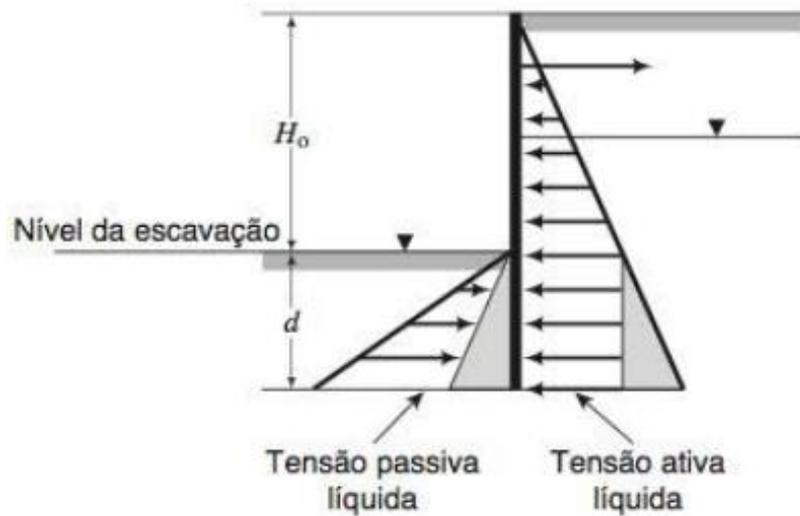
### 2.3.1.3 Análise de estabilidade em cortinas

Diante dos métodos propostos para a análise de estabilidade em cortinas, Budhu (2008) distingue os métodos analíticos e numéricos, ressaltando que os métodos numéricos são comumente utilizados para estruturas de contenção considerando infinitos cenários, sendo adequados para condições de solo e cenários complexos. Já no caso dos métodos analíticos, baseados na estática, há a diferenciação no modo que os empuxos se distribuem na cortina e como o fator de segurança é aplicado para obtenção da ficha. Budhu (2008) exemplifica três principais métodos analíticos para a análise de cortinas em balanço: método de tensão passiva líquida (MPPL); método do momento de projeto (MMP); e o método da resistência de projeto (MRP).

#### 2.3.1.3.1 Método de tensão passiva líquida (MPPL)

De acordo com Budhu (2008, apud BURLAND, 1981) este método utiliza a resistência passiva líquida disponível. Assim, graficamente é traçada uma linha no nível da escavação a partir da tensão ativa, com o intuito de calcular a diferença entre as duas tensões (Figura 18).

Figura 18 – Tensões líquidas para o método MPPL

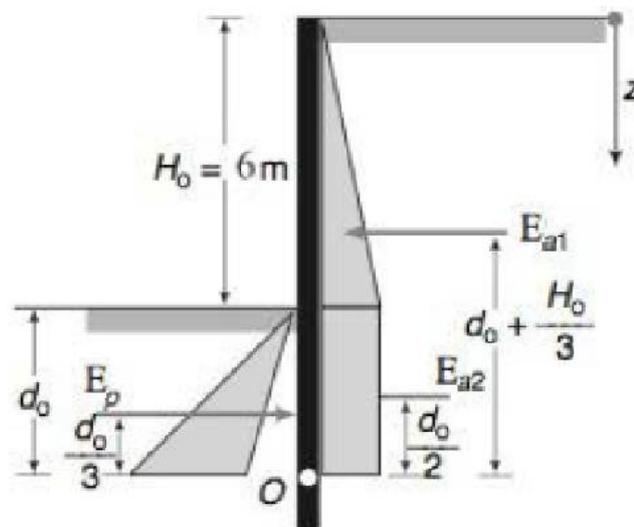


Fonte: Budhu (2008).

A região sombreada ativa é subtraída então do lado passivo, para obter a tensão líquida, representada na Figura 18 pelas setas.

De acordo com Budhu (2008), este método consiste em considerar apenas a parcela líquida da tensão passiva para calcular o empuxo e, em seguida, determinar o momento correspondente a cada parcela de empuxo ( $E$ ). Para a determinação dos empuxos, o método utiliza a Teoria de Rankine. A manipulação do diagrama de empuxos obtido, resulta-se em uma configuração como a apresentada na Figura 19.

Figura 19 – Diagrama de empuxos resultante - MPPL



Fonte: Adaptado de Budhu (2008).

Dessa forma, para calcular os momentos ativos e passivos, temos:

$$M_a = E_{a1} \left( d_0 + \frac{H_0}{3} \right) + E_{a2} \frac{d_0}{3} \quad (22)$$

$$M_p = E_p \frac{d_0}{3} \quad (23)$$

Onde,

$M_a$  = momento ativo;

$E_{a1}$  = empuxo ativo acima da escavação;

$E_{a2}$  = empuxo ativo abaixo da escavação;

$E_p$  = empuxo passivo;

$d_0$  = comprimento da ficha;

$H_0$  = altura da escavação;

$z$  = altura do tardo;

E por fim, com base nos momentos calculados, obtém-se o Fator de Segurança (FS) de acordo com a Eq. 24, usualmente estando entre 1,5 e 2,0:

$$FS = \frac{\sum \text{dos momentos de resistência passiva líquida disponível}}{\sum \text{dos momentos de forças horizontais provocando rotação}} \quad (24)$$

#### 2.3.1.3.2 Método do momento de projeto (MMP)

De acordo com Budhu (2008, p. 359), neste método calcula-se uma ficha com a intenção de satisfazer o equilíbrio dos momentos de acordo com um fator de segurança (FS) conhecido, normalmente entre 1,5 e 2,0. Para isto, analogamente ao método MPPL, porém sem deduzir as tensões líquidas, é necessário descrever a equação de empuxo em função de  $d_0$ , calcular os momentos e atribuir um fator de segurança para encontrar  $d_0$ .

#### 2.3.1.3.3 Método da resistência de projeto (MRP)

Neste método, são aplicados fatores que minoram a resistência ao cisalhamento, chamados de fatores de mobilização, desta forma, obtém-se valores de coeficientes ativos

maiores, e coeficientes passivos menores, uma vez que o ângulo de atrito de projeto é alterado pelo fator  $F\phi$ .

$$\phi'_{projeto} = \frac{\phi'_{cs}}{F\phi} \quad (25)$$

Onde,

$\phi'_{projeto}$  = ângulo de atrito modificado por fator de mobilização;

$\phi'_{cs}$  = ângulo de atrito característico do solo;

$F\phi$  = fator de mobilização do solo para o solo;

Por outro lado, do ponto de vista da poropressão Budhu indica que é aplicado um fator de mobilização similar chamado  $Fu$ . Com isso, de acordo com o autor, a aplicação destes fatores resulta em maiores tensões ativas e menores tensões passivas. Assim temos:

$$\mu_{projeto} = \frac{\mu}{Fu} \quad (26)$$

Onde,

$\mu_{projeto}$  = poropressão modificada por fator de mobilização;

$\mu$  = poropressão;

$Fu$  = fator de mobilização do solo para poropressão;

### 2.3.2 Drenagem

É de conhecimento dos Engenheiros Civis que quando envolvemos a água na engenharia há dois modos de se obter segurança: Mantendo a água fora de lugares onde pode causar danos, ou controlando por métodos de drenagem onde a água pode entrar (Cedergren, 1989).

De acordo com Romanel (2021), “drenagem é a remoção da água dos vazios de um solo sem causar variação em seu volume. Neste processo, é importante que o solo seja protegido de modo que a água escoe sem o transporte de partículas sólidas [...]”.

A drenagem é um elemento essencial a elementos da engenharia que sofrem a atuação da água, entretanto, drenos e filtros mal dimensionados podem piorar o desempenho destes elementos (Cedergren, 1989).

Como ressaltado por Gerscovich (2016), existem diferentes sistemas de drenagem:

Os sistemas de drenagem superficiais (canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), caixas coletoras etc.) devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se não só a área da região estudada como toda a bacia de captação. Já os sistemas de drenagem subsuperficiais (drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos) têm como função controlar as magnitudes de pressões de água e/ou captar fluxos que ocorrem no interior dos taludes.

### 2.3.2.1 Filtros

Das (2007) define o filtro como um material granular pequeno o suficiente para não permitir o avanço das partículas de solo, e ao mesmo tempo, permeável o suficiente para oferecer resistência a percolação.

Os filtros funcionam como proteção, sendo construídos por camadas de agregados, incompressíveis e de boa qualidade, assegurando segurança e desempenho para obras de Engenharia Civil (Romanel, 2021).

Terzaghi, Peck e Mesri (1996, p. 81) oferecem um dimensionamento ideal para materiais granulares utilizados em filtro, onde:

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(B)}} \leq 5 \quad (27)$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} > 5 \quad (28)$$

Onde,

$D_{15(F)}$  = diâmetro em que 15% do material do filtro é passante;

$D_{15(B)}$  = diâmetro em que 15% do material da base (material a ser protegido) é passante;

$D_{85(B)}$  = diâmetro em que 85% do material da base é passante;

Seguindo estes critérios, previne-se que haja a movimentação das partículas de solo através do filtro (Das, 2007). Os filtros de proteção são usados sempre que houver transição de materiais muito diferentes, mas principalmente quando houver a percolação de água, para assim deixar a água passar pelo filtro sem deixar que partículas do solo avancem (Pinto, 2011).

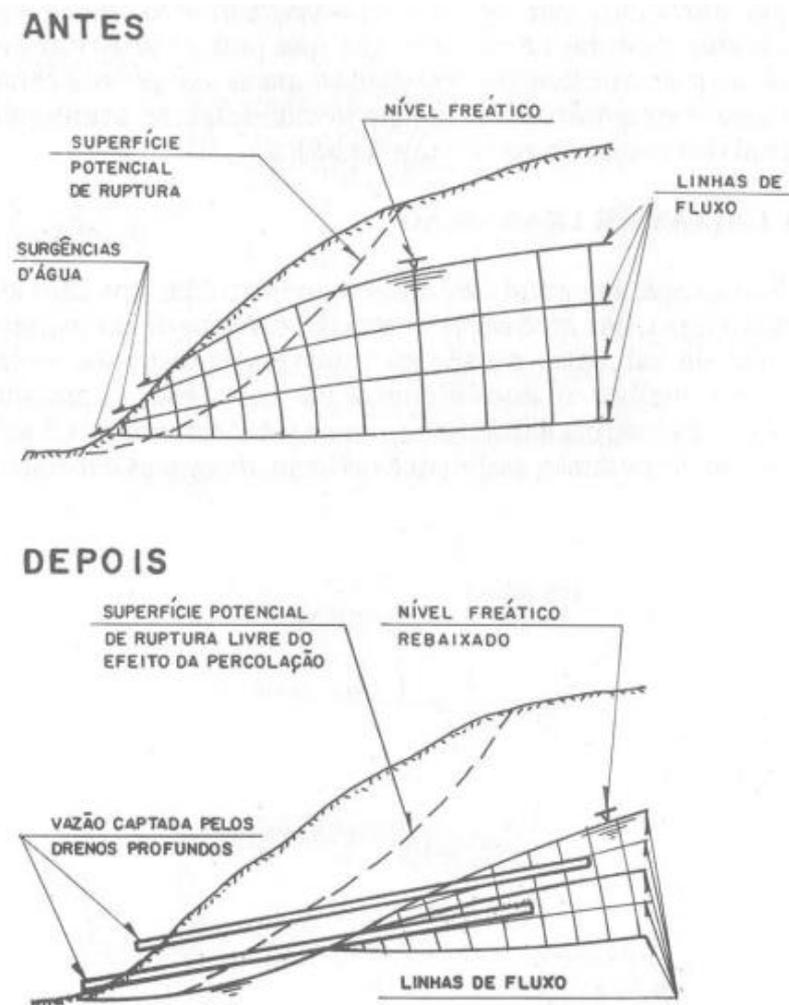
### 2.3.2.2 Drenos profundos

Drenos horizontais profundos são tubos de drenagem instalados em perfurações sub-horizontais, que possuem a finalidade de captação de parte da água percolada internamente a aterros ou cortes saturados (DERSP, 1991).

De acordo com a GeoRio (1999), os sistemas de drenagem subsuperficiais controlam a magnitude das pressões de água ou captam os fluxos que ocorrem abaixo do nível do solo. Estes sistemas rebaixam o nível piezométrico, assim, o volume de água que flui através dos drenos é proporcional ao coeficiente de permeabilidade e o gradiente hidráulico (Figura 20).

O DNIT (2006) indica que os drenos profundos sejam instalados à uma profundidade da ordem de 1,50 m e 2,0 m. É importante que ao entorno do dreno haja um filtro, para impedir que as partículas mais finas de solo obstruam a entrada da água.

Figura 20 – Estabilização de um talude com drenagem profunda



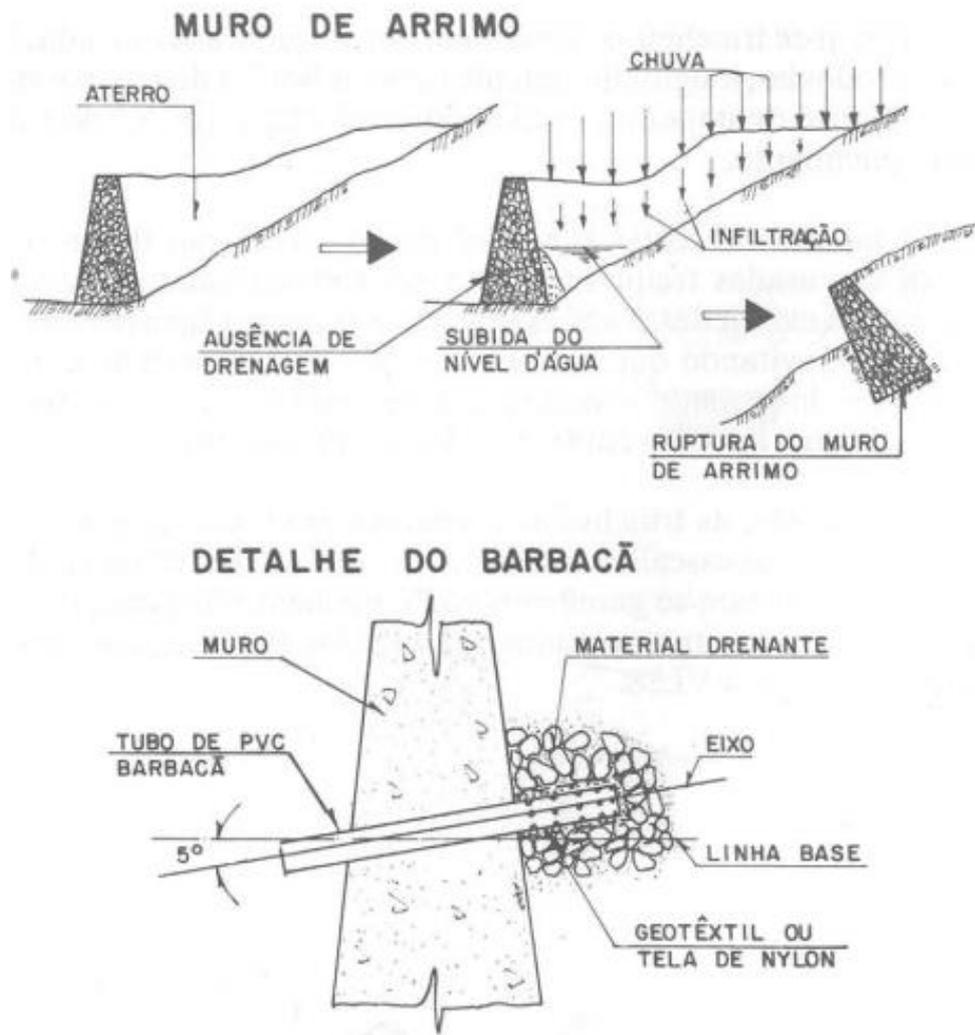
Fonte: DERSP (1991).

### 2.3.2.2.1 Barbacãs

Quando não é possível executar o sistema de drenagem no tardo do muro, devem ser introduzidos barbacãs ou furos drenantes (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016).

O DERSP (1991) define barbacãs como “[...] tubos sub-horizontais curtos instalados em muros de concreto ou pedra rejuntada, para coletar águas subterrâneas dos maciços situados a montante dos muros, rebaixando o lençol freático junto ao muro, reduzindo o desenvolvimento e subpressões nas paredes internas do muro” (Figura 21).

Figura 21 – Detalhe de barbacã



Fonte: DERSP (1991).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

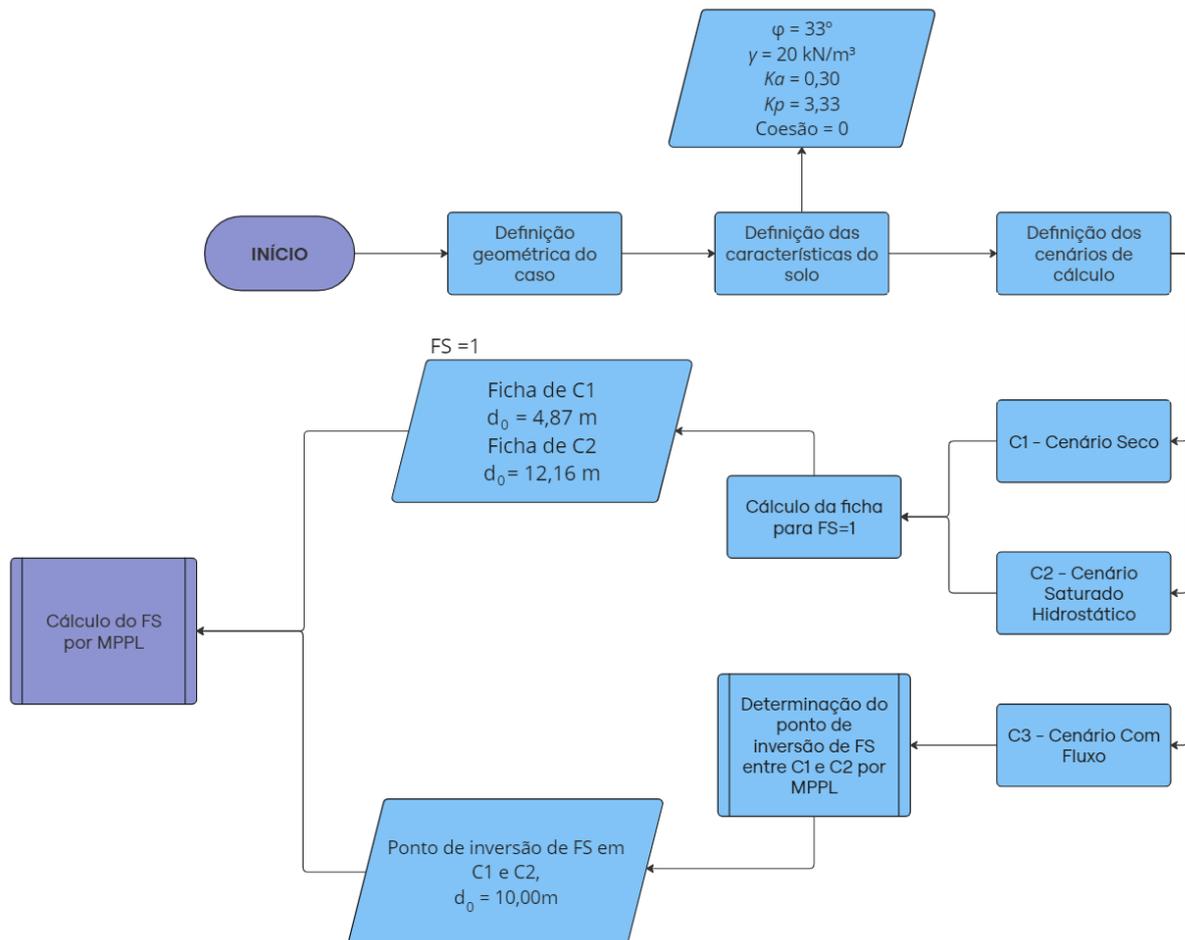
Este capítulo tem como finalidade expor os materiais e métodos utilizados neste trabalho, bem como descrever as decisões tomadas para a definição do cenário base.

Inicialmente, será apresentada a inspiração para a construção geométrica do caso, seguida pela construção geométrica adotada. Serão definidas as condições de contorno, como as características do solo e o nível do lençol freático para os cenários de estudo.

Além disso, será exposta a metodologia de cálculo e simplificações tomadas para determinação dos esforços atuantes, bem como os métodos de dimensionamento de cortinas.

O fluxograma (Figura 22) mostra o fluxo de trabalho utilizado para obtenção dos cenários estudados.

Figura 22 – Fluxograma para de caracterização dos cenários



Fonte: Autor.

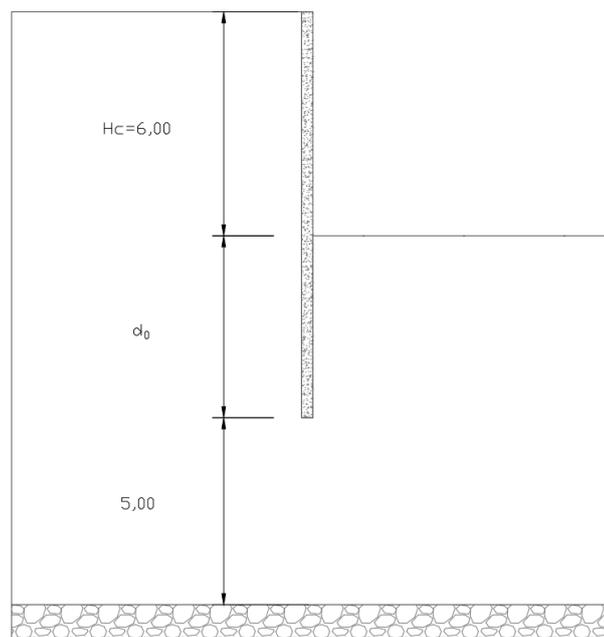
### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS

Para a construção gráfica do cenário base foi tomado como inspiração o exemplo de Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), onde é explorada a construção do diagrama de tensões em cortinas considerando o fluxo de água e comparando com o cenário hidrostático.

O cenário base é definido como um muro de contenção flexível, caracterizado por ser longo e esbelto, e geralmente estabilizado pela resistência passiva do solo em conjunto com tirantes ou escoras (Budhu, 2008). Neste caso específico, o muro de contenção flexível será modelado como uma cortina em balanço, sem a utilização de tirantes ou escoras, contando apenas com a resistência passiva do solo agindo sobre a ficha para garantir a estabilidade. Dessa forma, é possível realizar um cálculo que considera exclusivamente a interação entre o solo e o muro, sem estruturas auxiliares (que podem ser adicionadas posteriormente à análise).

Na representação geométrica da cortina em balanço (Figura 23), o tardo do muro mostra uma escavação de 6 metros de profundidade ( $H_c$ ). A ficha da cortina é variável e representada pela notação  $d_0$ . Entre a solo impermeável e a cortina – aqui representado por uma camada de rocha matriz localizada na porção inferior do perfil de corte – temos uma distância constante de 5 metros, limitando a infiltração de água. A disposição geométrica visa explorar a interação entre a cortina em balanço e o solo resistente, sem o auxílio de tirantes ou escoras, confiando na resistência passiva do solo dada pela ficha para garantir a estabilidade do sistema.

Figura 23 – Geometria do cenário base



Fonte: Autor.

O sistema exposto acima é composto por uma cortina considerada impermeável, onde a ficha está enterrada em um solo homogêneo e isotrópico. O método de apoio da cortina é definido como fixo, considerado mais econômico (Gerscovich; Danziger; Saramago, 2016). A diferenciação pela utilização de apoio livre e fixo (Seção 2.3.1.2) se dá em torno do comprimento da ficha, sendo o apoio fixo utilizado para fichas mais longas, e o método do apoio livre no caso das fichas mais curtas.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) exemplificam a utilização dos dois métodos em um cenário de escavação. Nos primeiros estágios de uma escavação o método a ser empregado é o do apoio fixo, devido ao tamanho da ficha ser maior. Já nos estágios finais da escavação, com a diminuição do comprimento de ficha inserida no solo, a cortina passa a ser calculada pelo método do apoio livre, uma vez que o sistema não tem rigidez o suficiente para impedir a rotação da cortina. Neste trabalho há a variação da ficha e comparação direta entre os cenários, portanto não seria conveniente aplicar diferentes métodos para cada tamanho de ficha.

Para o sistema analisado foram determinadas as características do solo: ângulo de atrito, peso específico natural, coeficiente de empuxo ativo e coeficiente de empuxo passivo (Quadro 3).

Quadro 3 – Características do solo

<b>Ângulo de atrito (<math>\varphi</math>)</b>	33°
<b>Peso específico natural (<math>\gamma</math>)</b>	20 kN/m <sup>3</sup>
<b>Coeficiente de empuxo ativo (<math>K_a</math>)</b>	0,30
<b>Coeficiente de empuxo passivo (<math>K_p</math>)</b>	3,33
<b>Coesão (<math>c</math>)</b>	0

Fonte: Autor.

A partir da definição geométrica e das características físicas do solo, foram escolhidos três cenários denominados C1, C2 e C3.

### 3.1.1 Cenários C1 e C2

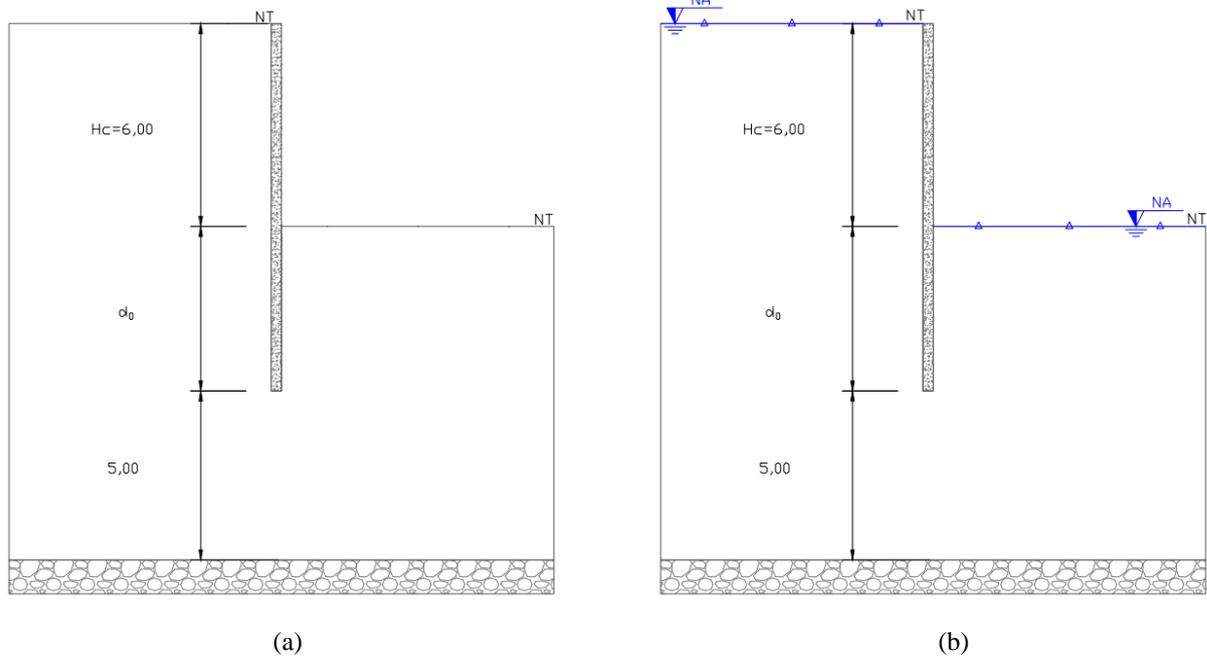
Os cenários iniciais são C1 e C2, descritos a seguir (Figura 24):

- Cenário seco (C1): onde não há presença do lençol freático.

- Cenário saturado hidrostático (C2): com nível freático igual ao da superfície do terreno.

O cenário seco (C1) considera que há um sistema de drenagem suficiente para baixar o nível do lençol freático antes da água percolada encontrar a cortina, não havendo então poropressão no sistema. Já o cenário C2 pode ser interpretado como a ineficiência de um sistema de drenagem, seja por falta de implantação, manutenção ou dimensionamento incorreto do dreno, podendo ter ocorrido sua obstrução (colmatação), fazendo com que o nível do lençol se elevasse.

Figura 24 – Cenários base (a) C1 e (b) C2



Fonte: Autor.

Entre os métodos analíticos para dimensionamento de ficha para cortinas em balanço será adotado o Método de Tensão Passiva Líquida (MPPL). Este método permite a mensuração direta da interação entre os momentos passivos e ativos por meio do cálculo do fator de segurança da cortina.

### 3.1.2 Cenário C3

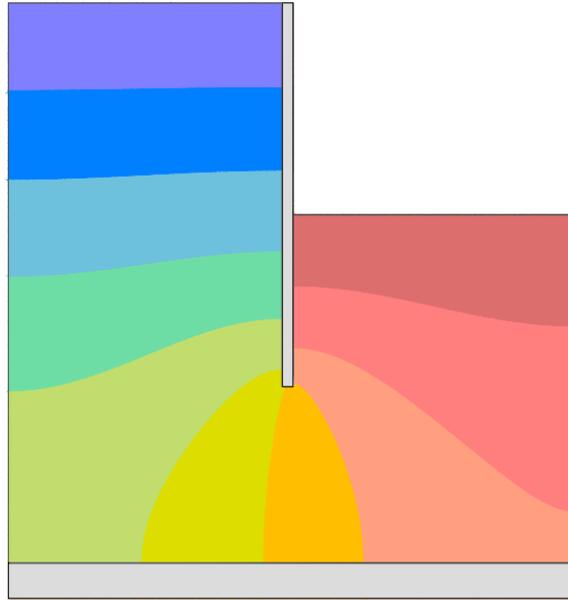
Apesar do cenário saturado hidrostático considerar a presença do lençol freático, ainda é o objetivo deste trabalho investigar a variação entre o empuxo hidrostático e o empuxo considerando o fluxo da água.

Como no cenário anterior não havia ocorrência de fluxo, também não foi realizado o cálculo e a construção da rede de fluxo associada ao cenário. Assim, para o cenário C3, torna-se pertinente a representação da rede de fluxo, permitindo o cálculo da poropressão em uma situação com fluxo da água.

Massad (2010) destaca que, para o cálculo da poropressão e do gradiente hidráulico, é necessário um traçado rigoroso da rede de fluxo. Portanto, como o objetivo é calcular a poropressão para a elaboração de um diagrama de tensões, é imprescindível uma rede de fluxo que se aproxime ao máximo da realidade.

Para isso, foi utilizado o *software* Plaxis LE, módulo Groundwater, versão 21. Este programa permite a construção das equipotenciais conforme a geometria proposta (Figura 25), oferecendo condições de contorno que definem o fluxo da água através do sistema. Para obter as equipotenciais em um sistema como o proposto neste trabalho através do Plaxis, deve-se desenhar o sistema por meio de polígonos. Além disso, é necessário estabelecer as condições de contorno por meio da ferramenta *Boundaries*, onde é possível definir o nível de lençol freático nas poligonais e também as superfícies que vão ser impermeáveis (neste caso a cortina e a superfície inferior). Também deve-se definir os materiais empregados em cada superfície desenhada, como concreto, argila, areia, etc... Estes materiais possuem características como o coeficiente de condutividade hidráulica que deve ser inserido de acordo com a realidade. No caso deste trabalho, o coeficiente de condutividade hidráulica não vai ter interferência por ser trabalhado apenas um tipo de solo, além disso, as superfícies que possuem diferentes materiais serão impermeáveis. À partir destas definições é possível realizar a análise do fluxo da água, que inicialmente, na aba *Output* irá fornecer informações de poropressão, porém, alterando a visualização do gráfico por meio da ferramenta *Contours*, pode-se definir a visualização das equipotenciais, bem como número de faixas e vetores de fluxo.

Figura 25 – Exemplo de equipotenciais pelo software Plaxis



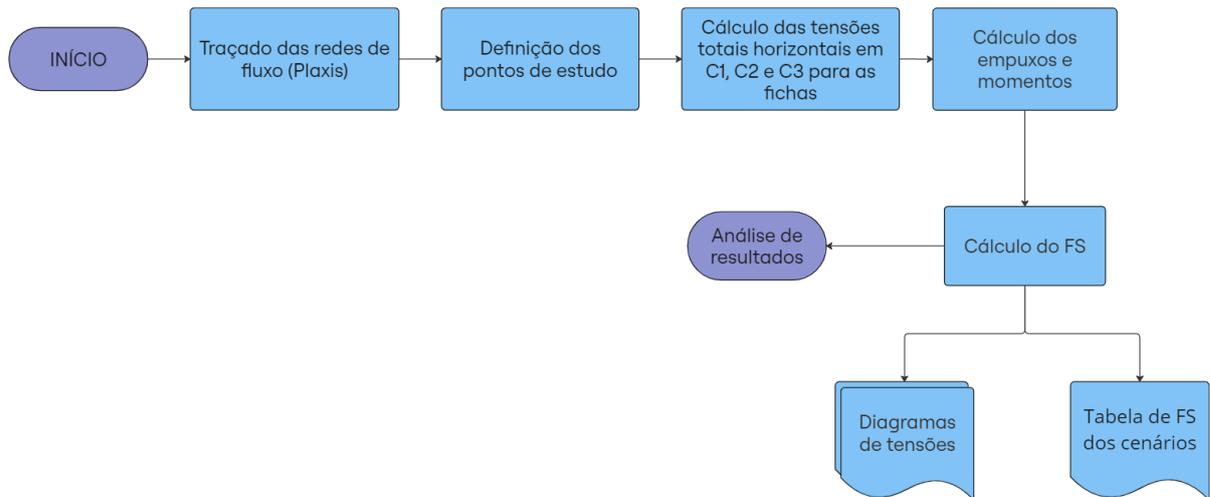
Fonte: Autor.

Como será possível verificar na Seção 4, os pontos definidos pelas redes de fluxo indicarão quais pontos da cortina serão estudados. A quantidade de dez faixas equipotenciais foi mantida fixa, independente do cenário analisado. As coordenadas das equipotenciais em relação à cortina se alteram para cada comprimento de ficha, isso se deve pelo fato de haver uma redistribuição das equipotenciais de acordo com a escala do sistema (tamanho da cortina).

### 3.2 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Como tratado anteriormente, o método analítico utilizado para o dimensionamento de cortinas em balanço foi o Método da Tensão Passiva Líquida (MPPL) (Figura 26).

Figura 26 – Fluxograma de cálculo do FS por MPPL



Fonte: Autor.

Após a definição dos cenários C1 (seco) e C2 (hidrostático), características do solo e escolha dos métodos de análise, procedeu-se com o cálculo dos valores de fichas ( $d_0$ ) que resultassem em um fator de segurança unitário (FS=1), conforme é possível verificar na Tabela 1. A intenção aqui foi gerar cenários de referência, onde o fator de segurança é unitário, para comparação da situação com fluxo de água (C3).

Tabela 1 – Resultados de ficha

Cenário		$d_0$ (m)	FS
C1	Seco	4,87	1,00
C2	Saturado hidrostático	12,16	1,00

Fonte: Autor.

Ao variar a ficha no cenário com fluxo da água (C3), ocorre a alteração nas equipotenciais ao longo da parede de contenção (Figura 27, Figura 28 e Figura 29), sendo desta forma necessário realizar o dimensionamento por meio de tentativas para atingir o fator de segurança (FS) desejado. Para os demais cenários (C1 e C2), com os valores de  $d_0$  obtidos calcula-se o fator de segurança para comprimentos de fichas fixas conforme estabelecido na Tabela 1.

### 3.2.1 Tensões totais horizontais( $\sigma_h$ )

As tensões totais horizontais são calculadas por meio das Eq. 18, 19, 20 e 21, nas quais a poropressão, é incorporada à parcela dos esforços horizontais efetivos, resultando nas tensões totais horizontais do problema.

O cálculo das tensões horizontais totais foi limitado a um número específico de pontos, determinados pelas equipotenciais definidas na construção da rede de fluxo, uma vez que é necessário conhecer a carga altimétrica ( $h_a$ ) e hidráulica total ( $h_t$ ) em cada ponto para obtenção da carga piezométrica ( $h_p$ ). Assim, para viabilizar a comparação ponto a ponto entre os diferentes cenários ao longo da cortina, as tensões horizontais totais foram calculadas nos pontos definidos pelo cenário com fluxo (C3) indicados na Figura 27, Figura 28 e Figura 29.

### 3.2.2 Ficha ( $d_0$ )

Para definição das fichas que formarão os cenários estudados foram levados em conta três pontos:

- Ficha em que FS = 1,00 no cenário seco (C1);
- Ponto de inversão do FS entre cenário saturado hidrostático (C2) e saturado com fluxo (C3);
- Ficha em que FS = 1,00 no cenário saturado hidrostático (C2);

Desta forma, por meio de tentativas, foi possível estabelecer que o item b) acima está próximo do valor da ficha igual a 10,00 m. Portanto, este foi o valor escolhido para compor o estudo. Assim, temos três cenários com três tamanhos distintos de ficha, gerando nove resultados. Os fatores de segurança encontrados serão apresentados como na Tabela 2.

Tabela 2 – FS dos cenários

N.A. \ $d_0$ (m)	4,87	10,00	12,16
Seco	1,00	i	ii
Saturado Hidrostático	iii	iv	1,00
Saturado Com Fluxo	v	vi	vii

Fonte: Autor.

Há também interesse em saber as tensões horizontais totais para todos os cenários, mesmo para aqueles que já são conhecidos os fatores de segurança, portanto, serão demonstradas as tensões e traçados os diagramas para os nove casos.

#### 4 ANÁLISE DOS CENÁRIOS DE ESTUDO

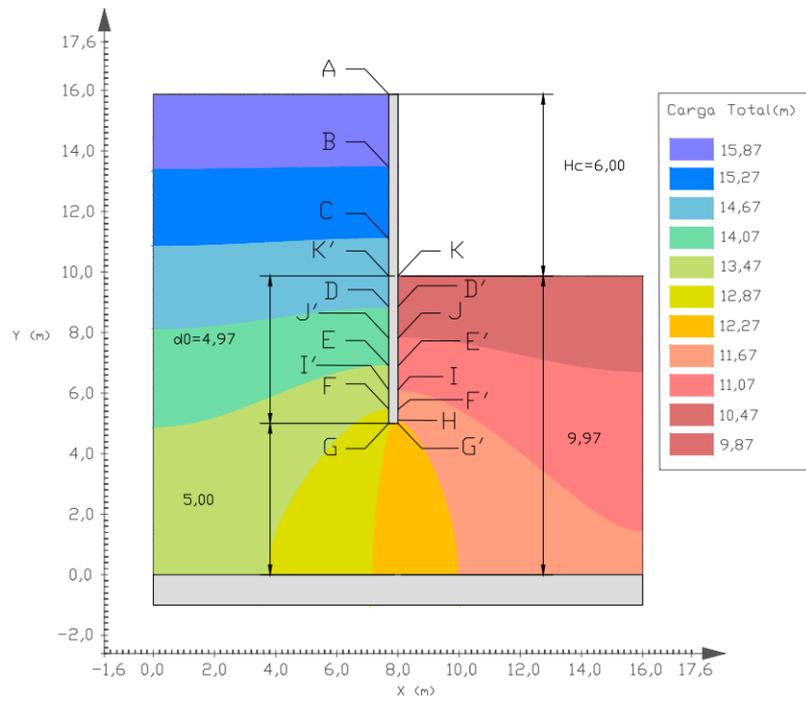
Foram analisados os cenários C1, C2 e C3 para cada tamanho de ficha descrita na Seção anterior (4,87 m, 10,00 m e 12,16 m). Utilizando o *software* Plaxis, foram traçadas as redes de fluxo da água, estabelecendo pontos identificados de A a G ao longo da cortina (Figura 27, Figura 28 e Figura 29), onde foram calculadas as tensões horizontais totais e determinados os respectivos empuxos e momentos. Para a determinação do diagrama de tensões, foram adotados pontos intermediários (C', D', E', F', G', H', I', J' e K'), uma vez que a rede de fluxo se demonstrou irregular entre o lado passivo e ativo, assim, calculou-se a carga piezométrica nos pontos faltantes. Para isso, foi necessário interpolar entre os pontos conhecidos (ANEXO A – INTERPOLAÇÃO DAS TENSÕES), isso sendo possível, pois a perda de carga ocorre de forma linear ao longo da faixa equipotencial.

Com base nos cenários C1, C2 e C3, calculou-se por meio de planilha eletrônica as tensões horizontais totais ativas ( $\sigma_{ha}$ ) e passivas ( $\sigma_{hp}$ ) nos mesmos pontos, entre os diferentes cenários, com a finalidade de obter os empuxos e momentos envolvidos nos sistemas. Serão apresentados, então, os seguintes dados para cada cenário:

- Equipotenciais fornecidas pelo *software* Plaxis (válido apenas para o cenário C3);
- Carga altimétrica de cada ponto das equipotenciais (A à G);
- Tensões horizontais totais;
- Diagrama de tensões horizontais totais;
- Empuxos ativos e passivos;
- Fator de segurança.

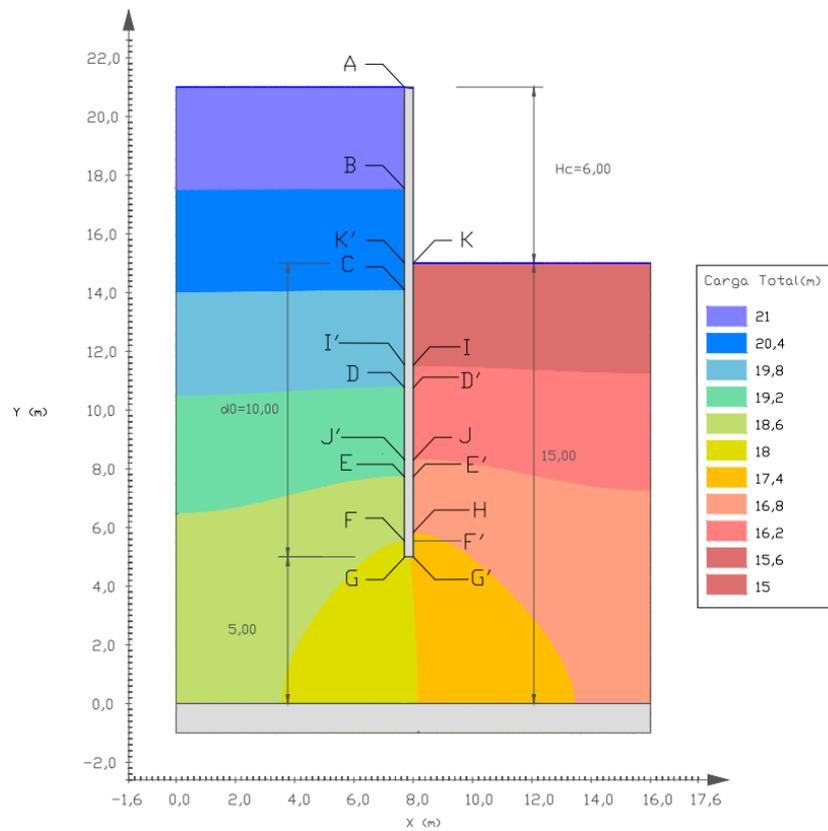
A seleção dos pontos (A à G) analisados ao longo da cortina baseia-se na distribuição das equipotenciais obtidas por meio do *software* Plaxis. Assim, os pontos estão ilustrados nas Figura 27, Figura 28 e Figura 29 e serão abordados através da análise numérica para os três casos. Destacam-se os pontos que serão mais explorados nos cálculos para obtenção dos empuxos e momento: A, K, K', G e G'.

Figura 27 – Distribuição dos pontos para  $d_0 = 4,87 m$

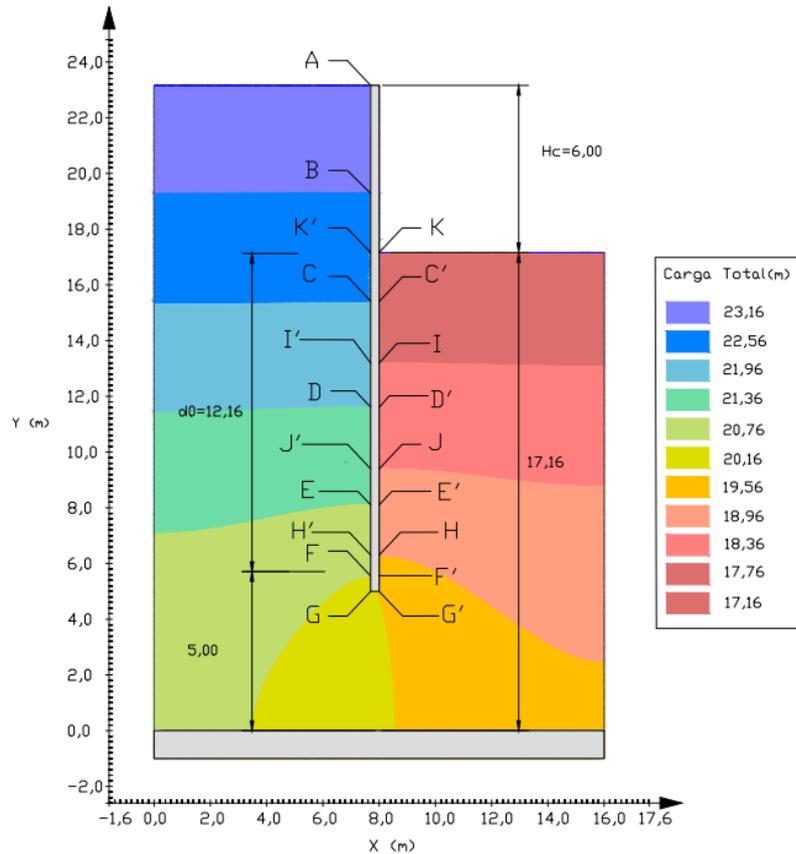


Fonte: Autor.

Figura 28 – Distribuição dos pontos para  $d_0 = 10,00 m$



Fonte: Autor.

Figura 29 – Distribuição dos pontos para  $d_0 = 12,16$  m

Fonte: Autor.

#### 4.1 CENÁRIO SECO – C1

O cenário seco não possui nível de água, podendo ser considerado um cenário onde há a ocorrência de drenagem para rebaixamento do lençol freático, como apresentado na Figura 24a.

##### 4.1.1 Cálculo das tensões totais horizontais ( $\sigma_h$ ) – C1

Á seguir estão apresentados os resultados das tensões do cenário C1 para a ficha de comprimento igual a 4,87 m (Tabela 3). Na tabela Tabela 4 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J' e I') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 3 – Tensões na cortina para  $d_0 = 4,87 m$  em C1

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	15,87	0,00	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	13,46	0,00	0,00	0,00	Ativa	48,20	48,20	14,46
<b>C</b>	11,09	0,00	0,00	0,00	Ativa	95,60	95,60	28,68
<b>D</b>	8,85	0,00	0,00	0,00	Ativa	140,40	140,40	42,12
<b>E</b>	6,90	0,00	0,00	0,00	Ativa	179,40	179,40	53,82
<b>F</b>	5,50	0,00	0,00	0,00	Ativa	207,40	207,40	62,22
<b>G</b>	5,00	0,00	0,00	0,00	Ativa	217,40	217,40	65,22
<b>H</b>	5,11	0,00	0,00	0,00	Passiva	95,20	95,20	317,02
<b>I</b>	6,11	0,00	0,00	0,00	Passiva	75,20	75,20	250,42
<b>J</b>	7,81	0,00	0,00	0,00	Passiva	41,20	41,20	137,20
<b>K</b>	9,87	0,00	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20\text{kN/m}^2</math></b>				<b><math>Ka = 0,3</math></b>		<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 4 – Resultante das tensões para  $d_0 = 4,87 m$  em C1

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	14,46	0,00	14,46
<b>C</b>	28,68	0,00	28,68
<b>K'</b>	36,00	0,00	36,00
<b>D</b>	42,12	67,93	-25,81
<b>J'</b>	48,36	137,20	-88,84
<b>E</b>	53,82	197,80	-143,98
<b>I'</b>	58,56	250,42	-191,86
<b>F</b>	62,22	291,04	-228,82
<b>G</b>	65,22	324,34	-259,12

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;

- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre D e K', ou seja, entre as alturas 8,85m e 9,87m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Os resultados das tensões do cenário C1 para fichas de profundidade igual a 10,00 m (Tabela 5). Na Tabela 6 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 5 – Tensões na cortina para  $d_0 = 10,00$  m em C1

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	21,00	0,00	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	17,55	0,00	0,00	0,00	Ativa	69,00	69,00	20,70
<b>C</b>	14,11	0,00	0,00	0,00	Ativa	137,80	137,80	41,34
<b>D</b>	10,76	0,00	0,00	0,00	Ativa	204,80	204,80	61,44
<b>E</b>	7,72	0,00	0,00	0,00	Ativa	265,60	265,60	79,68
<b>F</b>	5,54	0,00	0,00	0,00	Ativa	309,20	309,20	92,76
<b>G</b>	5,00	0,00	0,00	0,00	Ativa	320,00	320,00	96,00
<b>H</b>	5,84	0,00	0,00	0,00	Passiva	183,20	183,20	610,06
<b>I</b>	8,29	0,00	0,00	0,00	Passiva	134,20	134,20	446,89
<b>J</b>	11,53	0,00	0,00	0,00	Passiva	69,40	69,40	231,10
<b>K</b>	15,00	0,00	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20\text{kN/m}^2</math></b>				<b><math>Ka = 0,3</math></b>			<b><math>Kp = 3,33</math></b>	

Fonte: Autor.

Tabela 6 – Resultante das tensões para  $d_0 = 10,00 \text{ m}$  em C1

	$\sigma_{ha}$ ( $kN/m^2$ )	$\sigma_{hp}$ ( $kN/m^2$ )	$\Delta\sigma_h$ ( $kN/m^2$ )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	20,70	0,00	20,70
<b>K'</b>	36,00	0,00	36,00
<b>C</b>	41,34	59,27	-17,93
<b>J'</b>	56,82	231,10	-174,28
<b>D</b>	61,44	282,38	-220,94
<b>I'</b>	76,26	446,89	-370,63
<b>E</b>	79,68	484,85	-405,17
<b>H'</b>	90,96	610,06	-519,10
<b>F</b>	92,76	630,04	-537,28
<b>G</b>	96,00	666,00	-570,00

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;
- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e K', ou seja, entre as alturas 14,11m e 15,00m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Os resultados das tensões do cenário C1 para fichas de comprimento igual a 12,16 m (Tabela 7). Na Tabela 8 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 7 – Tensões na cortina para  $d_0 = 12,16 m$  em C1

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	23,16	0,00	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	19,28	0,00	0,00	0,00	Ativa	77,60	77,60	23,28
<b>C</b>	15,41	0,00	0,00	0,00	Ativa	155,00	155,00	46,50
<b>D</b>	11,61	0,00	0,00	0,00	Ativa	231,00	231,00	69,30
<b>E</b>	8,10	0,00	0,00	0,00	Ativa	301,20	301,20	90,36
<b>F</b>	5,55	0,00	0,00	0,00	Ativa	352,20	352,20	105,66
<b>G</b>	5,00	0,00	0,00	0,00	Ativa	363,20	363,20	108,96
<b>H</b>	6,30	0,00	0,00	0,00	Passiva	217,20	217,20	723,28
<b>I</b>	9,39	0,00	0,00	0,00	Passiva	155,40	155,40	517,48
<b>J</b>	13,18	0,00	0,00	0,00	Passiva	79,60	79,60	265,07
<b>K</b>	17,16	0,00	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20\text{kN/m}^2</math></b>			<b><math>Ka = 0,3</math></b>			<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 8 – Resultante das tensões para  $d_0 = 12,16 m$  em C1

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	23,28	0,00	23,28
<b>K'</b>	36,00	0,00	36,00
<b>C</b>	46,50	116,55	-70,05
<b>J'</b>	59,88	265,07	-205,19
<b>D</b>	69,30	369,63	-300,33
<b>I'</b>	82,62	517,48	-434,86
<b>E</b>	90,36	603,40	-513,04
<b>H'</b>	101,16	723,28	-622,12
<b>F</b>	105,66	773,23	-667,57
<b>G</b>	108,96	809,86	-700,90

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K’;
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;
- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e K’, ou seja, entre as alturas 15,41m e 17,16m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

#### 4.1.2 Cálculo do empuxo e momento – C1

À partir dos resultados das tensões para C1 é possível traçar o diagrama das tensões ativas e passivas para aplicar o Método da Tensão Passiva Líquida (MPPL). Como resultado, obtemos empuxos ativos e passivos, que submetidos à um braço de alavanca ( $z$ ) resulta em um momento da mesma natureza (passiva ou ativa).

Para o MPPL são analisadas as tensões em três pontos principais: K’; G; e G’. Com estes pontos apresentados no diagrama de tensões, de acordo com Seção 2.3.1.3.1 deve-se deduzir a tensão ativa da passiva e obter as tensões líquidas ( $\sigma_{liq}$ ). À seguir (Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11) estão apresentados os dados de tensão, empuxo, braço de alavanca e momentos ativos e passivos e momento resultante ( $M_r$ ) no cenário C1.

Tabela 9 – Momentos para  $d_0 = 4,87 m$  em C1

		$\sigma_{liq}(kN/m^2)$	$E (kN/m)$	$z (m)$	$M (kN \cdot m)$	$M_r (kN \cdot m)$
ATIVO	K'	36,00	108	6,87	741,96	1168,86
	G	36,00	175,32	2,44	426,90	
PASSIVO	G'	295,12	718,62	1,62	1166,56	1166,56

Fonte: Autor.

Tabela 10 – Momentos para  $d_0 = 10,00 m$  em C1

		$\sigma_{liq}(kN/m^2)$	$E (kN/m)$	$z (m)$	$M (kN \cdot m)$	$M_r (kN \cdot m)$
ATIVO	K'	36,00	108	12,00	1296	3096,00
	G	36,00	360	5,00	1800	
PASSIVO	G'	606,00	3030	3,33	10100	10100,00

Fonte: Autor.

Tabela 11 – Momentos para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$  em C1

		$\sigma_{liq} (\text{kN/m}^2)$	$E (\text{kN/m})$	$z (\text{m})$	$M (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_r (\text{kN} \cdot \text{m})$
ATIVO	K'	36,00	108	14,16	1529,28	4190,86
	G	36,00	437,76	6,08	2661,58	
PASSIVO	G'	736,90	4480,35	4,05	18160,35	18160,35

Fonte: Autor.

#### 4.2 CENÁRIO SATURADO HIDROSTÁTICO – C2

O cenário C2 possui o lençol freático presente e com altura igual a superfície do terreno, entretanto, não há consideração de movimento de água (percolação) entre o nível mais alto e o nível mais baixo do sistema, promovendo assim, uma situação hidrostática, como apresentado como na Figura 24b:

##### 4.2.1 Cálculo das tensões totais horizontais ( $\sigma_h$ ) – C2

Os resultados das tensões do cenário C2 para a ficha de profundidade igual a 4,87 m (Tabela 12). Na Tabela 13 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J' e I') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 12 – Tensões na cortina para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$  em C2

	$h_a$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	15,87	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	13,46	24,10	Ativa	48,20	24,10	31,33
<b>C</b>	11,09	47,80	Ativa	95,60	47,80	62,14
<b>D</b>	8,85	70,20	Ativa	140,40	70,20	91,26
<b>E</b>	6,90	89,70	Ativa	179,40	89,70	116,61
<b>F</b>	5,50	103,70	Ativa	207,40	103,70	134,81
<b>G</b>	5,00	108,70	Ativa	217,40	108,70	141,31
<b>H</b>	5,11	47,60	Passiva	95,20	47,60	206,11
<b>I</b>	6,11	37,60	Passiva	75,20	37,60	162,81
<b>J</b>	7,81	20,60	Passiva	41,20	20,60	89,20
<b>K</b>	9,87	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
$\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$			$Ka = 0,3$		$Kp = 3,33$	

Fonte: Autor.

Tabela 13 – Resultante das tensões para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$  em C2

	$\sigma_{ha}$ ( $kN/m^2$ )	$\sigma_{hp}$ ( $kN/m^2$ )	$\Delta\sigma_h$ ( $kN/m^2$ )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	31,33	0,00	31,33
<b>C</b>	62,14	0,00	62,14
<b>K'</b>	78,00	0,00	78,00
<b>D</b>	91,26	44,17	47,09
<b>J'</b>	104,78	89,20	15,58
<b>E</b>	116,61	128,60	-11,99
<b>I'</b>	126,88	162,81	-35,93
<b>F</b>	134,81	189,22	-54,41
<b>G</b>	141,31	210,87	-69,56

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;
- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre D e K', ou seja, entre as alturas 8,85m e 9,87m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Da mesma forma, os resultados das tensões do cenário C2 para a ficha de comprimento igual a 10,00 m (Tabela 14) podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 14 – Tensões na cortina para  $d_0 = 10,00\text{ m}$  em C2

	$h_a$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	21,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	17,55	34,50	Ativa	69,00	34,50	44,85
<b>C</b>	14,11	68,90	Ativa	137,80	68,90	89,57
<b>D</b>	10,76	102,40	Ativa	204,80	102,40	133,12
<b>E</b>	7,72	132,80	Ativa	265,60	132,80	172,64
<b>F</b>	5,54	154,60	Ativa	309,20	154,60	200,98
<b>G</b>	5,00	160,00	Ativa	320,00	160,00	208,00
<b>H</b>	5,84	91,60	Passiva	183,20	91,60	396,63
<b>I</b>	8,29	67,10	Passiva	134,20	67,10	290,54
<b>J</b>	11,53	34,70	Passiva	69,40	34,70	150,25
<b>K</b>	15,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20\text{kN/m}^2</math></b>		<b><math>Ka = 0,3</math></b>		<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 15 – Resultante das tensões para  $d_0 = 10,00\text{ m}$  em C2

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	44,85	0,00	44,85
<b>K'</b>	78,00	0,00	78,00
<b>C</b>	89,57	38,54	51,03
<b>J'</b>	123,11	150,25	-27,14
<b>D</b>	133,12	183,59	-50,47
<b>I'</b>	165,23	290,54	-125,31
<b>E</b>	172,64	315,22	-142,58
<b>H'</b>	197,08	396,63	-199,55
<b>F</b>	200,98	409,62	-208,64
<b>G</b>	208,00	433,00	-225,00

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;

- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e J', ou seja, entre as alturas 11,53 m e 14,11 m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Da mesma forma, os resultados das tensões do cenário C2 para a ficha de comprimento igual a 12,16 m (Tabela 16). Na Tabela 17 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 16 – Tensões na cortina para  $d_0 = 12,16$  m em C2

	$h_a$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	23,16	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	19,28	38,80	Ativa	77,60	38,80	50,44
<b>C</b>	15,41	77,50	Ativa	155,00	77,50	100,75
<b>D</b>	11,61	115,50	Ativa	231,00	115,50	150,15
<b>E</b>	8,10	150,60	Ativa	301,20	150,60	195,78
<b>F</b>	5,55	176,10	Ativa	352,20	176,10	228,93
<b>G</b>	5,00	181,60	Ativa	363,20	181,60	236,08
<b>H</b>	6,30	108,60	Passiva	217,20	108,60	470,24
<b>I</b>	9,39	77,70	Passiva	155,40	77,70	336,44
<b>J</b>	13,18	39,80	Passiva	79,60	39,80	172,33
<b>K</b>	17,16	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>Ka = 0,3</math></b>		<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 17 – Resultante das tensões para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$  em C1

	$\sigma_{ha}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_{hp}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\Delta\sigma_h$ ( $\text{kN/m}^2$ )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	50,44	0,00	50,44
<b>K'</b>	78,00	0,00	78,00
<b>C</b>	100,75	75,78	24,98
<b>J'</b>	129,74	172,33	-42,59
<b>D</b>	150,15	240,32	-90,17
<b>I'</b>	179,01	336,44	-157,43
<b>E</b>	195,78	392,30	-196,52
<b>H'</b>	219,18	470,24	-251,06
<b>F</b>	228,93	502,71	-273,78
<b>G</b>	236,08	526,53	-290,45

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;
- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e J', ou seja, entre as alturas 13,18 m e 15,41 m.
- A comparação gráfica dos diagramas de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

#### 4.2.2 Cálculo do empuxo e momento – C2

À partir dos resultados das tensões para C2 é possível traçar o diagrama de tensões ativas e passivas para aplicar o Método da Tensão Passiva Líquida (MPPL). Como resultado, obtemos os empuxos ativos e passivos, que submetidos à um braço de alavanca ( $z$ ) resulta em um momento da mesma natureza (ativo ou passivo).

Para o MPPL são analisadas as tensões em três pontos principais: K'; G; e G'. Com estes pontos apresentados no diagrama de tensões, de acordo com Seção 4.3.2.1.3 deve-se deduzir a tensão ativa da passiva e obter as tensões líquidas ( $\sigma_{liq}$ ). À seguir (Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20) estão apresentados os dados de tensão, empuxo, braço de alavanca e momentos ativos e passivos e momento resultante ( $M_r$ ) no cenário C2.

Tabela 18 – Momentos para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$  em C2

		$\sigma_{liq}(\text{kN/m}^2)$	$E (\text{kN/m})$	$z (\text{m})$	$M (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_r (\text{kN} \cdot \text{m})$
ATIVO	K'	78,00	234,00	6,87	1607,58	2532,53
	G	78,00	379,86	2,44	924,95	
PASSIVO	G'	147,56	359,3	1,62	583,26	583,26

Fonte: Autor.

Tabela 19 – Momentos para  $d_0 = 10,00 \text{ m}$  em C2

		$\sigma_{liq}(\text{kN/m}^2)$	$E (\text{kN/m})$	$z (\text{m})$	$M (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_r (\text{kN} \cdot \text{m})$
ATIVO	K'	78,00	234,00	12,00	2808,00	6708,00
	G	78,00	780	5,00	3900,00	
PASSIVO	G'	303,00	1515	3,33	5050,00	5050,00

Fonte: Autor.

Tabela 20 – Momentos para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$  em C2

		$\sigma_{liq}(\text{kN/m}^2)$	$E (\text{kN/m})$	$z (\text{m})$	$M (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_r (\text{kN} \cdot \text{m})$
ATIVO	K'	78,00	234,00	14,16	3313,44	9080,19
	G	78,00	948,48	6,08	5766,75	
PASSIVO	G'	368,45	2240,17	4,05	9080,15	9080,15

Fonte: Autor.

### 4.3 CENÁRIO SATURADO COM FLUXO – C3

O cenário C3 além de possuir a presença do lençol freático com nível igual ao da superfície do terreno, ele considera uma situação de fluxo de água entre o nível mais alto e mais baixo do sistema.

#### 4.3.1 Cálculo das tensões totais horizontais ( $\sigma_h$ ) – C3

Os resultados das tensões do cenário C3 para a ficha de comprimento igual a 4,87 m (Tabela 21). Na Tabela 22 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J' e I') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 21 – Tensões na cortina para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$  em C3

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	15,87	15,87	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	13,46	15,27	1,81	18,10	Ativa	48,20	30,10	27,13
<b>C</b>	11,09	14,67	3,58	35,80	Ativa	95,60	59,80	53,74
<b>D</b>	8,85	14,07	5,22	52,20	Ativa	140,40	88,20	78,66
<b>E</b>	6,90	13,47	6,57	65,70	Ativa	179,40	113,70	99,81
<b>F</b>	5,50	12,87	7,37	73,70	Ativa	207,40	133,70	113,81
<b>G</b>	5,00	12,27	7,27	72,70	Ativa	217,40	144,70	116,11
<b>H</b>	5,11	11,67	6,56	65,60	Passiva	95,20	29,60	164,17
<b>I</b>	6,11	11,07	4,96	49,60	Passiva	75,20	25,60	134,85
<b>J</b>	7,81	10,47	2,66	26,60	Passiva	41,20	14,60	75,22
<b>K</b>	9,87	9,87	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20 \text{ kN/m}^2</math></b>				<b><math>Ka = 0,3</math></b>		<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 22 – Resultante das tensões para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$  em C3

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	27,13	0,00	27,13
<b>C</b>	53,74	0,00	53,74
<b>K'</b>	67,31	0,00	67,31
<b>D</b>	78,66	37,24	41,42
<b>J'</b>	89,94	75,22	14,72
<b>E</b>	99,81	107,14	-7,33
<b>I'</b>	107,71	134,85	-27,14
<b>F</b>	113,81	153,58	-39,77
<b>G</b>	116,11	168,93	-52,82

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;

- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre J' e E, ou seja, entre as alturas 6,90m e 7,81m.
- A comparação gráfica do diagrama de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Da mesma forma, os resultados das tensões do cenário C3 para a ficha de comprimento igual a 10,00 m (Tabela 23). Na Tabela 24 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 23 – Tensões na cortina para  $d_0 = 10,00$  m em C3

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	21,00	21,00	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	17,55	20,40	2,85	28,50	Ativa	69,00	40,50	40,65
<b>C</b>	14,11	19,80	5,69	56,90	Ativa	137,80	80,90	81,17
<b>D</b>	10,76	19,20	8,44	84,40	Ativa	204,80	120,40	120,52
<b>E</b>	7,72	18,60	10,88	108,80	Ativa	265,60	156,80	155,84
<b>F</b>	5,54	18,00	12,46	124,60	Ativa	309,20	184,60	179,98
<b>G</b>	5,00	17,40	12,40	124,00	Ativa	320,00	196,00	182,80
<b>H</b>	5,84	16,80	10,96	109,60	Passiva	183,20	73,60	354,69
<b>I</b>	8,29	16,20	7,91	79,10	Passiva	134,20	55,10	262,58
<b>J</b>	11,53	15,60	4,07	40,70	Passiva	69,40	28,70	136,27
<b>K</b>	15,00	15,00	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>Ka = 0,3</math></b>			<b><math>Kp = 3,33</math></b>			

Fonte: Autor.

Tabela 24 – Resultante das tensões para  $d_0 = 10,00$  m em C3

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	40,65	0,00	40,65
<b>K'</b>	70,69	0,00	70,69
<b>C</b>	81,17	34,95	46,22
<b>J'</b>	111,48	136,27	-24,80
<b>D</b>	120,52	166,29	-45,77
<b>I'</b>	149,22	262,58	-113,37
<b>E</b>	155,84	284,01	-128,17
<b>H'</b>	176,66	354,69	-178,03
<b>F</b>	179,98	367,68	-187,70
<b>G</b>	182,80	391,06	-208,26

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;
- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e J', ou seja, entre as alturas 11,53 m e 14,11 m.
- A comparação gráfica do diagrama de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

Da mesma forma, os resultados das tensões do cenário C3 para a ficha de comprimento igual a 12,16 m (Tabela 25). Na Tabela 26 podemos verificar as tensões horizontais totais em cada ponto da cortina, bem como a tensão horizontal total resultante ( $\Delta\sigma_h$ ). Os pontos interpolados (K', J', I' e H') podem ser conferidos no Anexo A.

Tabela 25 – Tensões na cortina para  $d_0 = 12,16 m$  em C3

	$h_a$ (m)	$h_t$ (m)	$h_p$ (m)	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	23,16	23,16	0,00	0,00	Ativa	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	19,28	22,56	3,28	32,80	Ativa	77,60	44,80	46,24
<b>C</b>	15,41	21,96	6,55	65,50	Ativa	155,00	89,50	92,35
<b>D</b>	11,61	21,36	9,75	97,50	Ativa	231,00	133,50	137,55
<b>E</b>	8,10	20,76	12,66	126,60	Ativa	301,20	174,60	178,98
<b>F</b>	5,55	20,16	14,61	146,10	Ativa	352,20	206,10	207,93
<b>G</b>	5,00	19,56	14,56	145,60	Ativa	363,20	217,60	210,88
<b>H</b>	6,30	18,96	12,66	126,60	Passiva	217,20	90,60	428,30
<b>I</b>	9,39	18,36	8,97	89,70	Passiva	155,40	65,70	308,48
<b>J</b>	13,18	17,76	4,58	45,80	Passiva	79,60	33,80	158,35
<b>K</b>	17,16	17,16	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
<b><math>\gamma = 20 \text{ kN/m}^2</math></b>				<b><math>Ka = 0,3</math></b>		<b><math>Kp = 3,33</math></b>		

Fonte: Autor.

Tabela 26 – Resultante das tensões para  $d_0 = 12,16 m$  em C3

	$\sigma_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	46,24	0,00	46,24
<b>K'</b>	71,50	0,00	71,50
<b>C</b>	92,35	69,63	22,72
<b>J'</b>	118,88	158,35	-39,48
<b>D</b>	137,55	220,54	-82,99
<b>I'</b>	163,75	308,48	-144,73
<b>E</b>	178,98	358,50	-179,52
<b>H'</b>	199,42	428,30	-228,88
<b>F</b>	207,93	460,77	-252,84
<b>G</b>	210,88	484,59	-273,71

Fonte: Autor.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que:

- A tensão horizontal total ativa máxima ocorre em K';
- A tensão horizontal total passiva máxima ocorre em G;

- Haverá uma inversão no diagrama de tensões horizontais totais entre C e J', ou seja, entre as alturas 13,18m e 15,41m.
- A comparação gráfica do diagrama de tensões horizontais resultantes entre os cenários C1, C2 e C3 pode ser verificada na Seção 5.1 (Figura 31 e Figura 32).

#### 4.3.2 Cálculo do empuxo e momento – C3

À partir dos resultados das tensões para C3 é possível traçar o diagrama das tensões ativas e passivas para aplicar o Método das Tensões Líquidas (MPPL). Como resultado, obtemos empuxos ativos e passivos, que submetidos à um braço de alavanca ( $z$ ) resulta em um momento da mesma natureza (ativo ou passivo).

Para o MPPL são analisadas as tensões em três pontos principais: K'; G; e G'. Com estes pontos apresentados no diagrama de tensões, de acordo com Seção 2.3.1.3.1, deve-se deduzir a tensão ativa da passiva e obter as tensões líquidas ( $\sigma_{liq}$ ). À seguir (Tabela 27, Tabela 28 e Tabela 29) estão apresentados os dados de tensão, empuxo, braço de alavanca e momento calculados no cenário C3.

Tabela 27 – Resultante das tensões para  $d_0 = 4,87 m$  em C3

		$\sigma_{liq} (kN/m^2)$	$E (kN/m)$	$z (m)$	$M (kN \cdot m)$	$M_r (kN \cdot m)$
ATIVO	K'	67,31	201,93	6,87	1387,25	2370,65
	G	67,31	403,86	2,44	983,39	
PASSIVO	G'	120,13	292,51	1,62	474,84	474,84

Fonte: Autor.

Tabela 28 – Resultante das tensões para  $d_0 = 10,00 m$  em C3

		$\sigma_{liq} (kN/m^2)$	$E (kN/m)$	$z (m)$	$M (kN \cdot m)$	$M_r (kN \cdot m)$
ATIVO	K'	70,69	212,07	12,00	2544,84	6079,34
	G	70,69	706,90	5,00	3534,50	
PASSIVO	G'	278,95	1394,75	3,33	4649,167	4649,167

Fonte: Autor.

Tabela 29 – Resultante das tensões para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$  em C3

		$\sigma_{liq} (kN/m^2)$	$E (kN/m)$	$z (m)$	$M (kN \cdot m)$	$M_r (kN \cdot m)$
ATIVO	K'	71,50	214,50	14,16	3037,32	8323,51
	G	71,50	869,44	6,08	5286,19	
PASSIVO	G'	345,21	2098,87	4,05	8507,42	8507,42

Fonte: Autor.

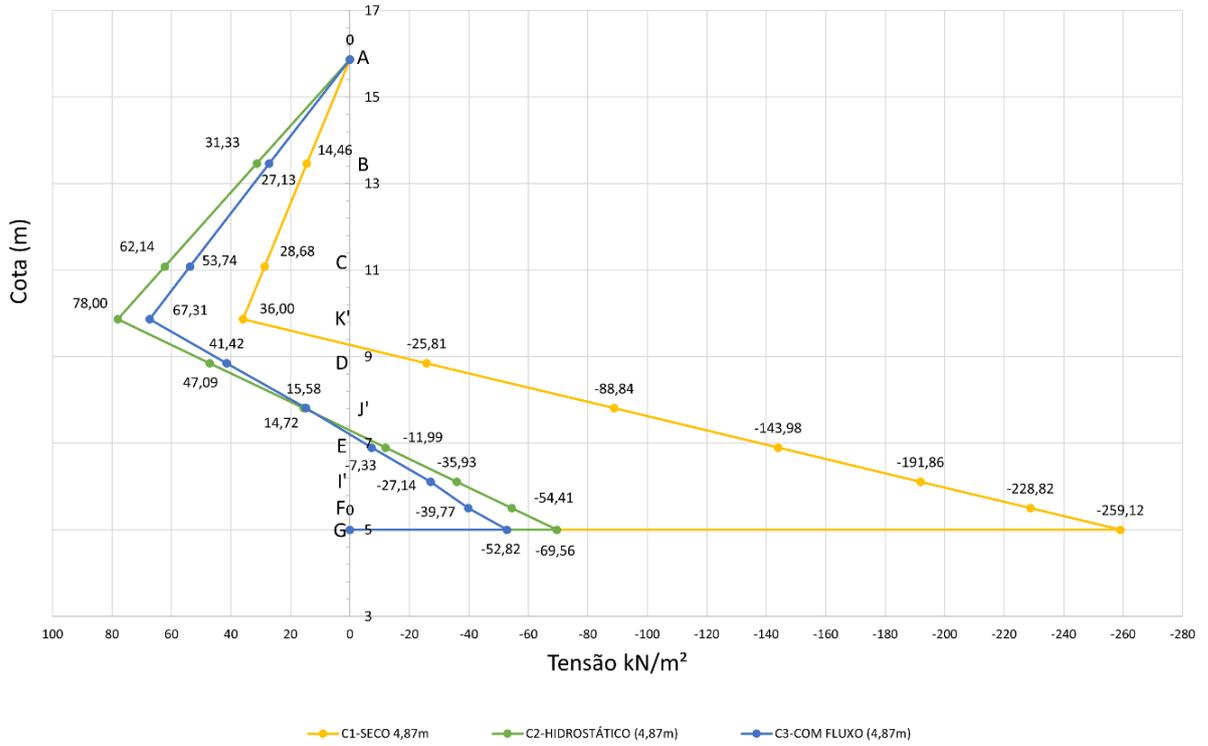
## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 DIAGRAMA DE TENSÕES RESULTANTES

Considerando os resultados de tensão e momento obtidos para cada um dos valores de ficha ( $d_0$ ) escolhidos é possível comparar os efeitos de cada cenário de maneira mais clara. Desta forma, foram elaborados diagramas de tensões resultantes para os cenários (C1, C2 e C3) e comparados para fichas de mesmo tamanho.

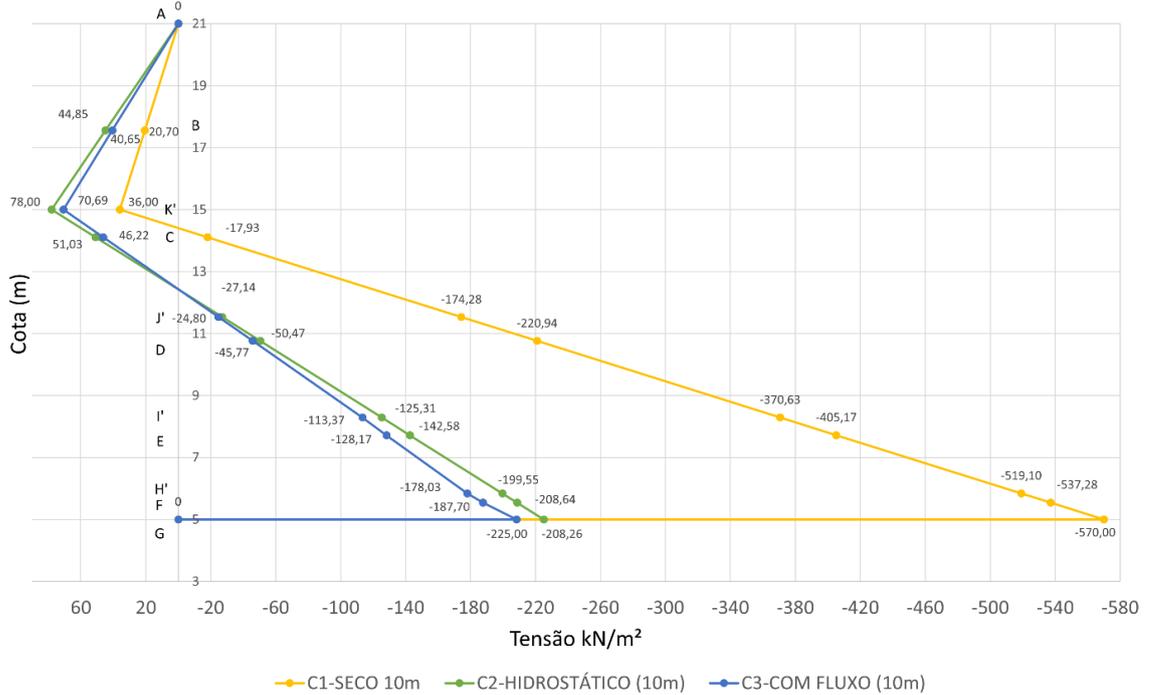
Na Figura 30, Figura 31 e Figura 32, de maneira geral é possível observar que o cenário hidrostático (C2, em verde) apresenta uma distribuição de tensões horizontais totais mais elevada que o cenário com fluxo (C3, em azul) tanto para ativo (tensões à esquerda) como para o lado passivo (tensões à direita). Tendo em vista as elevadas tensões, como apontam Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) muitos projetistas assumem que a condição hidrostática é mais desfavorável e, portanto, mais segura devido às tensões mais elevadas. Todavia, esta interpretação pode ser equivocada no sentido da segurança, pois apesar da tensão ser mais elevada no cenário hidrostático (C2) em ambos os lados da contenção (ativo e passivo), vale ressaltar que o lado ativo trabalha no sentido de desestabilizar a contenção, enquanto o lado passivo trabalha a favor de garantir a estabilidade do sistema.

Figura 30 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para  $d_0 = 4,87\text{ m}$   
 DIAGRAMA DE TENSÕES (4,87m)

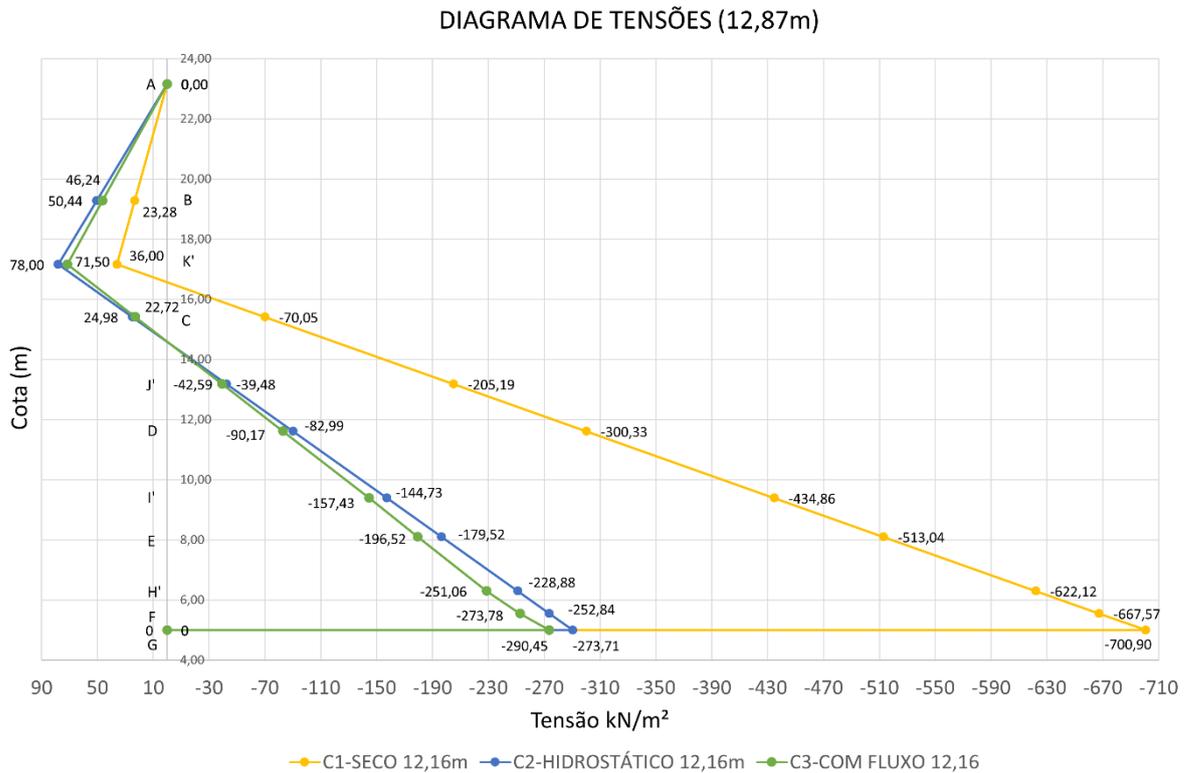


Fonte: Autor.

Figura 31 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para  $d_0 = 10,00\text{ m}$   
 DIAGRAMA DE TENSÕES (10,00m)



Fonte: Autor.

Figura 32 – Diagrama de tensões horizontais resultantes para  $d_0 = 12,16 m$ 

Considerando que o cenário com fluxo (C3) é o cenário mais próximo da realidade. Nota-se portanto que há uma superestimação equivocada no lado passivo no cenário hidrostático (C2), o que vai contra a segurança do sistema. Por isso, para avaliar como esta superestimação afeta os resultados de momentos e empuxos, é fundamental uma melhor avaliação dos cenários.

### 5.1.1 Diferenças absolutas ( $\Delta\sigma_{abs}$ )

Com base nas resultantes das tensões horizontais ( $\Delta\sigma_h = \sigma_{h_a} - \sigma_{h_p}$ , apresentadas na Tabela 4 à Tabela 28 da Seção 4, calculou-se as diferenças entre os cenários escolhidos para cada ficha ( $d_0$ ). Os pontos escolhidos para a análise foram K e G por se tratarem das máximas tensões resultantes do lado ativo (à esquerda, valores positivos) e passivo (à direita, valores negativos). Foi utilizado como valor referência o cenário C2, calculando então as diferenças absolutas ( $\Delta\sigma_{abs}$ ) aos cenários C1 e C3. Como por exemplo, para  $d_0 = 4,87 m$  a diferença absoluta de C3 para C2 no ponto K é de 10,69 kN/m<sup>2</sup>, uma vez que a tensão horizontal resultante ( $\Delta\sigma_h$ ) em K para C2 é 78,00 kN/m<sup>2</sup> e para C3 é igual a 67,31 kN/m<sup>2</sup>, temos

$\Delta\sigma_{absK} = 78,00 - 67,31 = 10,69 \text{ kN/m}^2$ . Uma diferença positiva como obtida nesse caso, indica que para este tamanho de ficha ( $d_0 = 4,87 \text{ m}$ ), a tensão horizontal total resultante em K é maior em C2 do que em C3.

Tabela 30 –  $\Delta\sigma_{abs}$  para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$ 

	<b>C2 (referência)</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C1</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C3</b> ( $\text{kN/m}^2$ )
$\Delta\sigma_{hK}$	78,00	36,00	67,31
$\Delta\sigma_{hG}$	-69,56	-259,12	-52,82
$\Delta\sigma_{absK}$	0,00	42,00	10,69
$\Delta\sigma_{absG}$	0,00	189,56	-16,74

Fonte: Autor.

Tabela 31 –  $\Delta\sigma_{abs}$  para  $d_0 = 10,00 \text{ m}$ 

	<b>C2 (referência)</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C1</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C3</b> ( $\text{kN/m}^2$ )
$\Delta\sigma_{hK}$	78,00	36,00	70,69
$\Delta\sigma_{hG}$	-225,00	-570,00	-208,26
$\Delta\sigma_{absK}$	0,00	42,00	7,31
$\Delta\sigma_{absG}$	0,00	345,00	-16,74

Fonte: Autor.

Tabela 32 –  $\Delta\sigma_{abs}$  para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$ 

	<b>C2 (referência)</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C1</b> ( $\text{kN/m}^2$ )	<b>C3</b> ( $\text{kN/m}^2$ )
$\Delta\sigma_{hK}$	78,00	36,00	71,50
$\Delta\sigma_{hG}$	-290,448	-700,90	-273,71
$\Delta\sigma_{absK}$	0,00	42,00	6,50
$\Delta\sigma_{absG}$	0,00	410,45	-16,74

Fonte: Autor.

A diferença entre os cenários C1 e C2 se dá pela presença ou não da água. Observa-se que a diferença absoluta ( $\Delta\sigma_{abs} = \Delta\sigma_{hC2} - \Delta\sigma_{hC1}$ ) em K é constante e igual a  $42,00 \text{ kN/m}^2$  para as três fichas analisadas (Tabela 30, Tabela 31 e Tabela 32). Já em G a diferença aumenta conforme ocorre o aumento da ficha, onde temos  $189,56 \text{ kN/m}^2$  para  $d_0 = 4,87 \text{ m}$ ,  $345,00 \text{ kN/m}^2$  para  $d_0 = 10,00 \text{ m}$  e  $410,45 \text{ kN/m}^2$  para  $d_0 = 12,16 \text{ m}$ . Os resultados positivos indicam que a tensão em C1 é maior que C2, como adotou-se sinais negativos para tensões passivas, a

não manutenção do sinal em G indica uma maior magnitude no cenário que não é referência, o mesmo pode ocorrer para as tensões passivas, a interpretação envolve a manutenção do sinal entre a tensão horizontal resultante ( $\Delta\sigma_h$ ) e a diferença absoluta ( $\Delta\sigma_{abs}$ ).

Já entre os cenários C2 e C3, onde há distinção quanto ao movimento da água no solo, algumas comparações são interessantes. É possível identificar que a tensão resultante em K aumenta conforme o aumento da ficha (-52,82 kN/m<sup>2</sup> para  $d_0 = 4,87 m$ , -208,26 kN/m<sup>2</sup> para  $d_0 = 10,00 m$  e -273,71 kN/m<sup>2</sup> para  $d_0 = 12,16 m$ ), isso se dá pela diferença da distribuição das equipotenciais no tardo, podendo ser verificadas de acordo na Figura 27, Figura 28 e Figura 29. Conforme há um menor gradiente hidráulico (maior percurso para perder a mesma carga hidráulica) na primeira parte do fluxo (entre A e K) da água, a poropressão aumenta.

Também ocorre a diminuição da diferença absoluta em K, mostrando que quanto maior a ficha, o cenário C3 fica mais próximo de C2 em termos de tensões horizontais totais resultantes.

Outro ponto interessante é que não há a variação na diferença absoluta em G, mostrando que independente da variação da ficha, a diferença absoluta da tensão resultante em G entre o cenário hidrostático (C2) e com fluxo (C3) é a mesma e igual a -16,74 kN/m<sup>2</sup> (sinal negativo indicando que a tensão no cenário referência (C2) é maior, uma vez que em G a tensão horizontal resultante também é passiva, e portanto negativa). O resultado se torna ainda mais interessante quando comparado ao anterior, entre C1 e C2, onde não houve esta manutenção da diferença absoluta em G com a variação da ficha. Ou seja, há uma constância entre a diferença absoluta das tensões entre o cenário hidrostático (C2) e com fluxo (C3), não ocorrendo com o seco (C1).

Para entender um pouco sobre a constância que ocorre nas tensões entre o cenário C2 e C3, é possível comparar as tensões passivas e ativas, afim de verificar como ocorre a variação das tensões ao longo da cortina para cada configuração de ficha.

Para o lado ativo podemos fazer esta verificação a partir da Tabela 33, Tabela 34 e Tabela 35. Entretanto, ressalta-se novamente que apesar dos pontos terem a mesma nomenclatura (A, B, C ...), para cada  $d_0$  há uma diferença altimétrica, uma vez que os pontos foram definidos pelas linhas equipotenciais. Desta forma, portanto, os únicos pontos que seguem a mesma referência são A (topo da cortina), K (final da escavação) e G (base da cortina).

Tabela 33 –  $\Delta\sigma_a$  para  $d_0 = 4,87\text{ m}$ 

	$\sigma_{aC2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{aC3}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{absa}$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	31,33	27,13	4,20
<b>C</b>	62,14	53,74	8,40
<b>K'</b>	78,00	67,31	10,69
<b>D</b>	91,26	78,66	12,60
<b>J'</b>	104,78	89,94	14,84
<b>E</b>	116,61	99,81	16,80
<b>I'</b>	126,88	107,71	19,17
<b>F</b>	134,81	113,81	21,00
<b>G</b>	141,31	116,11	25,20

Fonte: Autor.

Tabela 34 –  $\Delta\sigma_a$  para  $d_0 = 10,00\text{ m}$ 

	$\sigma_{aC2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{aC3}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{absa}$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	44,85	40,65	4,20
<b>K'</b>	78,00	70,69	7,31
<b>C</b>	89,57	81,17	8,40
<b>J'</b>	123,11	111,48	11,63
<b>D</b>	133,12	120,52	12,60
<b>I'</b>	165,23	149,22	16,01
<b>E</b>	172,64	155,84	16,80
<b>H'</b>	197,08	176,66	20,42
<b>F</b>	200,98	179,98	21,00
<b>G</b>	208,00	182,80	25,20

Fonte: Autor.

Tabela 35 –  $\Delta\sigma_a$  para  $d_0 = 12,16 m$ 

	$\sigma_{aC2} (kN/m^2)$	$\sigma_{aC3} (kN/m^2)$	$\Delta\sigma_{abs_a} (kN/m^2)$
<b>A</b>	0,00	0,00	0,00
<b>B</b>	50,44	46,24	4,20
<b>K'</b>	78,00	71,50	6,50
<b>C</b>	100,75	92,35	8,40
<b>J'</b>	129,74	118,88	10,86
<b>D</b>	150,15	137,55	12,60
<b>I'</b>	179,01	163,75	15,26
<b>E</b>	195,78	178,98	16,80
<b>H'</b>	219,18	199,42	19,76
<b>F</b>	228,93	207,93	21,00
<b>G</b>	236,08	210,88	25,20

Fonte: Autor.

À partir da Tabela 33, Tabela 34 e Tabela 35 é interessante analisar individualmente os pontos que possuem a mesma carga altimétrica ( $h_a$ ). Com isso, verifica-se que em K' a diferença absoluta diminui conforme o aumento da ficha, aproximando então a tensão horizontal total do cenário com fluxo (C3) da tensão horizontal total obtida no cenário hidrostático (C2), pois temos  $\Delta\sigma_{abs_a} = 10,69$  para  $d_0 = 4,87 m$ ,  $\Delta\sigma_{abs_a} = 7,31$  para  $d_0 = 10,00 m$  e  $\Delta\sigma_{abs_a} = 6,50$  para  $d_0 = 12,16 m$ . Já para G, a diferença absoluta se mantém para todos os cenários. Como a diferença absoluta em G permanece a mesma, e em K' não há esta constância, os valores entre os pontos K' e G sofrem uma redistribuição da diferença absoluta.

Para o lado passivo há a verificação da diferença absoluta ponto a ponto na Tabela 36, Tabela 37 e Tabela 38.

Tabela 36 –  $\Delta\sigma_p$  para  $d_0 = 4,87 m$ 

	$\sigma_{p_{C2}} (kN/m^2)$	$\sigma_{p_{C3}} (kN/m^2)$	$\Delta\sigma_{abs_p} (kN/m^2)$
A	0,00	0,00	0,00
B	0,00	0,00	0,00
C	0,00	0,00	0,00
<b>K'</b>	0,00	0,00	0,00
D	44,17	37,24	6,92
J'	89,20	75,22	13,98
E	128,60	107,14	21,46
I'	162,81	134,85	27,96
F	189,22	153,58	35,64
<b>G</b>	210,87	168,93	41,94

Fonte: Autor.

Tabela 37 –  $\Delta\sigma_p$  para  $d_0 = 10,00 m$ 

	$\sigma_{p_{C2}} (kN/m^2)$	$\sigma_{p_{C3}} (kN/m^2)$	$\Delta\sigma_{abs_p} (kN/m^2)$
A	0,00	0,00	0,00
B	0,00	0,00	0,00
<b>K'</b>	0,00	0,00	0,00
C	38,54	34,95	3,59
J'	150,25	136,27	13,98
D	183,59	166,29	17,30
I'	290,54	262,58	27,96
E	315,22	284,01	31,21
<b>H'</b>	396,63	354,69	41,94
F	409,62	367,68	41,94
<b>G</b>	433,00	391,06	41,94

Fonte: Autor.

Tabela 38 –  $\Delta\sigma_p$  para  $d_0 = 12,16 m$ 

	$\sigma_{p_{c2}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{p_{c3}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{abs,p}$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	0,00	0,00	0,00
B	0,00	0,00	0,00
K'	0,00	0,00	0,00
C	75,78	69,63	6,15
J'	172,33	158,35	13,98
D	240,32	220,54	19,77
I'	336,44	308,48	27,96
E	392,30	358,50	33,80
H'	470,24	428,30	41,94
F	502,71	460,77	41,94
G	526,53	484,59	41,94

Fonte: Autor.

Para o lado passivo, temos a tensão no ponto K' igual a zero pois se trata do início da escavação, assim, as verificações de maior interesse estão em torno do ponto G. Nota-se que além da diferença absoluta no ponto G permanecer constante (41,94 kN/m<sup>2</sup>), entre os pontos G, F e H' também observa-se uma constância nas fichas de comprimento 10,00 m e 12,16 m. É importante notar que entre estes pontos há uma carga altimétrica muito próxima (Figura 32), e mesmo que, para  $d_0 = 4,87m$  esta carga também seja próxima, ao analisar do ponto de vista do comprimento relativo, cada centímetro para a ficha  $d_0 = 4,87m$  tem um impacto maior na diferença absoluta das tensões do que para fichas de maior comprimento. Percebe-se que há uma tendência dos pontos próximos ao final da ficha (pontos D e E) ao se aproximarem do valor de 41,94 kN/m<sup>2</sup>. Portanto, é possível inferir que quanto maior a ficha, mais a tensão dos pontos próximos a G irão se aproximar de G, em muitos casos igualando o valor, pois pelo que vimos na rede de fluxo (Figura 27, Figura 28 e Figura 29), as faixas equipotenciais na base da cortina são muito próximas, e como são estas que definem os pontos estudados, geralmente terão cargas altimétricas próximas.

### 5.1.2 Diferenças relativas ( $\Delta\sigma_{rel}$ )

Com o intuito de entender melhor o impacto das diferenças das tensões horizontais nos cenários, calcula-se as diferenças relativas pela divisão da diferença absoluta ( $\Delta\sigma_{abs}$ ) pela tensão horizontal resultante do cenário referência (C2), expressado em porcentagem.

A diferença relativa é um ponto importante a ser analisado, pois ao verificar somente a diferença absoluta (apresentada na Seção anterior), observa-se que alguns valores podem ocorrer de forma constante, porém a diferença relativa pode alterar algumas percepções do problema. Para isso a Tabela 39, Tabela 40 e Tabela 41 apresentam a diferença relativa entre os cenários C1 e C3 com base ao cenário C2.

Tabela 39 –  $\Delta\sigma_{rel}$  para  $d_0 = 4,87 m$

	<b>C2 (referência)</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C1</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C3</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>
$\Delta\sigma_{hk'}$	78	36,00	67,31
$\Delta\sigma_{hG'}$	-69,561	-259,12	-52,82
$\Delta\sigma_{rel_{k'}}$	0%	54%	13,70%
$\Delta\sigma_{rel_{G'}}$	0%	-273%	24,07%

Fonte: Autor.

Tabela 40 –  $\Delta\sigma_{rel}$  para  $d_0 = 10,00 m$

	<b>C2 (referência)</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C1</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C3</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>
$\Delta\sigma_{hk'}$	78	36,00	70,69
$\Delta\sigma_{hG'}$	-225	-570,00	-208,26
$\Delta\sigma_{rel_{k'}}$	0%	54%	9,38%
$\Delta\sigma_{rel_{G'}}$	0%	-153%	7,44%

Fonte: Autor.

Tabela 41 –  $\Delta\sigma_{rel}$  para  $d_0 = 12,16 m$

	<b>C2 (referência)</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C1</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C3</b> <b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>
$\Delta\sigma_{hk'}$	78	36,00	71,50
$\Delta\sigma_{hG'}$	-290,448	-700,90	-273,71
$\Delta\sigma_{rel_{k'}}$	0%	54%	8,33%
$\Delta\sigma_{rel_{G'}}$	0%	-141%	5,76%

Fonte: Autor.

É possível verificar que há uma inversão das diferenças relativas entre os pontos G e K', pois temos  $\Delta\sigma_{rel_a} = 13,70\%$  e  $24,07\%$  para  $d_0 = 4,87\ m$  nos pontos K' e G respectivamente, já para  $d_0 = 10,00\ m$  temos  $\Delta\sigma_{rel_a} = 9,38\%$  e  $7,44\%$ , ocorrendo a inversão da magnitude das diferenças relativas entre os pontos K' e G, e ainda, para  $d_0 = 12,16\ m$  esta ordem se mantém com  $\Delta\sigma_{rel_a} = 8,33\%$  e  $5,76\%$  para K' e G. Esta inversão é coincidente com a já conhecida inversão no fator de segurança (FS) (Seção 3.2.2).

Foi possível observar pela diferença relativa, que quanto maior a ficha, a diferença absoluta vai perdendo importância em relação a magnitude das tensões, pois a diferença relativa diminui, aproximando C2 do caso C3.

Com isso, infere-se que a inversão do fator de segurança está diretamente relacionada à inversão da diferença relativa das tensões.

## 5.2 FATOR DE SEGURANÇA

A análise do fator de segurança dos cenários C1, C2 e C3 é importante para entendermos alguns aspectos referentes ao impacto da água na cortina. Comparando os cenários C1 com C2 e C3, podemos entender o impacto de não se considerar a presença do lençol freático. Já analisando somente C2 com C3 compreende-se qual o prejuízo de assumir a água sempre em regime hidrostático para o dimensionamento.

Utilizando os resultados obtidos nas seções 4.1.2, 4.2.2 e 4.3.2 é possível obter os fatores de segurança pela simples divisão das resultantes do momento passivo pelo momento ativo, conforme apresentado na Tabela 42.

Tabela 42 – Resultado do FS dos cenários

N.A.	$d_0$ (m)	<b>4,87</b>	<b>10,00</b>	<b>12,16</b>
C1 - Seco		1,00	3,26	4,33
C2 - Saturado Hidrostático		0,23	0,75	1,00
C3 - Saturado Com Fluxo		0,20	0,76	1,02

Fonte: Autor.

O fator de segurança é uma grandeza ligada diretamente a segurança da estrutura, ficando mais claro como a alteração da ficha e cenário aumenta ou diminui o risco do sistema.

Individualmente, analisando o fator de segurança no cenário seco (C1) observa-se o quanto é fácil alcançar um fator de segurança elevado sem a presença da água. Ao analisar C1 e C2 percebe-se uma brusca queda do fator de segurança, diminuindo 4,34 vezes entre os cenários seco (C1) e hidrostático (C2), independentemente do tamanho da ficha analisada. Ou seja, em todas as situações, o cenário seco terá 4,34 vezes mais segurança do que o cenário hidrostático. Isso ocorre devido a uma constante proporção entre os momentos de C1 e C2, que pode ser verificada na Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11 e Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20 – e.g. para  $d_0 = 4,87$  m, o momento ativo em G para C1 é  $1168,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , e o momento ativo em G para C2 é  $2532,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , com uma razão de 2,16. O mesmo acontece do lado passivo, só que com uma razão de 2,00, e estas razões se repetem para todos os comprimentos de ficha.

Já entre os cenários C1 e C3 não há esta constância. Porém é possível notar que o FS do cenário C1 com o cenário C3 aumenta conforme o aumento da ficha. É importante ressaltar que o cenário C1 não ocorre somente quando não houver lençol freático presente, mas também, para casos em que é executada uma drenagem eficaz, impedindo que a água alcance a face do tardoz. Portanto, ao verificar que ocorre uma redução significativa do fator de segurança quando a água está presente, expõe o risco caso um dimensionamento de um dreno seja feito de forma incorreta, ou então, caso não haja manutenção desta drenagem e as vias se obstruam, fazendo assim com que ocorra um cenário C2 ou C3, e não mais C1. Outro caso comum, seria a inexistência de uma investigação de campo para verificar o nível do lençol freático, ou então a verificação errada, trazendo para situação análoga.

A análise entre os cenários C2 e C3 é fundamental para entender como que o impacto do fluxo da água altera a segurança na cortina. Assumindo que o cenário com fluxo é o mais próximo da realidade, verifica-se que para o menor tamanho de ficha, o cenário hidrostático vai contra a segurança, conforme argumentado por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016). Portanto, para as condições de contorno e cenários analisados, infere-se que quanto menor for o comprimento da ficha, maior será o erro ao dimensionar considerando um cenário onde não ocorre o fluxo da água.

Conforme vai ocorrendo o aumento da ficha, há uma inversão, e o cenário hidrostático (C2) se torna a favor da segurança. Apesar de haver esta inversão, e, portanto, para contenções com fichas longas o dimensionamento pelo cenário hidrostático estar à favor da segurança, tal fato pode acarretar no superdimensionamento da estrutura, ainda mais considerando que esta variação do FS se distancia conforme a ficha aumenta. Isto do ponto econômico da engenharia não é satisfatório.

## 6 CONCLUSÃO

Considerando o modelo de cortina em balanço proposto, e os cenários estudados: seco (C1); hidrostático (C2); e com fluxo (C3), o presente trabalho propôs o cálculo das tensões horizontais, empuxos e momentos, bem como o dimensionamento da ficha da cortina em relação aos fatores de segurança adotados. De acordo com o objetivo do trabalho, a investigação dos cenários propostos permitiu identificar comportamentos característicos das tensões em cortinas em balanço, conforme segue.

Foi possível verificar a magnitude das tensões horizontais nos cenários seco (C1) e hidrostático (C2), evidenciando que o fator de segurança no cenário seco (C1) apresentou-se sistematicamente 4,34 vezes maior que C2, entende-se que tal constância se deve ao fato da diferença entre os dois cenários estar em torno da presença da água, sendo esta a responsável por o aumento ou a diminuição constante na análise do cenário seco (C1) com o regime hidrostático (C2). Este resultado ressalta o impacto positivo da drenagem, além de destacar o risco associado à uma eventual falta de manutenção do sistema de drenagem. Um sistema de drenagem ineficiente pode levar à saturação do solo de forma rápida, o que reduz significativamente o fator de segurança e coloca em risco a contenção, que foi originalmente dimensionada para um cenário sem presença de água. Complementarmente verificou-se que, para maiores comprimentos de ficha, o cenário hidrostático (C2) favorece a segurança (fornecendo FS menores), embora resulte em um superdimensionamento quando comparado ao cenário com fluxo (C3). Esta análise ressalta a importância de considerar as condições reais de fluxo para garantir um dimensionamento mais econômico e contudo seguro.

Ao calcular as tensões horizontais resultantes e o diagrama de tensões horizontais totais (Seção 5.1), foi possível verificar a análise já feita por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) em relação à superioridade das tensões horizontais do cenário hidrostático (C2) com relação ao cenário com fluxo (C3), tanto para o lado ativo, quanto para o lado passivo da cortina. Tal resultado coloca em cheque a segurança do dimensionamento pelo cenário hidrostático, uma vez que há uma elevação das tensões horizontais dos dois lados da cortina (passivo e ativo), sendo a favor da segurança no lado ativo e contra a segurança no lado passivo. No estudo verificou-se que, para contenções com menor comprimento de ficha o dimensionamento (FS), o cenário sem fluxo (C2) vai contra a segurança em relação ao cenário com fluxo (C3), criando-se um contraponto à afirmação da GeoRio (1999, p. 57), a qual sugere que para contenções com altura inferior a dois metros, pode-se adotar o empuxo hidrostático total no cálculo das poropressões, devido à dificuldade de execução ou por razões econômicas. Assim, observa-se

que há um impacto contra a segurança maior no FS para cortinas com fichas mais curtas, uma vez que há um FS inferior para C3 (0,20) do que para C2 (0,23).

Ao analisar as diferenças absolutas ( $\Delta\sigma_{abs}$ ) das tensões horizontais totais resultantes entre os cenários C2 e C3, identifica-se um aumento na tensão horizontal ativa total em K conforme ocorre o aumento da ficha. Isso ocorre devido a diminuição do gradiente hidráulico, aumentando o espaçamento das faixas equipotenciais, elevando a poropressão e fazendo com que haja uma menor perda de carga na primeira parte do percurso do fluxo. (seção 5.1.1).

Comparando C2 com C3, ao calcular a diferença absoluta das tensões ativas e passivas ponto a ponto ao longo da cortina (Seção 5.1.1), observa-se um padrão de constância na base da cortina (-16,74 kN/m<sup>2</sup>), tanto no lado ativo quanto no lado passivo. Com base neste comportamento, infere-se que para um projeto de cortina nesta configuração geométrica, ao determinar as tensões horizontais ativas e passivas da base da cortina no regime hidrostático (C2) e no cenário com fluxo (C3) para apenas um tamanho de ficha, é possível obter as tensões horizontais resultantes para qualquer tamanho de ficha através da diferença absoluta das tensões horizontais. Esta conclusão evidencia uma previsibilidade no comportamento do cenário com fluxo, fornecendo uma ferramenta prática para análises futuras.

Já para a diferença relativa (Seção 5.1.2), observou-se que, a medida que a ficha aumenta, a diferença absoluta das tensões resultantes perde relevância em relação à magnitude das tensões. Portanto, ao aumentar-se a ficha, há uma tendência de aproximar os valores de tensões, momentos e empuxos do cenário C2 aos do cenário C3. Ainda, foi possível identificar uma inversão do FS entre os cenários C2 e C3 na ficha de 10,00 m. Conclui-se que a inversão do fator de segurança está associada à inversão da diferença relativa das tensões observadas na cortina com mesma ficha.

Destaca-se ainda, a importância da investigação do solo, pois como ressalta Kaiser e Hewitt (1981), as variações nas características do solo são imprescindíveis para um dimensionamento seguro. Desta forma, quando não investigadas necessitam do emprego de fatores de segurança nas cargas que atuam na contenção. As características do solo, como anisotropia e heterogeneidade, afetam diretamente a construção da rede de fluxo, e esta, quanto mais próxima à realidade, assegura uma análise mais assertiva da estrutura.

A realização deste trabalho é justificada pela importância de compreender os impactos do fluxo de água nas estruturas de contenção, um tema essencial devido às implicações na segurança, estabilidade e custo de projetos. Em cenários práticos, a consideração inadequada do fluxo de água pode levar a falhas estruturais significativas, colocando em risco vidas humanas, bens materiais e o meio ambiente. Ao oferecer uma análise sobre os fatores de

segurança e as tensões atuantes, este trabalho busca fornecer dados que auxiliem engenheiros a tomar decisões mais embasadas e seguras, promovendo soluções mais eficientes e econômicas para obras deste tipo.

Finalmente, apesar de plenamente justificável, o estudo foi limitado aos cenários seco, hidrostático e com fluxo, sendo compostos por um solo homogêneo e isotrópico. Complementarmente, os parâmetros do solo, como coesão, ângulo de atrito e peso específico, foram mantidos fixos. A variação de tais parâmetros podem impactar nos resultados encontrados. A cortina foi dimensionada considerando apenas o método do apoio fixo, podendo-se obter resultados diferentes para apoio livre. Também não foram consideradas sobrecargas no terreno, assim, não sendo possível prever o efeito de uma situação mais próxima a realidade neste sentido. Seria interessante também o estudo de diferentes tipos de cortinas, como a atirantada e escorada. Tais limitações, apesar de serem necessárias para o escopo do trabalho proposto, abrem questionamentos interessantes passíveis de investigações futuras.

## 7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Variação do tamanho da escavação: Explorar diferentes tamanhos de cortina, não só com a variação da ficha, mas também variando a profundidade de escavação, melhorando a compreensão quanto aos fatores de risco envolvidos em contenções de grande porte.
- b) Análise com apoio livre: Calcular com metodologia semelhante as cortinas pelo método do apoio livre e comparando com os resultados obtidos para o apoio fixo, explorando os limites de segurança e economia para cada método.
- c) Análise com tirantes e ficha fixa: Uma maneira de analisar os cenários em relação às tensões é por meio do emprego de tirantes, fixando a ficha e aplicando os tirantes, são retiradas variáveis e favorecendo a análise da interação em uma mesma configuração gráfica de cortina.
- d) Estudo do levantamento hidráulico: É possível fazer o estudo do impacto do fluxo da água em relação ao cenário hidrostático para a ruptura hidráulica, entendendo quando isso se torna um risco no dimensionamento em regime hidrostático.
- e) Consideração de sobrecargas: considerar diferentes magnitudes de sobrecargas no topo do terreno, como recomenda a NBR 11682 sobre estabilidade de encostas e o DNIT.
- f) Variação dos parâmetros de solo: considerar a variação do ângulo de atrito, ou então, considerar um solo coesivo.

## REFERÊNCIAS

- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. São Paulo: LTC, 2015. 1 v.
- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos, v. 2. São Paulo: LTC, 2015. 2 v.
- CEDERGREN, H. C. **Seepage, drainage, and flow nets**. 3. ed. Canada: John Wi Ley & Sons, 1989.
- DAS, B. M. **Advanced Soil Mechanics**. 3. ed., New York, Taylor and Francis, 2008
- DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**. Índia: Thomson, 2006.
- DERSP. **Manual de Geotecnia**. São Paulo: DERSP, 1991.
- DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de drenagem de rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. (Publicação IPR – 724).
- DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability**. 2. ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2014.
- GEORIO. **Manual Técnico de Encostas da GeoRio**. Rio de Janeiro: GeoRio, 1999a. 1 v.
- GEORIO. **Manual Técnico de Encostas da GeoRio**. Rio de Janeiro: GeoRio, 1999b. 2 v.
- GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções**: teoria e aplicações em obras. São Paulo : Oficina de Textos, 2016.
- ITO, D. 9,5 milhões de brasideliros moram em áreas de risco. **Radio Agência**, Brasília, 22 fev. 2022. Disponível em: <https://agenciabrasil.ebc.com.br/radioagencia-nacional/geral/audio/2022-02/95-milhoes-de-brasileiros-moram-em-areas-de-risco>. Acesso em: 22 abr. 2024.
- MASSAD, F. **Obras de terra**: curso básico de Geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. 2. reimp. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- ROMANEL, C. Mecânica dos solos: fluxo de água em solos saturados. **Editora Ciência Moderna, Rio de Janeiro**, 2021.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanicsn in Engineering Practice**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- WOESSNER, W. W.; POETER, E. P. **Hydrogeologic properties of earth materials and principles of groundwater flow**. Guelph, Ontario, Canada: The Groundwater Project, 2020.

## ANEXO A – INTERPOLAÇÃO DAS TENSÕES

- C1:

Tabela C1.2 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 4,87\text{ m}$  em C1

	$h_a(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	11,09	0,00	Ativa	95,60	95,60	28,68
	9,87	0,00	Ativa	120,00	120,00	36,00
	8,85	0,00	Ativa	140,40	140,40	42,12
<b>J'</b>	8,85	0,00	Ativa	140,40	140,40	42,12
	7,81	0,00	Ativa	161,20	161,20	48,36
	6,90	0,00	Ativa	179,40	179,40	53,82
<b>I'</b>	6,90	0,00	Ativa	179,40	179,40	53,82
	6,11	0,00	Ativa	195,20	195,20	58,56
	5,50	0,00	Ativa	207,40	207,40	62,22
<b>F'</b>	6,11	0,00	Passiva	75,20	75,20	250,42
	5,50	0,00	Passiva	87,40	87,40	291,04
	5,00	0,00	Passiva	97,40	97,40	324,34
<b>E'</b>	7,81	0,00	Passiva	41,20	41,20	137,20
	6,90	0,00	Passiva	59,40	59,40	197,80
	6,11	0,00	Passiva	75,20	75,20	250,42
<b>D'</b>	9,87	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	8,85	0,00	Passiva	20,40	20,40	67,93
	7,81	0,00	Passiva	41,20	41,20	137,20

Fonte: Autor.

Tabela C1.2 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 10,00\text{ m}$  em C1

	$h_a(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	17,55	0,00	Ativa	69,00	69,00	20,70
	15,00	0,00	Ativa	120,00	120,00	36,00
	14,11	0,00	Ativa	137,80	137,80	41,34
<b>J'</b>	14,11	0,00	Ativa	137,80	137,80	41,34
	11,53	0,00	Ativa	189,40	189,40	56,82
	10,76	0,00	Ativa	204,80	204,80	61,44
<b>I'</b>	10,76	0,00	Ativa	204,80	204,80	61,44
	8,29	0,00	Ativa	254,20	254,20	76,26
	7,72	0,00	Ativa	265,60	265,60	79,68
<b>H'</b>	7,72	0,00	Ativa	265,60	265,60	79,68
	5,84	0,00	Ativa	303,20	303,20	90,96
	5,54	0,00	Ativa	309,20	309,20	92,76
<b>F'</b>	5,84	0,00	Passiva	183,20	183,20	610,06
	5,54	0,00	Passiva	189,20	189,20	630,04
	5,00	0,00	Passiva	200,00	200,00	666,00
<b>E'</b>	8,29	0,00	Passiva	134,20	134,20	446,89
	7,72	0,00	Passiva	145,60	145,60	484,85
	5,84	0,00	Passiva	183,20	183,20	610,06
<b>D'</b>	11,53	0,00	Passiva	69,40	69,40	231,10
	10,76	0,00	Passiva	84,80	84,80	282,38
	8,29	0,00	Passiva	134,20	134,20	446,89
<b>C'</b>	15,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	14,11	0,00	Passiva	17,80	17,80	59,27
	11,53	0,00	Passiva	69,40	69,40	231,10

Fonte: Autor.

Tabela C1.3 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 12,16 m$  em C1

	$h_a(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	19,28	0,00	Ativa	77,60	77,60	23,28
	17,16	0,00	Ativa	120,00	120,00	36,00
	15,41	0,00	Ativa	155,00	155,00	46,50
<b>J'</b>	15,41	0,00	Ativa	155,00	155,00	46,50
	13,18	0,00	Ativa	199,60	199,60	59,88
	11,61	0,00	Ativa	231,00	231,00	69,30
<b>I'</b>	11,61	0,00	Ativa	231,00	231,00	69,30
	9,39	0,00	Ativa	275,40	275,40	82,62
	8,10	0,00	Ativa	301,20	301,20	90,36
<b>F'</b>	6,30	0,00	Passiva	217,20	217,20	723,28
	5,55	0,00	Passiva	232,20	232,20	773,23
	5,00	0,00	Passiva	243,20	243,20	809,86
<b>E'</b>	9,39	0,00	Passiva	155,40	155,40	517,48
	8,10	0,00	Passiva	181,20	181,20	603,40
	6,30	0,00	Passiva	217,20	217,20	723,28
<b>D'</b>	13,18	0,00	Passiva	79,60	79,60	265,07
	11,61	0,00	Passiva	111,00	111,00	369,63
	9,39	0,00	Passiva	155,40	155,40	517,48
<b>C'</b>	17,16	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	15,41	0,00	Passiva	35,00	35,00	116,55
	13,18	0,00	Passiva	79,60	79,60	265,07
<b>H'</b>	8,10	0,00	Ativa	301,20	301,20	90,36
	6,30	0,00	Ativa	337,20	337,20	101,16
	5,55	0,00	Ativa	352,20	352,20	105,66

Fonte: Autor.

- C2:

Tabela C2.1 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 4,87 m$  em C2

	$h_a(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	11,09	47,80	Ativa	95,60	47,80	62,14
	9,87	60,00	Ativa	120,00	60,00	78,00
	8,85	70,20	Ativa	140,40	70,20	91,26
<b>J'</b>	8,85	70,20	Ativa	140,40	70,20	91,26
	7,81	80,60	Ativa	161,20	80,60	104,78
	6,90	89,70	Ativa	179,40	89,70	116,61
<b>I'</b>	6,90	89,70	Ativa	179,40	89,70	116,61
	6,11	97,60	Ativa	195,20	97,60	126,88
	5,50	103,70	Ativa	207,40	103,70	134,81
<b>F'</b>	6,11	37,60	Passiva	75,20	37,60	162,81
	5,50	43,70	Passiva	87,40	43,70	189,22
	5,00	48,70	Passiva	97,40	48,70	210,87
<b>E'</b>	7,81	20,60	Passiva	41,20	20,60	89,20
	6,90	29,70	Passiva	59,40	29,70	128,60
	6,11	37,60	Passiva	75,20	37,60	162,81
<b>D'</b>	9,87	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	8,85	10,20	Passiva	20,40	10,20	44,17
	7,81	20,60	Passiva	41,20	20,60	89,20

Fonte: Autor.

Tabela C2.2 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 10,00\text{ m}$  em C2

	$h_a(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	17,55	34,50	Ativa	69,00	34,50	44,85
	15,00	60,00	Ativa	120,00	60,00	78,00
	14,11	68,90	Ativa	137,80	68,90	89,57
<b>J'</b>	14,11	68,90	Ativa	137,80	68,90	89,57
	11,53	94,70	Ativa	189,40	94,70	123,11
	10,76	102,40	Ativa	204,80	102,40	133,12
<b>I'</b>	10,76	102,40	Ativa	204,80	102,40	133,12
	8,29	127,10	Ativa	254,20	127,10	165,23
	7,72	132,80	Ativa	265,60	132,80	172,64
<b>H'</b>	7,72	132,80	Ativa	265,60	132,80	172,64
	5,84	151,60	Ativa	303,20	151,60	197,08
	5,54	154,60	Ativa	309,20	154,60	200,98
<b>F'</b>	5,84	91,60	Passiva	183,20	91,60	396,63
	5,54	94,60	Passiva	189,20	94,60	409,62
	5,00	100,00	Passiva	200,00	100,00	433,00
<b>E'</b>	8,29	67,10	Passiva	134,20	67,10	290,54
	7,72	72,80	Passiva	145,60	72,80	315,22
	5,84	91,60	Passiva	183,20	91,60	396,63
<b>D'</b>	11,53	34,70	Passiva	69,40	34,70	150,25
	10,76	42,40	Passiva	84,80	42,40	183,59
	8,29	67,10	Passiva	134,20	67,10	290,54
<b>C'</b>	15,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	14,11	8,90	Passiva	17,80	8,90	38,54
	11,53	34,70	Passiva	69,40	34,70	150,25

Fonte: Autor.

Tabela C2.3 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 12,16 m$  em C2

	$h_a(m)$	$\mu (kN/m^2)$	Tensão	$\sigma_v (kN/m^2)$	$\sigma'_v (kN/m^2)$	$\sigma_h(kN/m^2)$
<b>K'</b>	19,28	38,80	Ativa	77,60	38,80	50,44
	17,16	60,00	Ativa	120,00	60,00	78,00
	15,41	77,50	Ativa	155,00	77,50	100,75
<b>J'</b>	15,41	77,50	Ativa	155,00	77,50	100,75
	13,18	99,80	Ativa	199,60	99,80	129,74
	11,61	115,50	Ativa	231,00	115,50	150,15
<b>I'</b>	11,61	115,50	Ativa	231,00	115,50	150,15
	9,39	137,70	Ativa	275,40	137,70	179,01
	8,10	150,60	Ativa	301,20	150,60	195,78
<b>F'</b>	6,30	108,60	Passiva	217,20	108,60	470,24
	5,55	116,10	Passiva	232,20	116,10	502,71
	5,00	121,60	Passiva	243,20	121,60	526,53
<b>E'</b>	9,39	77,70	Passiva	155,40	77,70	336,44
	8,10	90,60	Passiva	181,20	90,60	392,30
	6,30	108,60	Passiva	217,20	108,60	470,24
<b>D'</b>	13,18	39,80	Passiva	79,60	39,80	172,33
	11,61	55,50	Passiva	111,00	55,50	240,32
	9,39	77,70	Passiva	155,40	77,70	336,44
<b>C'</b>	17,16	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	15,41	17,50	Passiva	35,00	17,50	75,78
	13,18	39,80	Passiva	79,60	39,80	172,33
<b>H'</b>	8,10	150,60	Ativa	301,20	150,60	195,78
	6,30	168,60	Ativa	337,20	168,60	219,18
	5,55	176,10	Ativa	352,20	176,10	228,93

Fonte: Autor.

- C3:

Tabela C3.1 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 4,87\text{ m}$  em C3

	$h_a(m)$	$h_t(m)$	$h_p(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	11,09	14,67	3,58	35,80	Ativa	95,60	59,80	53,74
	9,87	14,34	4,47	44,73	Ativa	120,00	75,27	67,31
	8,85	14,07	5,22	52,20	Ativa	140,40	88,20	78,66
<b>J'</b>	8,85	14,07	5,22	52,20	Ativa	140,40	88,20	78,66
	7,81	13,75	5,94	59,40	Ativa	161,20	101,80	89,94
	6,90	13,47	6,57	65,70	Ativa	179,40	113,70	99,81
<b>I'</b>	6,90	13,47	6,57	65,70	Ativa	179,40	113,70	99,81
	6,11	13,13	7,02	70,21	Ativa	195,20	124,99	107,71
	5,50	12,87	7,37	73,70	Ativa	207,40	133,70	113,81
<b>F'</b>	6,11	11,07	4,96	49,60	Passiva	75,20	25,60	134,85
	5,50	11,40	5,90	59,00	Passiva	87,40	28,40	153,58
	5,00	11,67	6,67	66,70	Passiva	97,40	30,70	168,93
<b>E'</b>	7,81	10,47	2,66	26,60	Passiva	41,20	14,60	75,22
	6,90	10,79	3,89	38,91	Passiva	59,40	20,49	107,14
	6,11	11,07	4,96	49,60	Passiva	75,20	25,60	134,85
<b>D'</b>	9,87	9,87	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	8,85	10,17	1,32	13,17	Passiva	20,40	7,23	37,24
	7,81	10,47	2,66	26,60	Passiva	41,20	14,60	75,22

Fonte: Autor.

Tabela C3.2 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 10,00 m$  em C3

<b>K'</b>	17,55	20,40	2,85	28,50	Ativa	69,00	40,50	40,65
	15,00	19,96	4,96	49,55	Ativa	120,00	70,45	70,69
	14,11	19,80	5,69	56,90	Ativa	137,80	80,90	81,17
<b>J'</b>	14,11	19,80	5,69	56,90	Ativa	137,80	80,90	81,17
	11,53	19,34	7,81	78,08	Ativa	189,40	111,32	111,48
	10,76	19,20	8,44	84,40	Ativa	204,80	120,40	120,52
<b>I'</b>	10,76	19,20	8,44	84,40	Ativa	204,80	120,40	120,52
	8,29	18,71	10,42	104,23	Ativa	254,20	149,98	149,22
	7,72	18,60	10,88	108,80	Ativa	265,60	156,80	155,84
<b>H'</b>	7,72	18,60	10,88	108,80	Ativa	265,60	156,80	155,84
	5,84	18,08	12,24	122,43	Ativa	303,20	180,77	176,66
	5,54	18,00	12,46	124,60	Ativa	309,20	184,60	179,98
<b>F'</b>	5,84	16,80	10,96	109,60	Passiva	183,20	73,60	354,69
	5,54	16,80	11,26	112,60	Passiva	189,20	76,60	367,68
	5,00	16,80	11,80	118,00	Passiva	200,00	82,00	391,06
<b>E'</b>	8,29	16,20	7,91	79,10	Passiva	134,20	55,10	262,58
	7,72	16,34	8,62	86,20	Passiva	145,60	59,40	284,01
	5,84	16,80	10,96	109,60	Passiva	183,20	73,60	354,69
<b>D'</b>	11,53	15,60	4,07	40,70	Passiva	69,40	28,70	136,27
	10,76	15,74	4,98	49,83	Passiva	84,80	34,97	166,29
	8,29	16,20	7,91	79,10	Passiva	134,20	55,10	262,58
<b>C'</b>	15,00	15,00	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	14,11	15,15	1,04	10,44	Passiva	17,80	7,36	34,95
	11,53	15,60	4,07	40,70	Passiva	69,40	28,70	136,27

Fonte: Autor.

Tabela C3.3 – Interpolação dos resultados para  $d_0 = 12,16m$  em C3

	$h_a(m)$	$h_t(m)$	$h_p(m)$	$\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>K'</b>	19,28	22,56	3,28	32,80	Ativa	77,60	44,80	46,24
	17,16	22,23	5,07	50,71	Ativa	120,00	69,29	71,50
	15,41	21,96	6,55	65,50	Ativa	155,00	89,50	92,35
<b>J'</b>	15,41	21,96	6,55	65,50	Ativa	155,00	89,50	92,35
	13,18	21,61	8,43	84,28	Ativa	199,60	115,32	118,88
	11,61	21,36	9,75	97,50	Ativa	231,00	133,50	137,55
<b>I'</b>	11,61	21,36	9,75	97,50	Ativa	231,00	133,50	137,55
	9,39	20,98	11,59	115,91	Ativa	275,40	159,49	163,75
	8,10	20,76	12,66	126,60	Ativa	301,20	174,60	178,98
<b>F'</b>	6,30	18,96	12,66	126,60	Passiva	217,20	90,60	428,30
	5,55	18,96	13,41	134,10	Passiva	232,20	98,10	460,77
	5,00	18,96	13,96	139,60	Passiva	243,20	103,60	484,59
<b>E'</b>	9,39	18,36	8,97	89,70	Passiva	155,40	65,70	308,48
	8,10	18,61	10,51	105,10	Passiva	181,20	76,10	358,50
	6,30	18,96	12,66	126,60	Passiva	217,20	90,60	428,30
<b>D'</b>	13,18	17,76	4,58	45,80	Passiva	79,60	33,80	158,35
	11,61	18,01	6,40	63,99	Passiva	111,00	47,01	220,54
	9,39	18,36	8,97	89,70	Passiva	155,40	65,70	308,48
<b>C'</b>	17,16	17,16	0,00	0,00	Passiva	0,00	0,00	0,00
	15,41	17,42	2,01	20,14	Passiva	35,00	14,86	69,63
	13,18	17,76	4,58	45,80	Passiva	79,60	33,80	158,35
<b>H'</b>	8,10	20,76	12,66	126,60	Ativa	301,20	174,60	178,98
	6,30	20,34	14,04	140,36	Ativa	337,20	196,84	199,42
	5,55	20,16	14,61	146,10	Ativa	352,20	206,10	207,93

Fonte: Autor.