

**CASSIANO VIEIRA BARBOSA**

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL E BIDIMENSIONAL EM UMA  
PILHA DE REJEITO FILTRADO DE GRANDES DIMENSÕES**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques

Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz  
Antônio J. P. V. da Fonseca

**VIÇOSA – MINAS GERAIS  
2022**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

B238a  
2022  
Barbosa, Cassiano Vieira, 1994-  
Análise de estabilidade tridimensional e bidimensional em  
uma pilha de rejeito filtrado de grandes dimensões / Cassiano  
Vieira Barbosa. – Viçosa, MG, 2022.  
1 dissertação eletrônica (137 f.): il. (algumas color.).

Inclui anexo.

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,  
Departamento de Engenharia Civil, 2022.

Referências bibliográficas: f. 126-133.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2022.620>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Barragens de rejeitos. 2. Taludes (Mecânica do solo) -  
Estabilidade. 3. Rejeitos (Metalurgia). 4. Minérios de ferro.  
5. Probabilidades. 6. Solos - Compactação. 7. Confiabilidade  
(Engenharia). I. Marques, Eduardo Antônio Gomes, 1965-.  
II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia  
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
III. Título.

CDD 22. ed. 627.8

**CASSIANO VIEIRA BARBOSA**

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE TRIDIMENSIONAL E BIDIMENSIONAL EM UMA  
PILHA DE REJEITO FILTRADO DE GRANDES DIMENSÕES**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

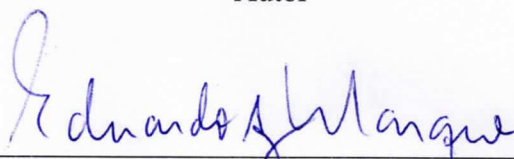
APROVADA: 21 de julho de 2022.

Assentimento:



---

Cassiano Vieira Barbosa  
Autor



---

Eduardo Antonio Gomes Marques  
Orientador

*Dedico este trabalho aos meus pais, Flávia e Oswaldo, ao meu irmão, Samuel, e ao Alan, pelo apoio incondicional e motivação que me permitiram chegar até aqui.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida e oportunidades que colocou em meu caminho.

Aos meus pais, pelo apoio e por não medirem esforços em fazer de cada pequeno passo uma grande conquista. Ao meu irmão, pela cumplicidade, companhia e exemplo de perseverança e dedicação. Ao Alan, por ser meu suporte emocional diário, pela motivação, confiança e nunca me deixar desistir.

À toda a minha família, por se fazerem sempre presentes mesmo nestes últimos anos morando em outras cidades. Sem vocês nada disto seria possível.

Ao professor Eduardo Marques, pela orientação em diversas vertentes de trabalho, pela disposição em discutir os projetos e me permitir crescer pessoal e profissionalmente. Obrigado pelo envolvimento em toda a minha trajetória, desde que ingressei na Engenharia Civil.

Ao meu coorientador, professor Roberto Ferraz, por todo embasamento técnico fornecido, compartilhando seu conhecimento ao longo da graduação e do mestrado e pelo empenho em esclarecer dúvidas.

À mineradora, pelo fornecimento do material utilizado na pesquisa e pelo engajamento nas discussões ao longo do projeto. Ao Amadeu, Ângelo e Jessé, pelos debates produtivos e pelo apoio mútuo que tivemos no desenvolvimento dos nossos trabalhos.

Aos técnicos dos Laboratórios do LMS-UFV e LabGeo-FEUP, pelo excelente trabalho e pela companhia e compartilhamento de conhecimento na realização dos ensaios realizados.

À Laís Assis, minha cúmplice e aliada na batalha diária de conciliar trabalho e pesquisa. Obrigado por todo o apoio, paciência e pelos ensinamentos de sempre ao longo da graduação e no meio profissional.

A todos os meus amigos de infância e da UFV, por serem meu porto seguro. Esta conquista traz um pouco de cada um de vocês, que sempre estiveram ao meu lado e me fizeram seguir adiante.

À Tractebel, pela oportunidade de atuar na área de geotecnia, fomentando ainda mais a busca por conhecimento para enfrentar os desafios e particularidades de cada projeto, e por contribuir com meu desenvolvimento pessoal e profissional.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos.

## RESUMO

BARBOSA, Cassiano Vieira, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2022. **Análise de estabilidade tridimensional e bidimensional em uma pilha de rejeito filtrado de grandes dimensões.** Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques. Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz e Antônio Joaquim Pereira Viana da Fonseca.

Diante do aumento na geração de rejeitos de mineração, associados à legislação cada vez mais restritiva, as mineradoras brasileiras tem buscado por alternativas mais seguras para disposição do material. Uma das soluções mais recentemente empregadas é o empilhamento à seco, que até então, não apresenta um estado da arte consolidado quanto à sua execução em climas úmidos como o do Brasil. Neste contexto, o presente trabalho visou realizar análises de estabilidade 3D e 2D por abordagens determinísticas e probabilísticas de um empilhamento projetado com 161 m de altura mediante determinação dos parâmetros de resistência dos rejeitos filtrados e compactados. Para tanto, foram realizados ensaios de compressão triaxial drenados (CID) e não drenados (CIU) em corpos de prova de rejeito de minério de ferro compactados estaticamente nos graus de compactação de 93%, 95%, 97% e 100% do Proctor Normal e submetidos aos ensaios nas tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa e 1900 kPa. A estrutura foi avaliada quanto às condições normais de carregamento, bem como de situações de colmatação do sistema de drenagem, saturação de camada homogênea, próximo à base da estrutura com comportamento não drenado, solicitação pseudoestática não drenada e saturação superficial do maciço. As respostas obtidas do modelo se mostraram pouco sensíveis às variações de grau de compactação, o que não significa que o rejeito terá o mesmo comportamento quanto à suscetibilidade à liquefação, conforme as trajetórias de tensão obtidas pelos ensaios triaxiais. Com exceção da condição de saturação da camada basal com comportamento não drenado, todos os resultados foram satisfatórios quanto à estabilidade. Para o caso não atendido, entende-se que a solicitação modelada é bastante conservadora e dificilmente ocorrerá em campo nesta magnitude, mas implica em monitoramentos constantes para garantir que esta condição não se materialize.

Palavras-chave: Empilhamento à seco. Modelo tridimensional. Análise Probabilística. Grau de compactação. Minério de ferro. Índice de Confiabilidade. Parâmetros de resistência.

## ABSTRACT

BARBOSA, Cassiano Vieira, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, July, 2022. **Three-dimensional and two-dimensional stability analysis of a large, filtered tailings dry stack pile.** Adviser: Eduardo Antônio Gomes Marques. Co-advisers: Roberto Lopes Ferraz and Antônio Joaquim Pereira Viana da Fonseca.

Given the tailings generation growth associated with increasingly restrictive legislation, Brazilian mining companies are looking for safer alternatives for the material disposal. One of the most recently used solutions is dry stacking, which until then, does not have a consolidated state of art regarding its execution in tropical humid climates countries such as Brazil. In this context, this research aimed to carry out 3D and 2D deterministic and probabilistic stability analyzes of a stack designed with 161 m height by determining the strength parameters of the filtered and compacted tailings. For this purpose, drained (CID) and undrained (CID) triaxial compression tests were carried out on statically compacted specimens of iron ore tailings at degrees of compaction of 93%, 95%, 97% and 100% of Standard Proctor and subjected to tests at the confining stresses of 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa and 1900 kPa. The structure was evaluated in terms of normal loading conditions, as well as situations such as clogging of the drainage system, saturation of a homogeneous layer near the base of the structure with undrained behavior, undrained pseudostatic condition and surface saturation of the massif. The responses obtained from the model were not very sensitive to variations in the degree of compaction, which does not mean that the tailings will have the same behavior in terms of susceptibility to liquefaction, according to the stress trajectories obtained by the triaxial tests. Except for the condition of saturation of the basal layer with undrained behavior, all the results were satisfactory in terms of stability. For the unmet case, it is understood that the modeled situation is quite conservative and will hardly occur in field in this magnitude, but it implies constant monitoring to ensure that this condition does not materialize.

Keywords: Dry stack. Three-dimensional model. Probabilistic analysis. Degree of compaction. Iron ore. Reliability Index. Resistance parameters.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Métodos construtivos de barragens de rejeito em várias etapas (Fonte: Silva, 2019).....	20
Figura 3.2 - Exemplo de disposição em cava exaurida. Fonte: Samarco, 2019. ....	22
Figura 3.3 - Disposição junto à extração de minério. Fonte: Ritcey, 1989. ....	22
Figura 3.4 - Células de rejeitos em depósitos de estéril (Fonte: Silva, 2014). ....	24
Figura 3.5 - Camadas alternadas de estéreis e rejeitos (Fonte: Silva, 2014). ....	24
Figura 3.6 - Pilha de rejeitos na mina Langer Heinrich, Namíbia. Fonte: Mining Journal, 2018. ....	25
Figura 3.7 - Seção transversal de um espessador (Fonte: adaptado de Azam e Imran, 2008). ....	28
Figura 3.8 - Nomenclatura do rejeito em função do teor de sólidos e formas de transporte usuais (Fonte: Portes, 2013). ....	28
Figura 3.9 - Curvas típicas de rejeitos filtráveis para disposição à seco (Fonte: modificado de Crystal, Hore e Ezama, 2018).....	29
Figura 3.10 - Filtro prensa horizontal (Fonte: Guimarães, 2011).....	30
Figura 3.11 - Valores normalizados do fator de segurança para taludes côncavos e convexos em relação à curvatura (Fonte: modificado de Kelesoglu, 2015).....	34
Figura 4.1 - Arranjo geral do projeto do empilhamento de rejeitos filtrados (Fonte: relatório interno da empresa). ....	40
Figura 4.2 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo a Ser Retirado. Fonte: O Autor.....	42
Figura 4.3 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o SRM de Filito. Fonte: O Autor. ....	43
Figura 4.4 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o SRJ de Filito. Fonte: O Autor.....	43

Figura 4.5 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Saprolito de Filito. Fonte: O Autor.....	44
Figura 4.6 – Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo Residual de Gnaisse. Fonte: O Autor. ....	45
Figura 4.7 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Saprolito de Gnaisse. Fonte: O Autor.....	45
Figura 4.8 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Colúvio. Fonte: O Autor.....	46
Figura 4.9 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo Laterítico. Fonte: O Autor.....	47
Figura 4.10 – a) Geologia aflorante da fundação do empilhamento e sondagens interpretadas para o modelo. b) Estrutura inserida na área modelada. Fonte: O Autor. ....	49
Figura 4.11 - Curvas granulométricas do rejeito. Fonte: O Autor.....	59
Figura 4.12 – Curvas de compactação das amostras ensaiadas no LMS-UFV e LabGeo-FEUP. (Fonte: Carneiro, 2021). ....	61
Figura 4.13 - Linha de estado crítico no espaço $p' \times q$ . Fonte: Carneiro (2021). ....	63
Figura 4.14 - Mapa de Ameaça Sísmica Brasileiro. (Fonte: adaptado de Assumpção et al., 2016).....	68
Figura 4.15 - Carga hidráulica na pilha simulando a infiltração após um período chuvoso. Fonte: Venturin, 2022.....	70
Figura 4.16 - Curvas de compactação obtidas na UFV e FEUP e ensaios de campo. Fonte: Adaptado de Carneiro (2021). ....	71
Figura 4.17 – Modelo do empilhamento simulando saturação da camada próximo à base. Fonte: o Autor.....	71
Figura 5.1 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 93% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor. ....	74

Figura 5.2 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 95% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor. ....	75
Figura 5.3 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 97% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor. ....	75
Figura 5.4 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 100% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor. ....	76
Figura 5.5 - FS 3D = 2,000 para condição normal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual. ....	78
Figura 5.6 - FS 3D = 2,005 para condição normal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual. ....	78
Figura 5.7 - FS 3D = 1,993 para condição normal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual. ....	79
Figura 5.8 - FS 3D = 1,986 para condição normal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual. ....	79
Figura 5.9 - FS 3D = 2,009 para condição normal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	80
Figura 5.10 - FS 3D = 2,011 para condição normal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	80
Figura 5.11 - FS 3D = 2,020 para condição normal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	81
Figura 5.12 - FS 3D = 1,994 para condição normal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	81
Figura 5.13 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para condições normais de operação. Fonte: O Autor. ....	82
Figura 5.14 - FS 3D = 2,009 para colmatação dos drenos do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	84

Figura 5.15 - FS 3D = 2,011 para colmatção dos drenos do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	84
Figura 5.16 - FS 3D = 2,020 para colmatção dos drenos do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	85
Figura 5.17 - FS 3D = 1,994 para colmatção dos drenos do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	85
Figura 5.18 - FS 3D = 1,168 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal. ....	87
Figura 5.19 - FS 3D = 1,230 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal. ....	87
Figura 5.20 - FS 3D = 1,182 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal. ....	88
Figura 5.21 - FS 3D = 1,208 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal. ....	88
Figura 5.22 - FS 3D = 1,282 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal. ....	90
Figura 5.23 - FS 3D = 1,313 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal. ....	90
Figura 5.24 - FS 3D = 1,345 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal. ....	91
Figura 5.25 - FS 3D = 1,338 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal. ....	91
Figura 5.26 - FS 3D = 1,788 para saturação superficial do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	93
Figura 5.27 - FS 3D = 1,855 para saturação superficial do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	93

Figura 5.28 - FS 3D = 1,887 para saturação superficial do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	94
Figura 5.29 - FS 3D = 1,949 para saturação superficial do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico. ....	94
Figura 5.30 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para condições normais de carregamento. Fonte: O Autor. ....	96
Figura 5.31 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor. ....	97
Figura 5.32 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor. ....	98
Figura 5.33 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor. ....	98
Figura 5.34 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor. ....	99
Figura 5.35 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor. ....	100
Figura 5.36 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor. ....	100
Figura 5.37 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor. ....	101
Figura 5.38 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor. ....	102
Figura 5.39 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor. ....	103
Figura 5.40 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor. ....	104

Figura 5.41 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação à razão de resistência não drenada do rejeito para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.....	104
Figura 5.42 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.....	105
Figura 5.43 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.....	106
Figura 5.44 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.....	107
Figura 5.45 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor. ....	108
Figura 5.46 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação à razão de resistência não drenada do rejeito para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.....	108
Figura 5.47 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.....	109
Figura 5.48 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	110
Figura 5.49 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	111
Figura 5.50 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	112
Figura 5.51 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	112
Figura 5.52 - Modelo bidimensional do empilhamento sob solicitações usuais. Fonte: O Autor.....	113
Figura 5.53 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento sob solicitações usuais. Fonte: O Autor.....	113

Figura 5.54 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de colmatação da drenagem interna. Fonte: O Autor.....	114
Figura 5.55 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de colmatação da drenagem interna. Fonte: O Autor.....	114
Figura 5.56 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de uma camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.....	115
Figura 5.57 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de uma camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.....	115
Figura 5.58 - Modelo bidimensional do empilhamento sob solicitações pseudoestáticas não drenadas. Fonte: O Autor. ....	116
Figura 5.59 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento sob solicitações pseudoestáticas não drenadas. Fonte: O Autor.....	117
Figura 5.60 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	117
Figura 5.61 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor. ....	118
Figura 5.62 - Ocorrência e profundidade dos materiais com NSPT menor que 7. Fonte: O Autor.....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores típicos do coeficiente de variação dos parâmetros geotécnicos.....	35
Tabela 3.2 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.....	38
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios triaxiais em material de fundação.....	51
Tabela 4.2 - Banco de dados para solos de diferentes origens litológicas.....	52
Tabela 4.3 - Parâmetros de resistência obtidos na região onde a pilha será executada.....	54
Tabela 4.4 - Parâmetros adotados pelas projetistas em suas análises de estabilidade.....	54
Tabela 4.5 - Cálculo de $\phi'$ em função do NSPT segundo diferentes autores.....	55
Tabela 4.6 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o solo a ser retirado.....	56
Tabela 4.7 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o solo residual de gnaiss.....	56
Tabela 4.8 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o saprólito de gnaiss.....	56
Tabela 4.9 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o SRM/Lat./Colúvio.....	57
Tabela 4.10 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o SRJ de Filito.....	57
Tabela 4.11 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o saprólito de filito.....	57
Tabela 4.12 - Parâmetros da fundação adotados na análise de estabilidade.....	58
Tabela 4.13 - Caracterização física do rejeito. ....	60
Tabela 4.14 - Ensaio triaxiais executados.....	62
Tabela 4.15 - Parâmetros de resistência não drenados.....	64
Tabela 4.16 - Peso específico do rejeito para cada grau de compactação.....	64
Tabela 4.17 - Covariância padrão para os principais parâmetros geotécnicos.....	65
Tabela 4.18 - Classificação da Barragem em termos dos impactos causados.....	67
Tabela 4.19 - Risco de inundações e terremotos e seus períodos de retorno.....	67
Tabela 4.20 – Fatores de Segurança mínimos exigidos para a pilha de rejeitos desaguados...	72
Tabela 5.1 - Distribuição estatística dos ângulos de atrito de pico.....	95
Tabela 5.2 - Resultados obtidos na avaliação da estabilidade do empilhamento.....	120

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	17
2. OBJETIVOS.....	19
2.1. Objetivo Geral.....	19
2.2. Objetivos Específicos .....	19
3. REFERENCIAL TEÓRICO.....	20
3.1. Métodos de Disposição de Rejeito.....	20
3.1.1. Barragem por Aterro Hidráulico .....	20
3.1.2. Disposição em Cava .....	21
3.1.3. Codisposição e Disposição Compartilhada de Rejeitos e Estéreis .....	23
3.1.4. Empilhamento à seco ( <i>Dry Stack</i> ) .....	25
3.2. Espessamento de Rejeitos .....	27
3.3. Filtragem de Rejeitos .....	29
3.4. Estabilidade de Taludes .....	31
3.4.1. Análise Determinística .....	31
3.4.2. Análise Probabilística .....	34
3.4.3. Critérios de Aceitação .....	37
4. METODOLOGIA.....	39
4.1. Contextualização Do Projeto.....	39
4.1.1. Contexto Geológico do Local.....	39
4.1.2. Geometria da Pilha .....	39
4.1.3. Fundação da Área da pilha .....	41
4.2. Modelagem Computacional.....	47
4.3. Parâmetros Utilizados .....	50
4.3.1. Materiais da Fundação.....	50
4.3.2. Rejeito Filtrado .....	58

4.3.3.	Análises Pseudoestáticas .....	66
4.4.	Condições de Carregamento .....	69
4.5.	Fatores de Segurança Mínimos Estabelecidos.....	72
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	74
5.1.	Ensaio Triaxiais.....	74
5.2.	Análises Determinísticas.....	77
5.2.1.	Condição Normal.....	77
5.2.2.	Colmatação do Sistema de Drenagem.....	83
5.2.3.	Saturação de camada basal com comportamento não drenado.....	86
5.2.4.	Condição pseudoestática não drenada .....	89
5.2.5.	Saturação Superficial do Maciço.....	92
5.3.	Análises Probabilísticas .....	95
5.3.1.	Condição Normal.....	96
5.3.2.	Colmatação do Sistema de Drenagem.....	99
5.3.3.	Saturação de camada basal com comportamento não drenado.....	102
5.3.4.	Condição pseudoestática não drenada .....	106
5.3.5.	Saturação Superficial do Maciço.....	110
5.4.	Análises Bidimensionais.....	113
5.4.1.	Condição Normal.....	113
5.4.2.	Colmatação do Sistema de Drenagem.....	114
5.4.3.	Saturação de camada basal com comportamento não drenado.....	115
5.4.4.	Condição pseudoestática não drenada .....	116
5.4.5.	Saturação Superficial do Maciço.....	117
5.5.	Considerações Gerais.....	119
6.	CONCLUSÕES .....	123
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	126

## 1. INTRODUÇÃO

---

A exploração mineral constitui uma atividade de grande impacto na economia brasileira. A cadeia produtiva da mineração gera empregos diretos e indiretos para diversas áreas do setor produtivo, assim como a produção dos inúmeros produtos que necessitam do minério como base material. Entretanto, para ser comercializado, o minério deve passar pelo beneficiamento, processo no qual separa-se o produto (material concentrado) do subproduto (rejeito). Estima-se que para cada tonelada de minério processado, gera-se 0,35 toneladas de rejeito (LUZ e LINZ, 2018).

Como a extração mineral ocorre em larga escala no Brasil, grandes volumes de rejeito são gerados, voltando à atenção das mineradoras a desenvolver um processo sistemático, seguro e econômico para sua disposição. Em contrapartida, devido ao caráter poluente e, em alguns casos, nocivo, as leis ambientais têm se tornado cada vez mais rigorosas, tanto por meio da redução de áreas para destinação dos resíduos, quanto à proibição de alguns métodos de disposição.

Na maioria das vezes o rejeito é associado a maiores problemas pela elevada umidade que apresenta ao sair da planta de beneficiamento. A alternativa mais comum utilizada para dispô-lo é a sua contenção em barragens, por ser uma forma de custo relativamente baixo e diluído ao longo da vida útil da estrutura, uma vez que o barramento é alteado em etapas com o próprio subproduto da mineração, à medida que o mesmo é produzido.

Nos últimos anos, acidentes envolvendo muitas vítimas e danos ambientais de grandes proporções devido ao rompimento de barragens de rejeito alteadas a montante, levaram à proibição do uso desta técnica pela Agência Nacional de Mineração (ANM) em 2019 (BRASIL, 2019). Estes acidentes, associados a uma crescente cobrança por preservação ambiental, ampliaram o interesse das empresas do setor de mineração em formas alternativas de disposição de rejeito.

Uma das soluções que vem sendo implementada é a disposição à seco, possibilitada pela utilização de filtros prensa. Neste sistema consegue-se o aumento do teor de sólidos do rejeito por meio de um processo de prensagem e filtração, atingindo-se entre 75% e 85% de teor de sólidos (NERY, 2013) com grau de saturação entre 60% a 80% (DAVIES, 2011). Nestas

condições, pode-se utilizar equipamentos tradicionais de terraplanagem para compactar o material em camadas, garantindo significativo incremento na resistência ao cisalhamento.

É importante esclarecer o uso dos termos “seco” ou “drenado” para este tipo de solução. Em um sentido geral, o rejeito filtrado e depositado em umidade abaixo do limite de liquidez (LL) pode ser considerado passível de utilização no empilhamento de rejeitos filtrados (LARA; PORNILLOS e MUÑOZ, 2013), mas no sentido mais estrito, esta técnica se aplica a rejeitos em umidades abaixo do limite de plasticidade (LP) (AMOA; DRESSEL e FOURIE, 2018).

Os benefícios ambientais proporcionados por este método envolvem o reaproveitamento da água extraída durante o processo de filtragem (PALKOVITS, 2011), menor susceptibilidade à liquefação e a rupturas catastróficas (PORTES, 2013), demanda de áreas substancialmente menores quando comparado ao processo de disposição por aterro hidráulico em barragens de rejeito (GUIMARÃES, 2011), além de menor potencial de contaminação das águas subterrâneas (SCHOENBERGER, 2016), devido à redução de permeabilidade promovida pela compactação.

Para pilhas com alturas superiores a 100 metros, Davies (2011) salienta a importância da realização de ensaios capazes de obter parâmetros de resistência e deformabilidade representativos, por exemplo, ensaios de compressão triaxial. Estes permitem a elaboração de modelos constitutivos capazes de analisar a deformação da estrutura e sua fundação.

Assim, esta pesquisa visa responder questões sobre a estabilidade de uma pilha de rejeito desaguado de grandes dimensões a ser implantada no Quadrilátero Ferrífero. Buscou-se entender o comportamento da estrutura em diferentes características ao alterar o grau de compactação e condições de carregamento, salientando as condições necessárias para um bom desempenho da obra quanto à estabilidade, além das vantagens do depósito *dry stack* em relação às alternativas possíveis.

## **2. OBJETIVOS**

---

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar o comportamento de uma pilha de rejeitos desaguados de grandes dimensões em termos de estabilidade de forma tridimensional e bidimensional ao longo de sua vida útil, comparando os resultados obtidos em cada método.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Para a realização deste trabalho foram desenvolvidos ensaios de laboratório e análise dos documentos fornecidos pela mineradora a respeito do projeto da pilha. São objetivos específicos desta pesquisa:

- Avaliar a influência do grau de compactação no comportamento dos rejeitos quanto à estabilidade;
- Caracterizar geotecnicamente a fundação e os rejeitos constituintes da pilha;
- Avaliar a estabilidade pela abordagem probabilística com base nos ensaios de laboratório em rejeito, complementando os resultados determinísticos obtidos;
- Sugerir recomendações e boas práticas na concepção e construção do empilhamento que garantam bom desempenho estrutural ao longo de sua vida útil.

### 3. REFERENCIAL TEÓRICO

---

#### 3.1. MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITO

As barragens são o tipo de estrutura mais utilizado para a disposição de rejeitos de mineração no Brasil. Segundo a lei 14066/2020, barragens são “quaisquer estruturas construídas dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” BRASIL (2020).

Recentes acidentes envolvendo o rompimento destas estruturas levaram as empresas do ramo a investirem em novas soluções para disposição de rejeitos. A seguir serão detalhadas tanto a alternativa referida como as mais discutidas como no cenário.

##### 3.1.1. BARRAGEM POR ATERRO HIDRÁULICO

O aterro hidráulico utiliza o próprio rejeito como material de construção, por meio do transporte e disposição do mesmo com auxílio da água. Inicialmente é executado um dique de partida e, a partir de então, o rejeito é lançado de sua crista, passando a constituir a fundação para o alteamento seguinte. A construção da barragem de rejeito em várias etapas pode ser de jusante, de linha de centro ou de montante, conforme Figura 3.1.

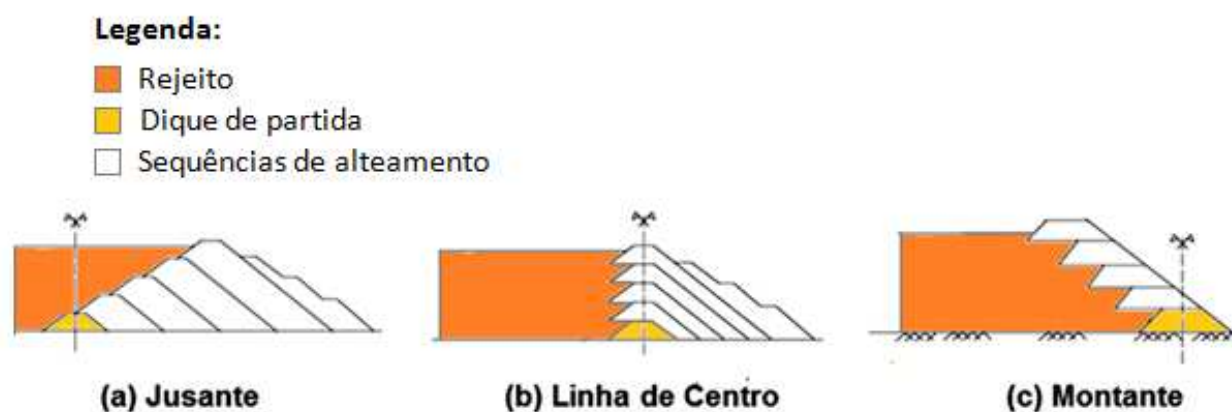


Figura 3.1 - Métodos construtivos de barragens de rejeito em várias etapas (Fonte: Silva, 2019).

O alteamento de jusante possibilita maior facilidade de construção do sistema de drenagem interna, permitindo controle eficiente da linha freática na estrutura. É o método que oferece maior segurança estrutural, pois os alteamentos não ficam sobre a massa de rejeito e a carga

sobre o dique de partida é menor. Os maiores problemas envolvendo este método são a exigência de maiores volumes de aterro e maior área impactada na construção, sendo, portanto, a mais onerosa entre as alternativas (SILVA, 2019).

O alteamento de linha de centro é mais econômico que o anterior por exigir menores volumes de aterro. Também permite boas condições para construção dos drenos internos, mas apresenta maior risco de deformações em sua estrutura, tendo em vista que a carga dos alteamentos se concentra diretamente sobre o dique de partida.

Por fim, o alteamento de montante é o método mais rápido e barato de ser executado, porém envolve maiores riscos de ruptura. Segundo Espósito (2000) e Milonas (2006), apesar do aspecto econômico vantajoso, o método construtivo de montante submete a estrutura a riscos como liquefação e *piping*, devido à dificuldade de implementação de drenagem interna e ao fato dos alteamentos serem construídos sobre fundação composta por camadas fofas de rejeito.

Neste contexto, após os colapsos da Barragem de Fundão (2015), o maior desastre ambiental do país, e da Barragem de Feijão I (2019), que matou centenas de pessoas, a Agência Nacional de Mineração (ANM) proibiu a utilização do método de construção ou alteamento de barragens de rejeitos de mineração a montante em todo o território nacional por meio da resolução nº 4, em fevereiro de 2019 (BRASIL, 2019). Posteriormente, a Lei 14066, de 2020, em seu artigo 2º-A proibiu a execução deste tipo de barramento.

### 3.1.2. DISPOSIÇÃO EM CAVA

Trata-se da disposição do rejeito em minas exauridas (Figura 3.2) ou em que ainda há extração de minério (Figura 3.3). Para este último caso uma boa logística de extração é fundamental, uma vez que este processo exige a construção de estruturas de contenção de rejeito dentro da cava, fazendo com que haja pouco volume disponível para o material a ser contido.

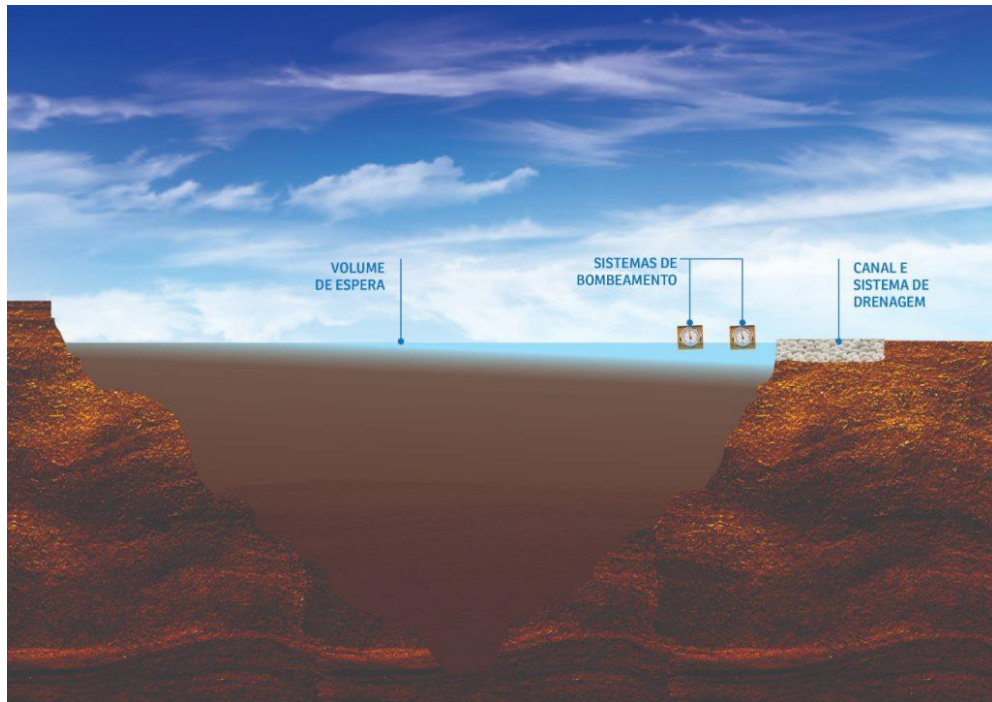


Figura 3.2 - Exemplo de disposição em cava exaurida. Fonte: Samarco, 2019.

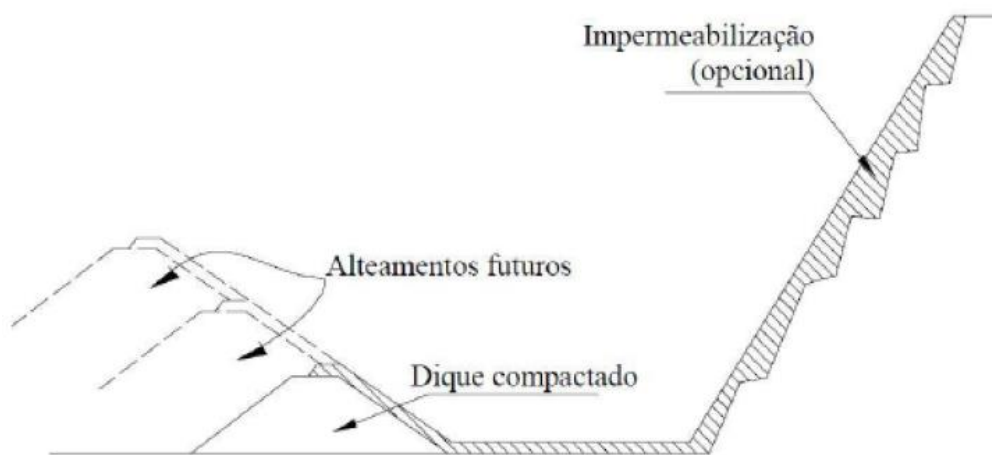


Figura 3.3 - Disposição junto à extração de minério. Fonte: Ritcey, 1989.

Apesar disso, a disposição em cava facilita a recuperação das áreas lavradas concomitante ao avanço da lavra, reduzindo custos operacionais e impactos ambientais e visuais. Este processo também facilita o descomissionamento da cava após o final da extração (PORTES, 2013).

### 3.1.3. CODISPOSIÇÃO E DISPOSIÇÃO COMPARTILHADA DE REJEITOS E ESTÉREIS

Define-se como codisposição a mistura de diferentes tipos de rejeito ou de rejeito e estéril para posterior disposição. Quando estéreis e rejeitos são somente dispostos em um mesmo local, sem que haja a mistura dos mesmos, a técnica recebe o nome de disposição compartilhada (SILVA, 2014).

Com o aumento das restrições para liberação ambiental de novas áreas para disposição dos resíduos da mineração, a técnica de disposição dos resíduos em um mesmo local vem recebendo maior atenção. Entretanto, no Brasil, as técnicas de codisposição são quase inexistentes, ocorrendo apenas aplicações em termos de disposição compartilhada (PEIXOTO, 2012).

Alevan, Pires e Ribeiro (2016) citam um exemplo de aplicação da codisposição para rejeitos de diferentes granulometrias que possuem características geotécnicas distintas: rejeitos finos, que geralmente implicam em alto investimento nas etapas de desaguamento, quando misturados com os rejeitos granulares, ocupam os espaços vazios dos rejeitos granulares, reduzindo assim a permeabilidade da mistura.

Para disposição compartilhada, Silva (2014) cita duas alternativas geralmente empregadas. A primeira envolve a construção de diques de estéril atuando como células receptoras de rejeitos, que são preenchidas em diferentes fases, de tal modo que enquanto uma está sendo formada, a outra estará em processo de secagem e uma terceira em processo de construção. Após o adensamento do rejeito, o estéril é lançado sobre a camada consolidada e o processo se repete (Figura 3.4).

Esta solução utiliza os mesmos equipamentos que já são utilizados na indústria de mineração, o que a torna menos onerosa. Porém, o depósito deve ser construído de forma lenta o suficiente para que as poropressões geradas se dissipem, minimizando os riscos da estrutura.

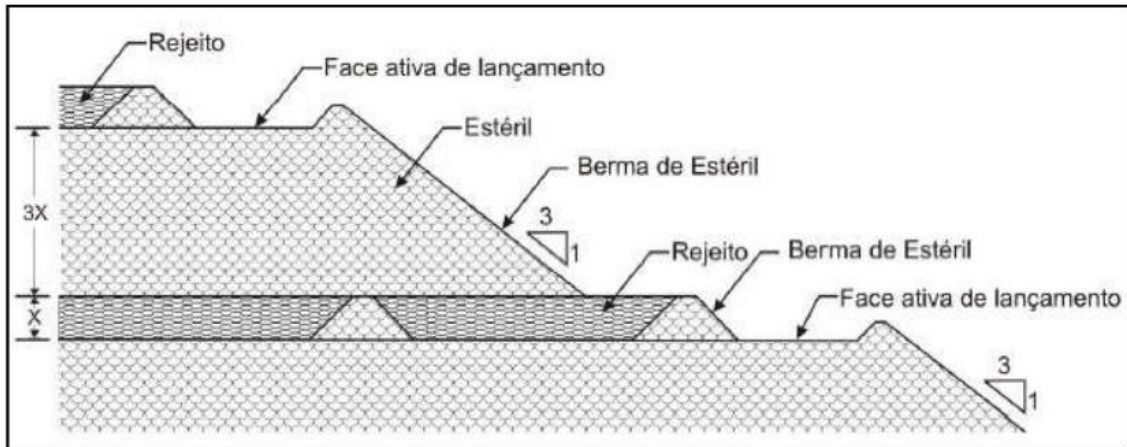


Figura 3.4 - Células de rejeitos em depósitos de estéril (Fonte: Silva, 2014).

A segunda alternativa surge no intuito de solucionar o alteamento lento e consiste na disposição alternada entre camadas de estéril e rejeito, com o propósito de promover a infiltração do rejeito nas camadas de estéril (Figura 3.5). Dessa forma, permite-se a dissipação do excesso das poropressões induzidas nos rejeitos. Este método ainda permite a inspeção visual do sistema durante a construção (SILVA, 2014).

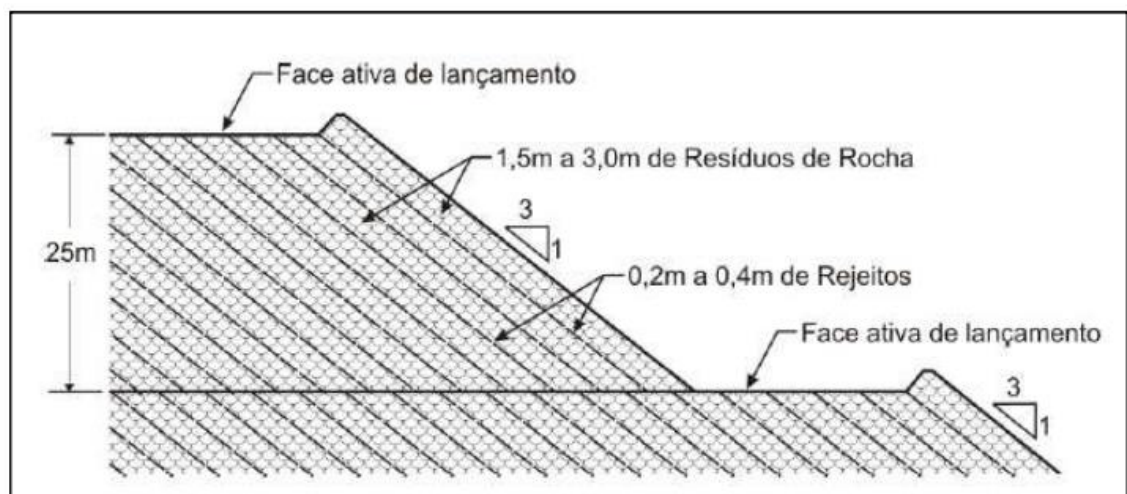


Figura 3.5 - Camadas alternadas de estéril e rejeitos (Fonte: Silva, 2014).

Alevan, Pires e Ribeiro (2016) concluíram em seu trabalho que a disposição compartilhada e codisposição são muito atrativos por demandarem menores áreas para implantação. Porém, ressaltaram que se deve tomar especial cuidado quanto à estabilidade dessas estruturas, uma vez que a presença de variados materiais pode condicionar a ruptura.

### 3.1.4. EMPILHAMENTO À SECO (*DRY STACK*)

Os avanços nas tecnologias de desidratação de rejeitos, como o desenvolvimento de filtros de vácuo e pressão de grande capacidade, possibilitaram uma nova oportunidade de armazenar os resíduos da mineração em estado não saturado em detrimento do manuseio da pasta convencional ou de rejeitos espessados. Este método consiste na disposição de rejeitos compactados com equipamentos convencionais de terraplanagem sob a forma de pilha. Um exemplo desta concepção está ilustrado na Figura 3.6.



Figura 3.6 - Pilha de rejeitos na mina Langer Heinrich, Namíbia. Fonte: Mining Journal, 2018.

Gomes, De Tomi e Assis (2016) afirmam que a disposição sob a forma de pilha de rejeito filtrado (*dry stack*) representa uma solução mais segura, com menores custos de monitoramento e manutenção com impactos ambientais e sociais minimizados. Entretanto, deve-se levar em conta que o decréscimo do teor de água gera aumento no custo de transporte dos rejeitos até seu destino, já que este não é mais bombeável, demandando outros métodos de transporte, como por meio de caminhões (DAVIES, 2011). Um exemplo desta concepção

Schoenberger (2016) faz uma análise do ponto de vista ambiental sobre os empilhamentos de rejeito filtrado: rejeitos desaguados, além de mais estáveis mesmo em situações de sismicidade, apresentam menor propensão de sofrerem reações químicas, sobretudo no caso da presença de minerais sulfetados, que tendem a produzir ácidos. Por não haver

represamento, o descomissionamento torna-se menos oneroso e mais rápido, além dos vestígios serem mínimos, gerando menores custos de recuperação ambiental.

Lara, Pornillos e Muñoz (2013) recomendam grau de compactação entre 90 e 95% após o lançamento do material. Embora aconselhem ainda promover a compactação ao longo do ramo seco da curva, em regiões de elevadas precipitações isso implicaria em uma perda substancial de resistência durante um evento de chuva. Dessa forma, deve-se procurar compactar os rejeitos filtrados próximo ao ponto ótimo de compactação quando há alta pluviosidade (PORTES, 2013).

Segundo Davies (2011), embora a técnica ainda exija uma fundação consistente com os critérios aceitáveis de tensão/deformação em função do carregamento aplicado pela pilha, a variedade de configurações topográficas e condições geotécnicas onde o empilhamento pode ser instalado é substancialmente mais ampla do que para os represamentos de rejeitos convencionais. O principal cuidado a ser tomado na escolha do local é evitar fluxos de água direcionados à pilha, principalmente se houver descarga de águas subterrâneas, a menos que seja projetado um sistema de drenagem suficientemente robusto para a situação.

A drenagem é fundamental para que o empreendimento apresente desempenho conforme o esperado. A base da pilha deve sempre receber especial atenção, uma vez que corre risco de saturação à medida que as elevações subsequentes são drenadas ao longo do tempo (CRYSTAL; HORE e EZAMA, 2018). Para que a camada basal não apresente material em condições muito divergentes das especificadas em projeto, conta-se com a drenagem não apenas de base, mas também de bancadas em alturas progressivas.

A instalação de drenos evita também geração de poropressões, que podem ocorrer principalmente se o material for depositado com umidade acima do esperado. Neste caso, Caldwell e Crystal (2015) recomendam inserir alguns penetrômetros de ensaio CPT (*Cone penetration test*) para alívio rápido do excesso de pressões neutras.

Nery (2013) considera em seu estudo que um dos maiores desafios para a disposição do resíduo seco é o período de chuvas intensas durante o ano, que podem causar impactos na obtenção da compactação desejada. Silva (2019) cita como alternativa o projeto de um sistema de disposição com zoneamento, tendo-se o rejeito com as condições ótimas para a compactação como uma envoltória e, no seu interior, deposita-se o rejeito no período chuvoso, sendo que esta zona não terá influência na estabilidade global da pilha. Destaca-se

que neste caso, em consonância com a lei 14066/2020 (item 3.1), a estrutura resultante será enquadrada como barragem, visto que acumula material com características fortemente contráteis em seu interior.

Crystal, Hore e Ezama (2018), entretanto, mostraram que rejeitos compactados colocados em uma zona estrutural periférica do empilhamento estão sujeitos a se comportarem como um material saturado, especialmente em áreas de alta precipitação. Portanto, é imperativo que o projeto inclua contingências apropriadas para mitigar o desenvolvimento de uma superfície freática.

### **3.2. ESPESSAMENTO DE REJEITOS**

Antes de se promover a filtragem dos rejeitos para a sua disposição e compactação em pilhas, é necessário o processo de espessamento, que consiste no aumento da concentração de sólidos em peso, por meio do desaguamento da polpa e conseqüente aumento do teor de sólidos. Neste processo são utilizados espessadores que possuem a função de separar os sólidos do líquido via sedimentação de partículas por gravidade (VALADÃO, 2008).

Os espessadores convencionais são constituídos de um tanque cilíndrico-cônico com diâmetros de até 150 metros e seu funcionamento consiste na alimentação da polpa, seguida pela sedimentação das partículas (GUIMARÃES, 2011) por meio da adição de floculantes ou coagulantes. Geralmente, a altura da porção cilíndrica é pequena quando comparada com seu diâmetro. Na parte superior do tanque a água clarificada (*overflow*) transborda, enquanto as partículas sedimentadas (*underflow*) são direcionadas por pás até o cone de descarga. Uma seção típica de um espessador pode ser vista na Figura 3.7.

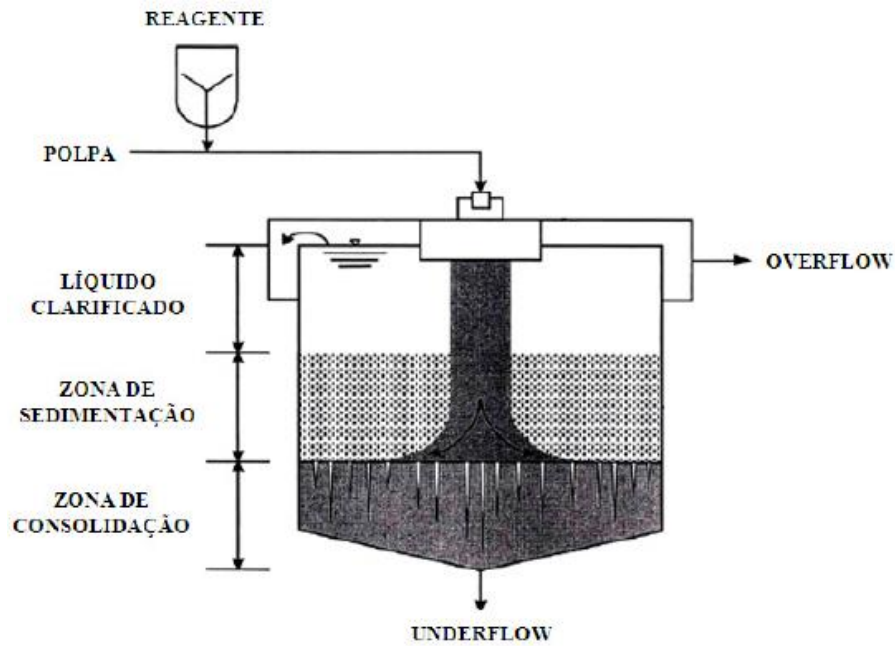


Figura 3.7 - Seção transversal de um espessador (Fonte: adaptado de Azam e Imran, 2008).

Na Figura 3.8 apresentam-se as consistências obtidas para diferentes níveis de espessamento. Nela, estão descritas não só a nomenclatura típica para cada concentração, mas também suas características de segregação e formas de transporte. Nota-se que não há um limite definido de teor de sólidos para cada nomenclatura, pois esse valor é uma característica intrínseca do próprio rejeito, bem como do processo utilizado para eliminação de água (PORTES, 2013).

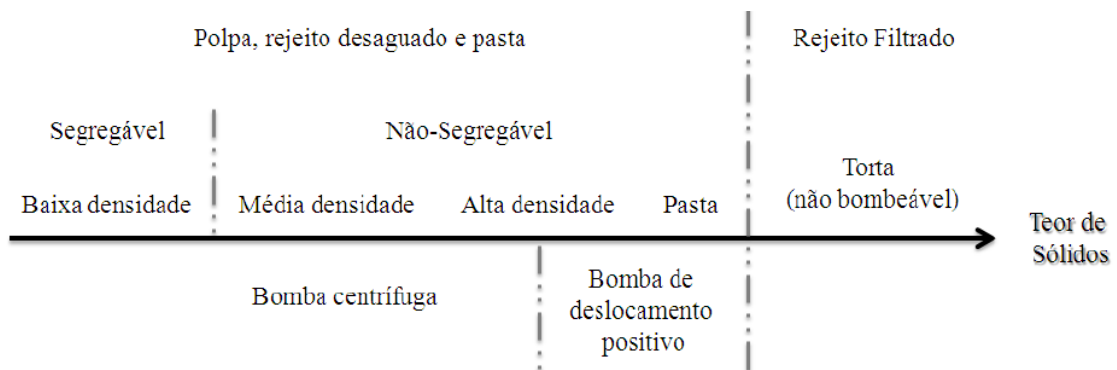


Figura 3.8 - Nomenclatura do rejeito em função do teor de sólidos e formas de transporte usuais (Fonte: Portes, 2013).

### 3.3. FILTRAGEM DE REJEITOS

A filtragem usualmente sucede a etapa de espessamento e consiste na separação dos sólidos e líquidos do rejeito por meio da passagem da polpa por um meio filtrante sob ação de uma força (gravidade, pressão, vácuo ou centrifugação). Este processo é essencial para que se atinja um grau de saturação compatível com o definido em projeto.

Para Crystal, Hore e Ezama (2018), quase todos os rejeitos são filtráveis e passíveis de serem depositados sob a forma de pilha. Algumas curvas granulométricas típicas utilizadas na execução destas estruturas nos quais os autores estiveram envolvidos estão apresentadas na Figura 3.9. Eles ainda salientam especial atenção para elevados teores de argila, devido à potencial obstrução dos filtros, inviabilizando a filtragem.

Davies (2011) complementa que o produto filtrado apresentará características geomecânicas exclusivas de acordo com a polpa, por isto é importante antecipar mudanças mineralógicas e de moagem que possam ocorrer ao longo da vida do projeto.

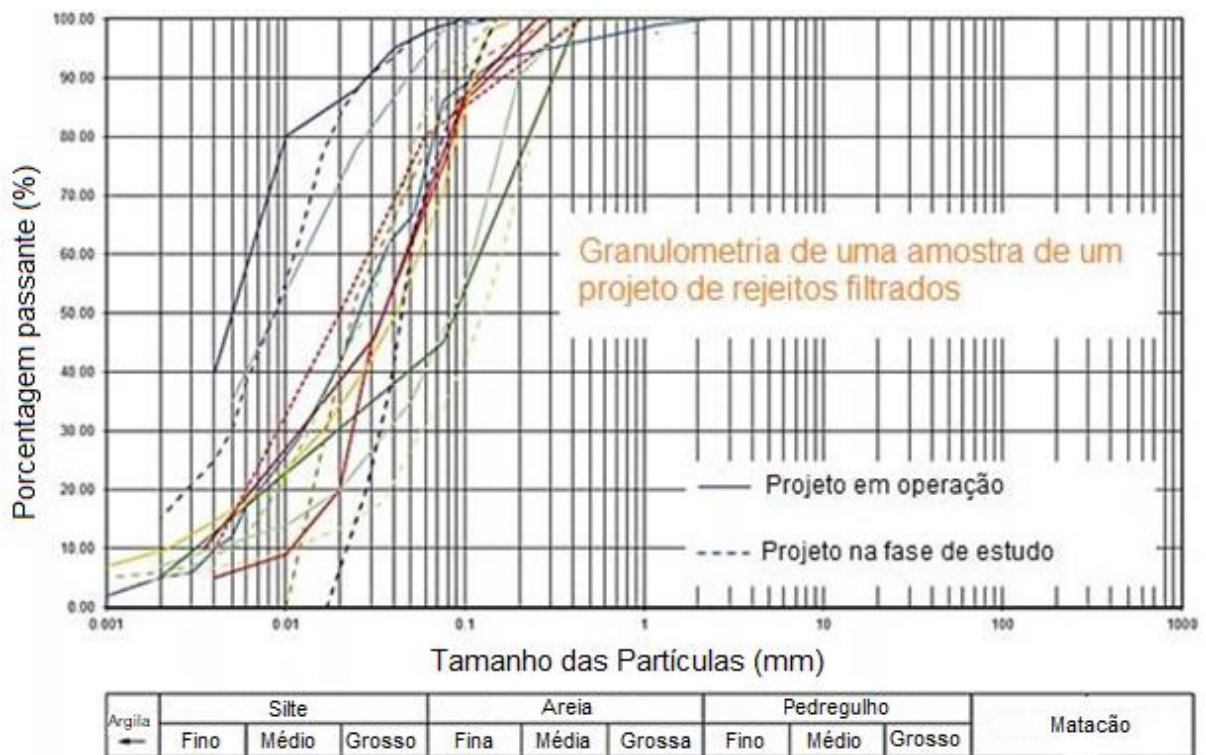


Figura 3.9 - Curvas típicas de rejeitos filtráveis para disposição à seco (Fonte: modificado de Crystal, Hore e Ezama, 2018).

O processo de filtragem, além de gerar depósitos densos e de menor volume, permite a reutilização da água extraída na polpa do resíduo de mineração, tornando-se ainda mais viável

para plantas industriais que demandam muita água, ou em regiões desérticas, onde a economia de água é uma necessidade.

Filtros a disco, tambores, filtros prensa e correias horizontais são as configurações mais comuns das instalações de filtragem (NERY, 2013). Guimarães (2011), em seu estudo, comparou os diferentes tipos de filtros e concluiu que a filtragem de lamas só foi possível se submetida à filtragem por pressão e filtragem hiperbárica.

A mineradora responsável pela execução do empilhamento de rejeitos desaguados em questão utiliza como alternativa o filtro prensa, que utiliza pressões positivas para promover a passagem da polpa de rejeito pelo meio filtrante. Por meio deste tipo de filtro, obtém-se tortas mais secas do que nos filtros à vácuo, além de serem indicados para uma ampla gama de granulometrias, incluindo polpas mais finas, apresentando bom desempenho na filtragem de lamas (AVERY E WILSON, 2013).

A Figura 3.10 mostra um filtro-prensa horizontal. Cada uma das placas verticais é revestida pelo meio filtrante e o espaço entre elas é a câmara de filtragem. O ciclo de operação comum deste tipo de filtro é: enchimento, filtragem sob pressão, e descarga da torta.

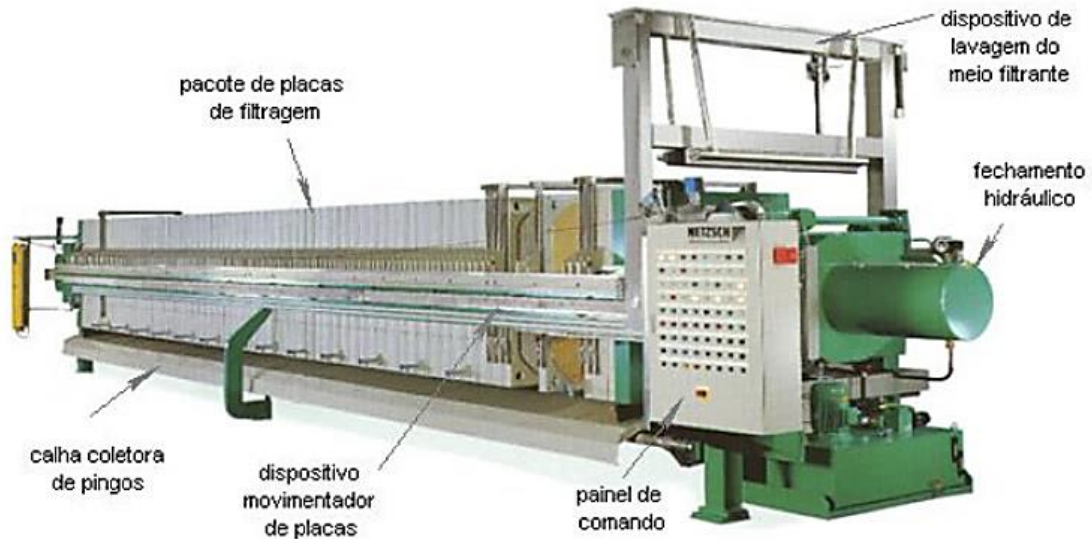


Figura 3.10 - Filtro prensa horizontal (Fonte: Guimarães, 2011).

As câmaras se enchem com a polpa por meio do sistema de alimentação até formação completa das tortas. A alimentação é mantida controlada por tempo e pressão preestabelecidos para extrair o maior volume de filtrado possível. A pressão obriga a água a atravessar o meio filtrante, que escoar pelas ranhuras das placas e é conduzida para fora do filtro. Posteriormente, o filtro é aberto e a torta descarregada (GUIMARÃES, 2011).

### 3.4. ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade de taludes tem como objetivo avaliar a possibilidade de ocorrência de deslizamentos de massas de solo e/ou rocha nos taludes naturais ou construídos. No caso de barragens e empilhamentos, esta análise visa encontrar a seção mais econômica, levando-se em conta a segurança e os custos associados a esses tipos de obras, para que o fator de segurança garanta a estabilidade.

De acordo com Souza (2000), o que se pretende com uma análise de estabilidade é determinar de forma quantitativa um índice que sirva de base para melhor compreensão do comportamento e da sensibilidade à ruptura de um talude ou encosta, devido aos agentes condicionantes e ações a que estão submetidos (poropressões, sobrecargas, geometria etc.).

A necessidade de determinação de tal grandeza impulsionou o desenvolvimento de vários métodos de análise de estabilidade, que vão desde aqueles considerados convencionais, que se baseiam em considerações de um estado de equilíbrio-limite dos esforços ao longo de uma superfície de ruptura, até os mais recentes, baseados em relações de Tensão-Deformação.

#### 3.4.1. ANÁLISE DETERMINÍSTICA

O enfoque determinístico no estudo de estabilidade de taludes consiste em selecionar valores adequados para as variáveis dominantes e calcular seus fatores de segurança correspondentes às situações de solicitação. Comumente analisa-se a estabilidade de taludes pelo método do equilíbrio limite, que consiste na condição em que as forças e/ou momentos resistentes ao deslizamento são exatamente balanceadas por aquelas que tendem a produzi-lo (SILVA, 2015). A relação entre estas ações é denominada Fator de Segurança (FS). Em resumo, as três formas de cálculo do FS são:

- Equilíbrio de forças:

$$FS = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{instabilizantes}} \quad (3-1)$$

- Equilíbrio de momentos:

$$FS = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{instabilizantes}} \quad (3-2)$$

- Resistência ao cisalhamento:

$$FS = \frac{\sum \tau_{disponível}}{\sum \tau_{mobilizada}} \quad (3-3)$$

Para a condição de equilíbrio limite, portanto, o FS será igual a 1. Para valores de FS maiores que a unidade, pode-se dizer que o talude está estável. Valores inferiores não representam um significado físico, visto que simbolizam uma condição em que já teria ocorrido o deslizamento.

A principal vantagem do método do equilíbrio limite é o reduzido número de parâmetros requerido, geralmente sendo inseridos a geometria do talude, a topografia, cargas estáticas e dinâmicas, parâmetros geotécnicos e condições hidrogeológicas. Entretanto, não se leva em conta o comportamento tensão-deformação do solo e os fatores de segurança são considerados constantes ao longo da superfície de ruptura (BABA et al., 2012).

Existem vários métodos para solução de uma análise de estabilidade a partir do equilíbrio limite, que diferem entre si com base nas hipóteses simplificadoras adotadas. Abramson et al. (2001) citam os principais métodos e suas diferenças, conforme a seguir:

- Método de Fellenius - considera uma superfície de ruptura circular, dividindo a massa deslizante em lamelas. Não considera forças interlamelares;
- Método de Bishop Simplificado - considera uma superfície de ruptura circular, divide a massa deslizante em lamelas, considera a resultante das forças interlamelares é horizontal e as forças cisalhantes entre lamelas como nulas;
- Método de Janbu Simplificado - considera uma superfície de ruptura qualquer, a resultante das forças interlamelares é horizontal e um fator empírico ( $f_0$ ) é utilizado para considerar as forças cisalhantes interlamelares;
- Método de Janbu Generalizado - considera uma superfície de ruptura qualquer e a resultante das forças interlamelares é determinada por uma linha de empuxo assumida;

- Método de Spencer - considera uma superfície de ruptura circular, sendo introduzida em 1973 a ruptura por uma superfície qualquer e a resultante das forças interlamelares tem inclinação constante ao longo da massa deslizante;
- Método de Morgenstern-Price - considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças interlamelares é determinada pelo uso de uma função arbitrada, em que  $\lambda$  é um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos e as lamelas de espessura finita;
- Método GLE - considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças entre lamelas é definida com uma função arbitrada, em que  $\lambda$  é um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos, e as lamelas de espessura infinitesimal; e
- Método de Sarma - considera a massa deslizante dividida em lamelas e que a resistência interna entre lamelas é mobilizada.

Para o cálculo dos esforços é necessária a utilização dos parâmetros de resistência do material. Estes podem ser obtidos a partir de ensaios de campo e/ou laboratório. O valor utilizado será a média dos resultados obtidos, considerado como constante e sem variabilidade espacial das características do material.

Com as tecnologias computacionais cada vez mais desenvolvidas, modelagens tridimensionais vêm ganhando mais destaque. Quando inicialmente proposta, este tipo de análise não apresentou grande aderência no âmbito da engenharia geotécnica pelo fato do fator de segurança bidimensional ser geralmente mais conservativo (ou seja, retornar menores valores) que um estudo em 3D.

Griffiths e Marquez (2007) salientam que isto ocorre principalmente quando se compara a seção mais crítica do cenário tridimensional para ser analisada em duas dimensões, porém identificar esta seção não é uma tarefa intuitivamente clara, sobretudo para perfis heterogêneos. Além disso, Bromhead (2004) mostra a importância da análise 3D para casos em que a combinação entre propriedades do solo e a configuração da geologia local podem levar a piores mecanismos de falha. Para o autor, em cenários com seções transversais altamente variáveis, espera-se que a análise tridimensional seja mais crítica e representativa da realidade quando comparada à análise 2D.

Deve-se salientar também que a análise bidimensional não leva em conta a conformação geométrica na qual o talude se apresenta. Resultados obtidos por Kelesoglu (2015) mostram

que taludes côncavos apresentam FS cerca de 5% a 25% maior do que o obtido para um talude retilíneo, sendo o FS crescente à medida que a curvatura da concavidade se torna mais acentuada. Por outro lado, a curvatura não tem efeito significativo na estabilidade de taludes convexos. Os resultados obtidos pelo autor mostram que diferentes conformações convexas levam a valores muito próximos aos de uma geometria reta. A Figura 3.11 ilustra os resultados obtidos.

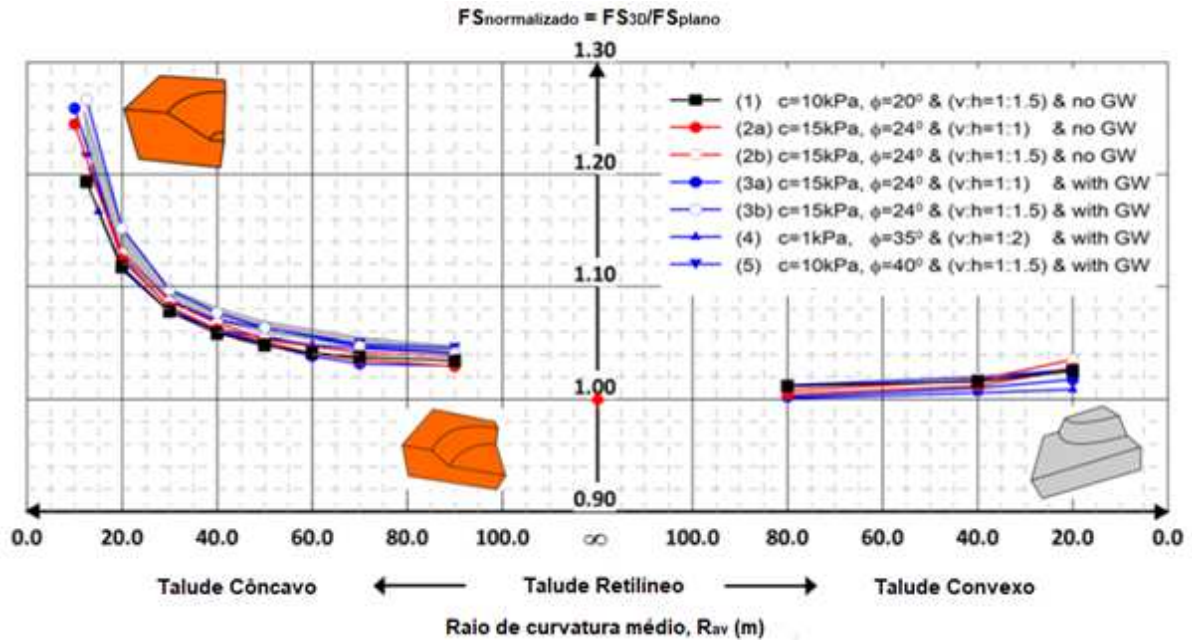


Figura 3.11 - Valores normalizados do fator de segurança para taludes côncavos e convexos em relação à curvatura (Fonte: modificado de Kelesoglu, 2015).

### 3.4.2. ANÁLISE PROBABILÍSTICA

A abordagem probabilística também é realizada comumente por meio dos métodos de equilíbrio limite. Contudo, esta abordagem considera a variação dos parâmetros de projeto e é capaz de quantificar várias origens de incerteza. Diferentes tipos de incertezas afetam de forma sistemática a previsão do fator de segurança de taludes, como a ocorrência dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e das poropressões ao longo do maciço (VILHETE, 2017).

A maioria dos parâmetros utilizados nas análises geotécnicas é incerta. O engenheiro tenta lidar com estas incertezas escolhendo parâmetros razoavelmente conservadores para a avaliação da estabilidade determinística. Os métodos probabilísticos conseguem complementar as análises determinísticas, contabilizando o grau de incerteza destas variáveis,

tendo como resultado uma probabilidade de falha, expressa como a probabilidade de o fator de segurança ser menor que a unidade.

Espósito (1995) afirma que a utilização de apenas um parâmetro geotécnico médio numa análise determinística não reflete o comportamento variável dos materiais. Segundo a autora, a análise probabilística deveria ser uma prática corrente no dimensionamento de projetos que envolvam a disposição de rejeito, com o objetivo de propiciar maior segurança, economia e menores danos e perdas em caso de falhas. Entretanto, este método requer ainda o conhecimento da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, sendo um item de discussão no meio técnico.

No ramo da engenharia geotécnica não é viável a utilização de uma grande quantidade de ensaios para redução das incertezas estatísticas. Assim, quando não se dispõe de um número suficiente de ensaios pode-se, a princípio, utilizar coeficientes de variação (desvio padrão dividido pela média) estimados a partir de valores típicos. A Tabela 3.1 apresenta as faixas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos que geralmente são utilizados para análises de estabilidade de taludes.

Tabela 3.1 - Valores típicos do coeficiente de variação dos parâmetros geotécnicos.

<b>Parâmetro</b>	<b>Coefficiente de Variação Padrão (%)</b>	<b>Faixa de Coeficiente de Variação (%)</b>
Peso Específico	03	02 a 08
Coesão	40	20 a 80
Ângulo de atrito efetivo	10	04 a 20

Fonte: Assis et al. (2012).

Silva (2015) salienta que a probabilidade de falha obtida não indica a probabilidade real de ruptura, mesmo se todos os parâmetros geotécnicos variáveis fossem considerados, pois muitos outros fatores de risco a influenciam. Deve-se estabelecer um valor aceitável da probabilidade de ruptura associada, dependente do tipo de obra e das consequências envolvidas na ruptura.

Um dos métodos mais utilizados em análises de estabilidade é a simulação de Monte Carlo, que consiste em gerar uma sequência de números aleatórios de acordo com a função de probabilidade da variável. Este método exige muitas iterações para chegar a uma solução satisfatória, daí sua utilização em softwares que geram valores aleatórios das variáveis independentes por meio dos dados de entrada, normalmente média, desvio padrão e a forma de distribuição (VILHETE, 2017).

Além da Probabilidade de Falha, outra medida probabilística comumente utilizada é o Índice de Confiabilidade (*Reliability Index* – RI). Se for assumida uma distribuição normal de fatores de segurança após uma análise, então a Equação 3-4 é usada para calcular o Índice de Confiabilidade:

$$RI = \frac{\mu - 1}{\sigma} \quad (3-4)$$

em que:

RI é o índice de confiabilidade;

$\mu$  é o fator de segurança médio;

$\sigma$  é o desvio padrão do FS.

O Índice de Confiabilidade representa o número de desvios padrão que separam o fator de segurança médio do fator crítico de segurança (FS= 1). Como regra geral, o RI deve ser maior ou igual a 3 para se ter uma garantia razoável de um talude seguro (ROCSCIENCE, 2013). Um RI = 0 implica que o FS médio é igual a 1, enquanto um RI < 0 indica um FS médio inferior a 1.

Se, por outro lado, for assumida uma distribuição de fatores de segurança do tipo lognormal, o RI será calculado conforme a Equação 3-5:

$$RI_{LN} = \frac{\ln \frac{\mu}{\sqrt{1 + V^2}}}{\sqrt{\ln(1 + V^2)}} \quad (3-5)$$

em que:

$RI_{LN}$  = Índice de Confiabilidade lognormal;

$\mu$  é o fator de segurança médio;

$\sigma$  é o desvio padrão do FS;

V é o coeficiente de variação do Fator de Segurança ( $\sigma / \mu$ ).

Na realidade a distribuição do Fator de Segurança muitas vezes é mais bem adequada por uma distribuição lognormal ao invés da normal. Vale destacar que este tipo de conformação só é aplicável para variáveis sempre positivas, o que geralmente espera-se para o caso do FS.

### 3.4.3. CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO

O fator de segurança é a grandeza utilizada para indicar a estabilidade relativa de um talude, porém não cita o nível de risco atual do mesmo devido à variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Na prática, as incertezas do projeto não permitem uma avaliação concreta do desempenho da estrutura ao longo do tempo, resultando na fixação de um valor mínimo para o fator de segurança de um projeto. O FS mínimo estabelecido leva em conta o método analítico utilizado nos cálculos, o grau de confiança nos parâmetros de entrada e as consequências das falhas.

Ainda não há conhecimento sobre normas que regulamentem o desempenho de empilhamentos de rejeitos desaguados. A seguir serão relatadas deliberações internacionais e nacionais acerca de barragens de rejeito. Vale ressaltar que no empilhamento de rejeitos filtrados não há represamento de água, culminando em rupturas consideravelmente menos catastróficas.

A ANCOLD (2012) (*Australian National Committee on Large Dams*) salienta que não há regras para um FS aceitável, cabendo ao engenheiro de projeto fazer considerações e julgamentos sobre o valor mínimo adotado. O comitê recomenda a adoção de 1,5 como FS mínimo para regime normal de operação, e 1,3 para condições não drenadas de curto prazo (ou seja, durante ou imediatamente após a construção), considerando-se que a resistência aumentará com o tempo.

A ANCOLD (2012) não recomenda mais o uso de análises pseudo-estáticas, aconselhando como alternativa uma avaliação do potencial de liquefação em conjunto de análises de deformação. O projetista deve definir o FS mínimo para a estabilidade pós-sísmica com base na confiabilidade das estimativas de resistência ao cisalhamento residual/liquefeito, sendo proposto pelo comitê australiano valores entre 1,0 e 1,2.

A *Canadian Dam Association* (CDA, 2014), semelhante ao ANCOLD, propõe um FS mínimo de 1,3 para o regime de construção, onde a consequência da falha é pequena e as medidas de mitigação podem ser prontamente implementadas. FS maiores que 1,5 são estipulados para regime normal de operação e, por fim, o FS mínimo de 1,0 é estabelecido para indicar que o desempenho da barragem é aceitável em condições sísmicas.

No Chile não há FS mínimo recomendado para análises estáticas. Como há grande ocorrência de sismos na região, limitou-se à avaliação da estabilidade por análises pseudo-estáticas,

sendo 1,2 o FS mínimo estabelecido pela *Supreme Decree* (DS) nº 248/2007. Já no Brasil, regulamentam-se o desempenho de barragens de rejeito por meio da NBR 13028 (ABNT, 2017a). Os fatores de segurança mínimos englobam o regime normal de operação (FS mínimo de 1,5), condições não drenadas de curto prazo (FS mínimo de 1,3), solicitação sísmica com o reservatório em sua capacidade máxima (FS mínimo de 1,1), dentre outras condições de solicitação.

A NBR 13029 (ABNT, 2017b) especifica os requisitos mínimos para a elaboração e apresentação de projeto de pilha para disposição de estéril gerado por lavra de mina a céu aberto ou de mina subterrânea, visando atender às condições de segurança, operacionalidade e economia, minimizando os impactos ambientais. Segundo o documento, devem ser observados diversos critérios quanto à geometria da pilha como, por exemplo, altura máxima de bancos de 10 m, largura mínima de bermas de 6 m e altura máxima da pilha de 200 m. Destaca-se ainda que a referida norma não faz nenhuma menção ou exigência quanto aos fatores de segurança mínimos recomendados.

Na visão probabilística, Herza, Ashley e Thorp (2017), destacam que o uso de critérios prescritivos de FS não garante necessariamente uma menor probabilidade de falha, pois a análise de estabilidade depende da confiabilidade dos parâmetros de entrada. Dell'avanzi e Sayão (1998) citam valores de referência dos índices de confiabilidade e probabilidade de falha para os diversos tipos de estruturas existentes (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.

<b>Casos</b>	<b>Índice de Confiabilidade</b>	<b>Probabilidade de Ruptura</b>
Fundações	2,3 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	$10^{-1}$ a $10^{-2}$
Barragens	3,5 a 5,0	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Estruturas de Contenção	2,0 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$

Fonte: Dell'avanzi e Sayão (1998).

## 4. METODOLOGIA

---

### 4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROJETO

A pilha de rejeitos desaguados foi projetada de modo a aumentar a capacidade de armazenamento dos rejeitos provenientes da mina. Os rejeitos serão filtrados previamente e transportados por caminhão até o local de disposição. Após o lançamento, o material será espalhado por tratores e compactado por meio de rolos compactadores. A pilha projetada tem cota na El. 1.050,00 m. Não haverá formação de reservatório, uma vez que os rejeitos serão depositados na umidade residual após a filtração.

#### 4.1.1. CONTEXTO GEOLÓGICO DO LOCAL

A área ocupada pelo empilhamento está no sopé da Serra da Moeda (extremo sudoeste do Quadrilátero Ferrífero), onde ocorrem rochas reportadas ao Grupo Nova Lima Indiviso (Arqueano), do Supergrupo Rio das Velhas e à unidade Tonalito Alto Maranhão (Riaciano).

O Grupo Nova Lima Indiviso é composto principalmente por filitos e xistos. O Tonalito Alto Maranhão ocorre em uma pequena porção da fundação da pilha, apresenta textura fanerítica e com quantidade considerável de quartzo, característico de rochas ígneas intrusivas. Ocorrem também coberturas cenozoicas, destacando-se colúvios e aluviões.

#### 4.1.2. GEOMETRIA DA PILHA

A pilha tem altura máxima de projeto de 161,0 m, considerando-se a disposição dos rejeitos até a EL.1.050,00 m. Os taludes terão uma inclinação de 2,5H:1V, com bermas de 10,0 m de largura a cada 10,0 m de desnível. Os taludes serão revestidos com 0,40 m de material argiloso antes da proteção vegetal. O projeto prevê a disposição do material em camadas com espessura máxima de 0,80 m e compactado por meio do tráfego dos equipamentos de transporte. Entretanto, a pilha tem sido implantada com camadas de 0,30 m de espessura. A Figura 4.1 apresenta o arranjo projetado da estrutura.



Figura 4.1 - Arranjo geral do projeto do empilhamento de rejeitos filtrados (Fonte: relatório interno da empresa).

Para captar as infiltrações de água pelo maciço durante períodos de chuva intensa foram construídos drenos de fundo de brita 2, transições de brita 0 e areia envelopados com geotêxtil. Os drenos foram construídos sobre um lastro de enrocamento com dimensão suficiente para escoar toda a água existente no talvegue na época de construção. Além dos drenos de fundo, também foram executados tapetes de areia próximos dos pés da pilha.

O projeto prevê que as águas provenientes do rejeito lançado na pilha serão captadas por drenos de bancada a cada 20,0 m de altura. Entretanto, esta medida está em avaliação. No maciço, próximo ao contato com o terreno natural, canaletas trapezoidais revestidas em concreto moldado conduzirão a água captada pelas bermas e crista até o fundo dos talvegues. Nas bermas, serão construídas canaletas interligadas às canaletas periféricas, além da implementação de descidas d'água e caixas de passagem.

As bermas terão declividade longitudinal de 1%, visando o escoamento da água para as ombreiras, e 5% de declividade transversal, em direção ao pé do talude superior. Também será construída uma leira de proteção em solo na borda externa de cada berma.

#### 4.1.3. FUNDAÇÃO DA ÁREA DA PILHA

Foram analisadas e reinterpretadas 26 sondagens a percussão para reproduzir o modelo geológico-geotécnico da fundação do empilhamento. A partir de inspeções realizadas, foi possível identificar materiais distintos que afloram na área de fundação, sendo eles: solos residuais de filito e gnaiss, solo de alteração laterítico, colúvio, aluvião e rejeito.

##### 4.1.3.1. SOLO A SER RETIRADO

Para que a estrutura projetada apresente um bom desempenho estrutural ao longo de sua vida útil, é fundamental que a fundação seja devidamente tratada para o início do aporte de rejeitos. O material definido neste tópico como solo a ser retirado refere-se a qualquer material reportado nos boletins de sondagem que apresente um NSPT inferior a 7 e deverá ser totalmente removido da área da estrutura antes de sua implantação.

Este valor foi escolhido com base nos valores citados por Terzaghi e Peck, (1948 e 1967) para que não haja argilas moles ou areias fofas como parte da fundação da pilha. Uma ampla gama de materiais apresentou, nas camadas superficiais, NSPTs inferiores a 7. Destes, os mais frequentes foram descritos como aluvião ou rejeito disposto previamente no local.

O aluvião é constituído por um material heterogêneo de composição variada de areia fina a argila muito mole e encontra-se saturado. Está presente apenas nos fundos de talvegue, onde a topografia encontra-se menos inclinada e há o predomínio da deposição de sedimentos em relação à erosão. Sua espessura é da ordem de 3,0 m. O rejeito é constituído por material silte-arenoso, de coloração marrom escura a cinza e consistência muito mole.

A Figura 4.2 representa graficamente as distribuições de frequência do número de golpes, utilizadas como parâmetro para modelagem da fundação no software.

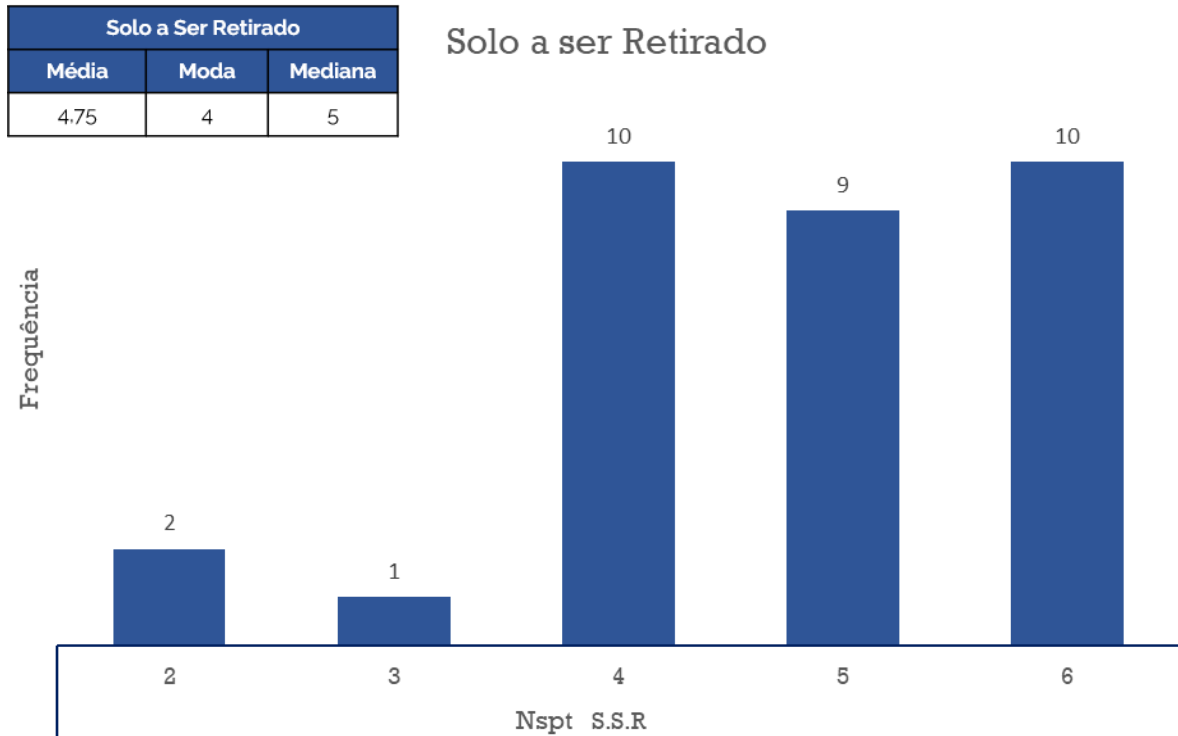


Figura 4.2 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo a Ser Retirado. Fonte: O Autor.

#### 4.1.3.2. SOLO RESIDUAL DE FILITO

Os solos residuais de filito ocorrem em grande parte da fundação da pilha, geralmente encontrados com composição siltosa pouco arenosa. Possuem consistência mole à dura, com valores de SPT compreendidos entre 6 e 30 golpes, em geral com boa resistência e capacidade de suporte. Os saprólitos desta origem são a transição entre o solo residual e a rocha alterada, aflorando nos fundos de alguns talwegues. Estes materiais apresentam estruturas reliquiares da rocha bem preservadas e consistência dura, com valores de SPT acima de 30 golpes.

Da Figura 4.3 a Figura 4.5 estão presentes as representações gráficas das distribuições de frequência do número de golpes, utilizadas como parâmetro para modelagem da fundação no software.

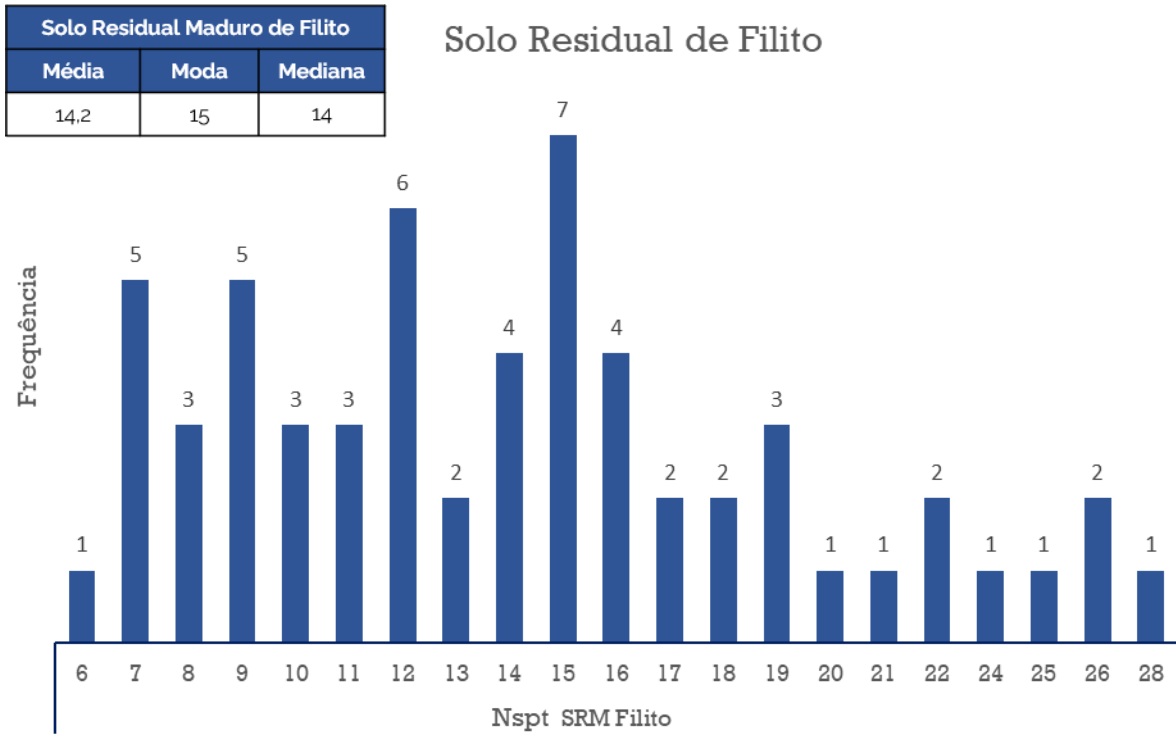


Figura 4.3 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o SRM de Filito. Fonte: O Autor.



Figura 4.4 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o SRJ de Filito. Fonte: O Autor.

Saprólito de Filito		
Média	Moda	Mediana
43.3	50	46

### Saprólito de Filito

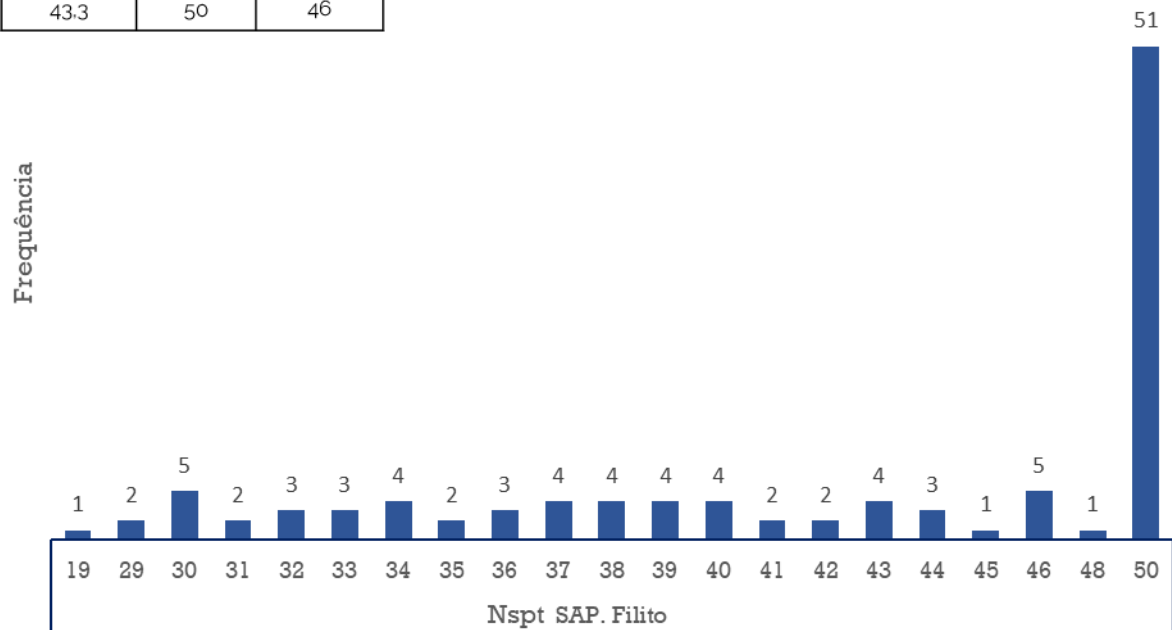


Figura 4.5 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Saprólito de Filito. Fonte: O Autor.

#### 4.1.3.3. SOLO RESIDUAL DE GNAISSE

Os solos residuais de gnaiss ocorrem em menor escala, sendo presentes apenas na porção centro-oeste do terreno. Apresentam, em geral, composição silto arenosa de consistência dura. Nota-se boa resistência, com valores de SPT superiores a 13 golpes. Os saprólitos desta origem são a transição entre o solo residual e a rocha alterada, aflorando nos fundos de alguns talwegues. Estes materiais apresentam estruturas reliquiares da rocha bem preservadas e consistência dura, com valores de SPT acima de 30 golpes.

Da Figura 4.6 à Figura 4.7 estão presentes as representações gráficas das distribuições de frequência do número de golpes, utilizadas como parâmetro para modelagem da fundação no software.

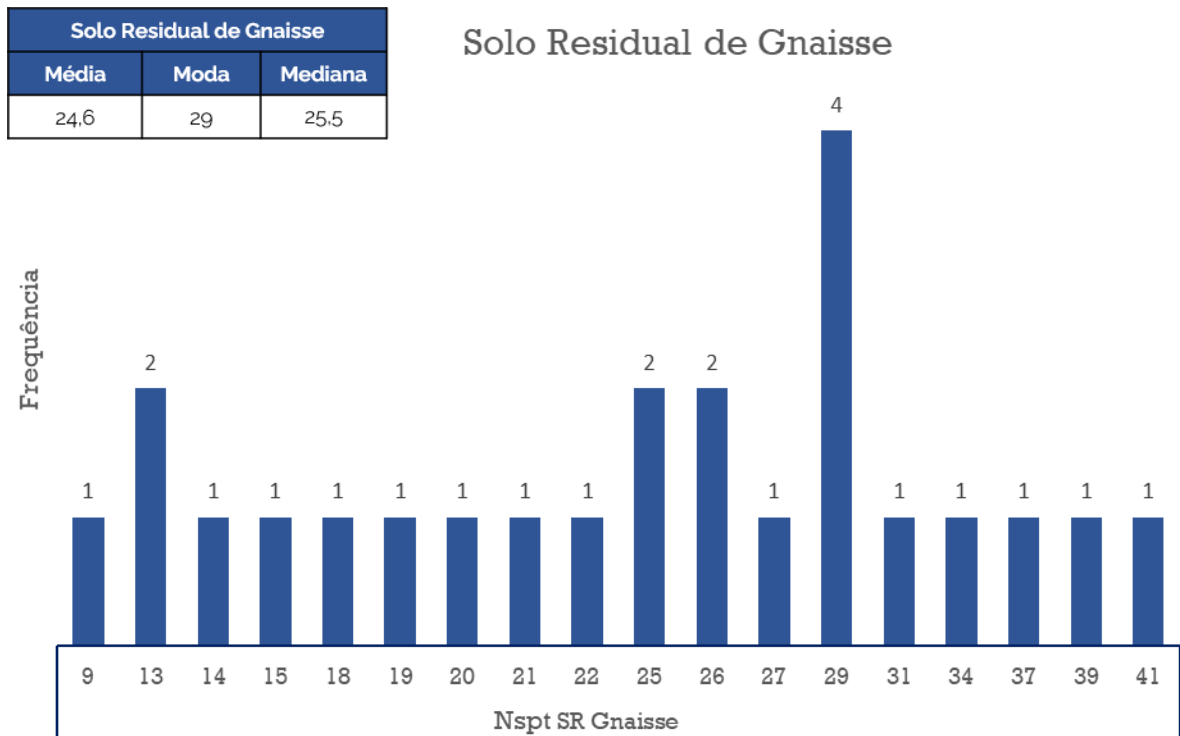


Figura 4.6 – Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo Residual de Gnaisse. Fonte: O Autor.

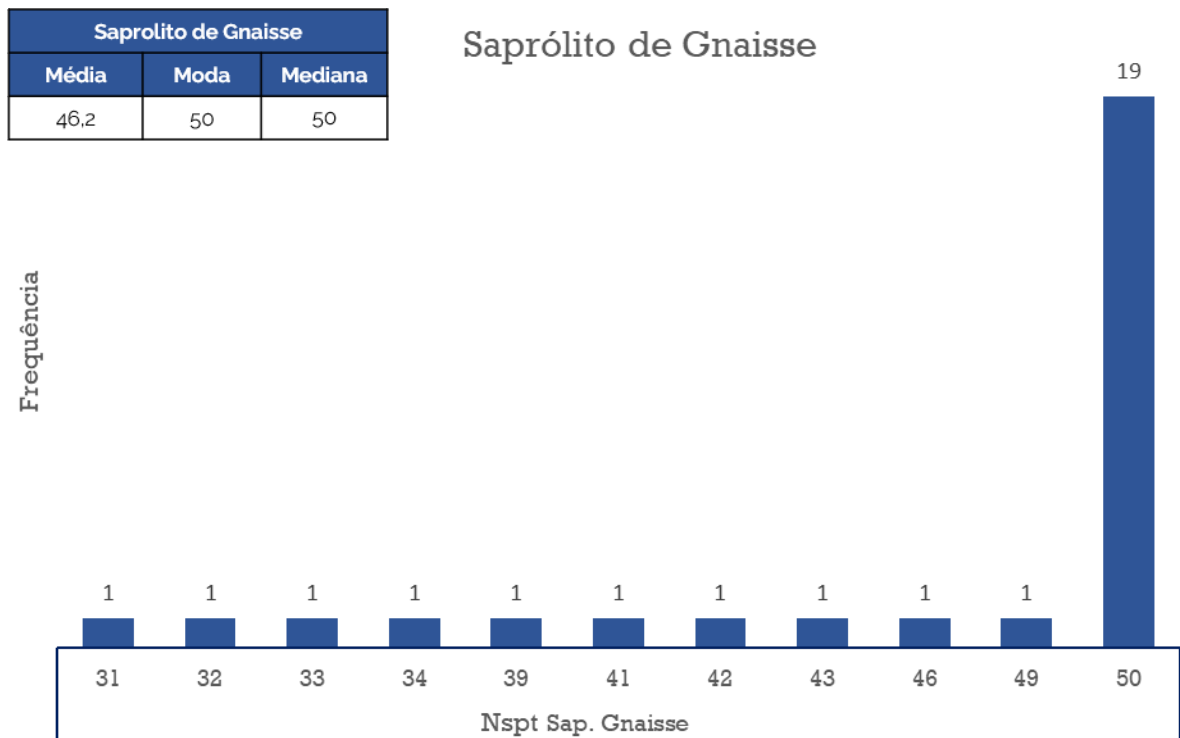


Figura 4.7 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Saprólito de Gnaisse. Fonte: O Autor.

#### 4.1.3.4. COLÚVIO

O colúvio é constituído predominantemente por silte-argiloso com areia fina. Ocorre nas regiões de meia encosta e fundo de talvegue, com consistência mole à média. Seus valores de SPT estão compreendidos entre de 7 a 17 golpes. A Figura 4.8 representa graficamente as distribuições de frequência do número de golpes, utilizadas como parâmetro para modelagem da fundação no software.

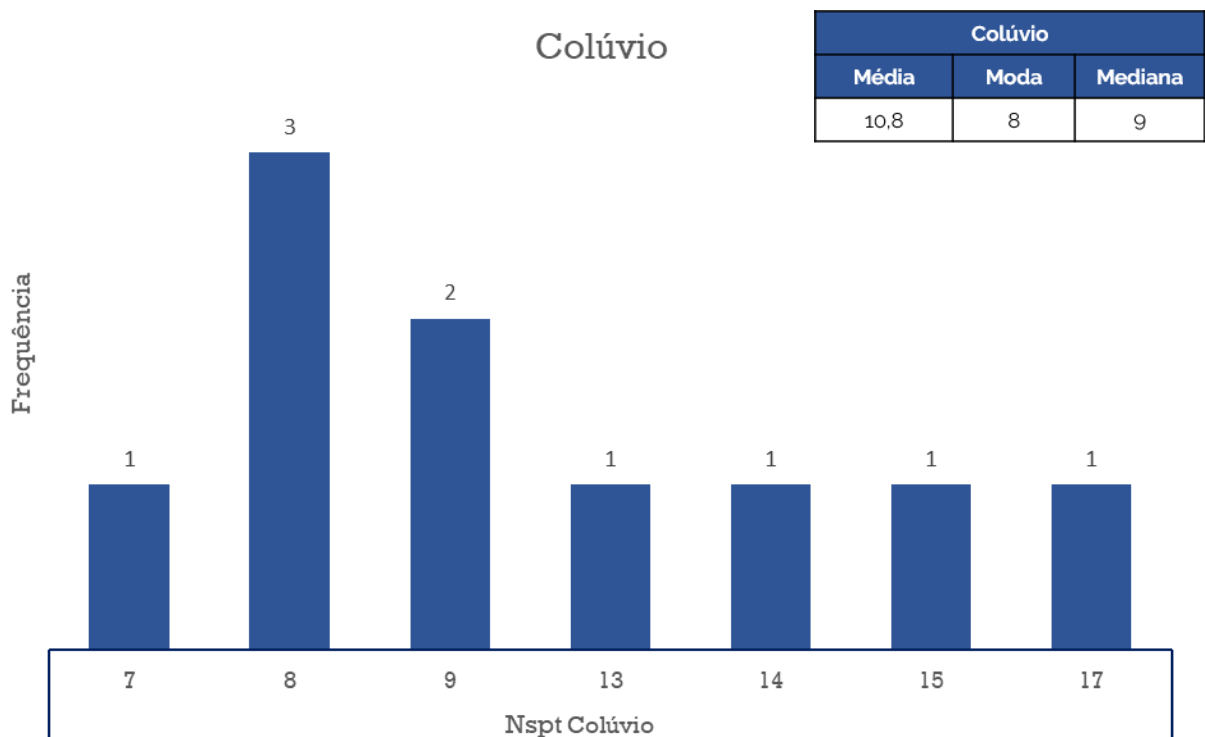


Figura 4.8 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Colúvio. Fonte: O Autor.

#### 4.1.3.5. SOLO LATERÍTICO

O solo laterítico ocorre geralmente no platô formado na crista dos morros. Apresenta composição argilo-siltosa, coloração avermelhada e ocorre geralmente nos altos topográficos, apresentando consistência variando de mole a rijá, com valores de SPT compreendidos entre 7 e 29 golpes, em geral com média resistência. A Figura 4.9 representa graficamente as distribuições de frequência do número de golpes, utilizadas como parâmetro para modelagem da fundação no software.

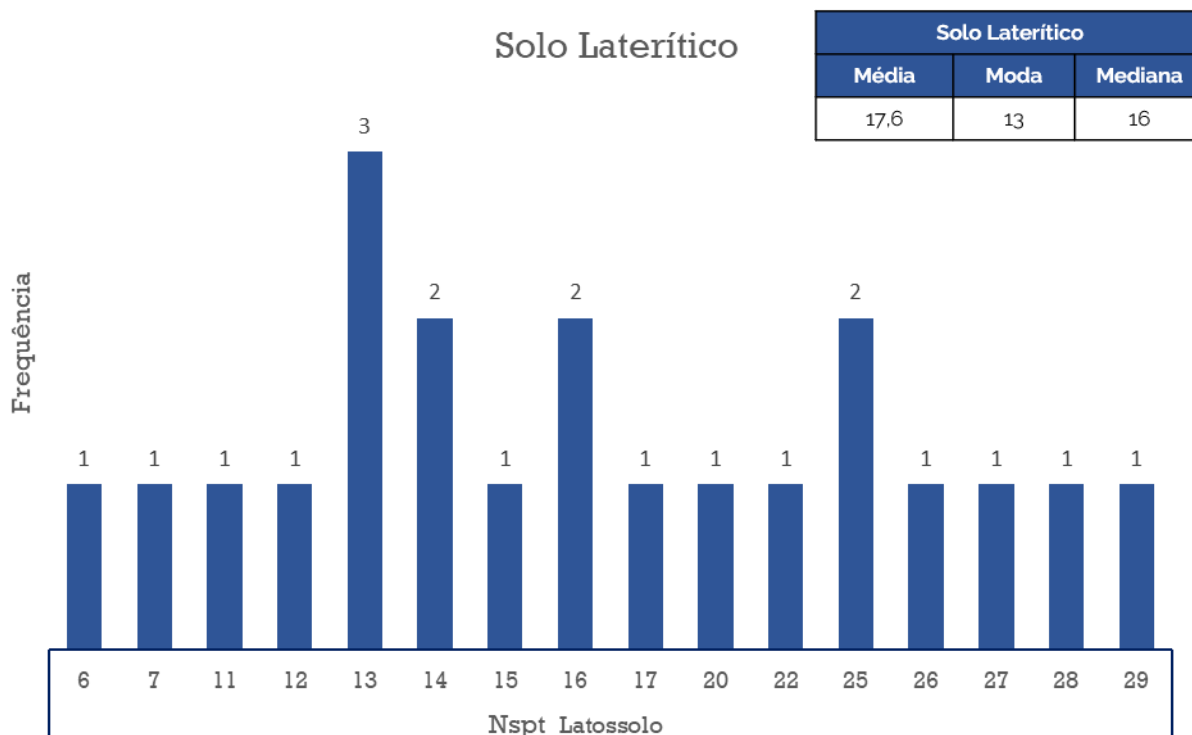


Figura 4.9 - Distribuição das frequências de ocorrência de SPT para o Solo Laterítico. Fonte: O Autor.

## 4.2. MODELAGEM COMPUTACIONAL

A modelagem do empilhamento foi realizada tridimensionalmente a partir de malhas triangulares topográficas, plantas de drenagem e sondagens fornecidas pela mineradora utilizando-se o software Slide3, da empresa canadense Rocscience Inc.<sup>TM</sup>. Este programa calcula o fator de segurança através do equilíbrio limite, conforme descrito em 3.4.1. A fundação foi interpretada de acordo com os boletins de sondagem e mapas geológicos complementares.

Para construção do modelo da fundação no software, alguns materiais com características geotécnicas similares foram agrupados em função da ausência de informações em certos locais. Isso foi necessário para evitar erros de interpolação do programa no processo de definição da geologia, principalmente nos locais onde ocorriam grande diversidade de materiais com pequenas espessuras.

Sendo assim, os solos foram agrupados de acordo com suas características geotécnicas, levando em conta o SPT, a descrição táctil-visual, fotos dos poços de inspeção e seus locais de ocorrência. Os solos coluvionares, lateríticos e residuais maduros foram agrupados em um

material inserido como “SRM/Lat./Col.”. Todos os materiais que apresentaram NSPT superficial menor que 7 foram inseridos como “Solo a Ser Retirado”, mas foram mantidos no modelo. A Figura 4.10 mostra a geologia aflorante obtida após o término da modelagem (Figura 4.10a) e onde a estrutura está inserida, bem como as sondagens interpretadas (Figura 4.10b).

Ressalta-se que o Solo a Ser Retirado foi mantido nas análises para verificar o cenário conservador de implantação da pilha sem tratamento da fundação. Sua permanência no modelo implica avaliar o local de ocorrência, sua espessura e como ele condicionará a ruptura. Independentemente dos resultados, é fundamental que ele seja removido da área antes da implantação do empilhamento para assegurar o bom desempenho estrutural ao longo de sua vida útil.

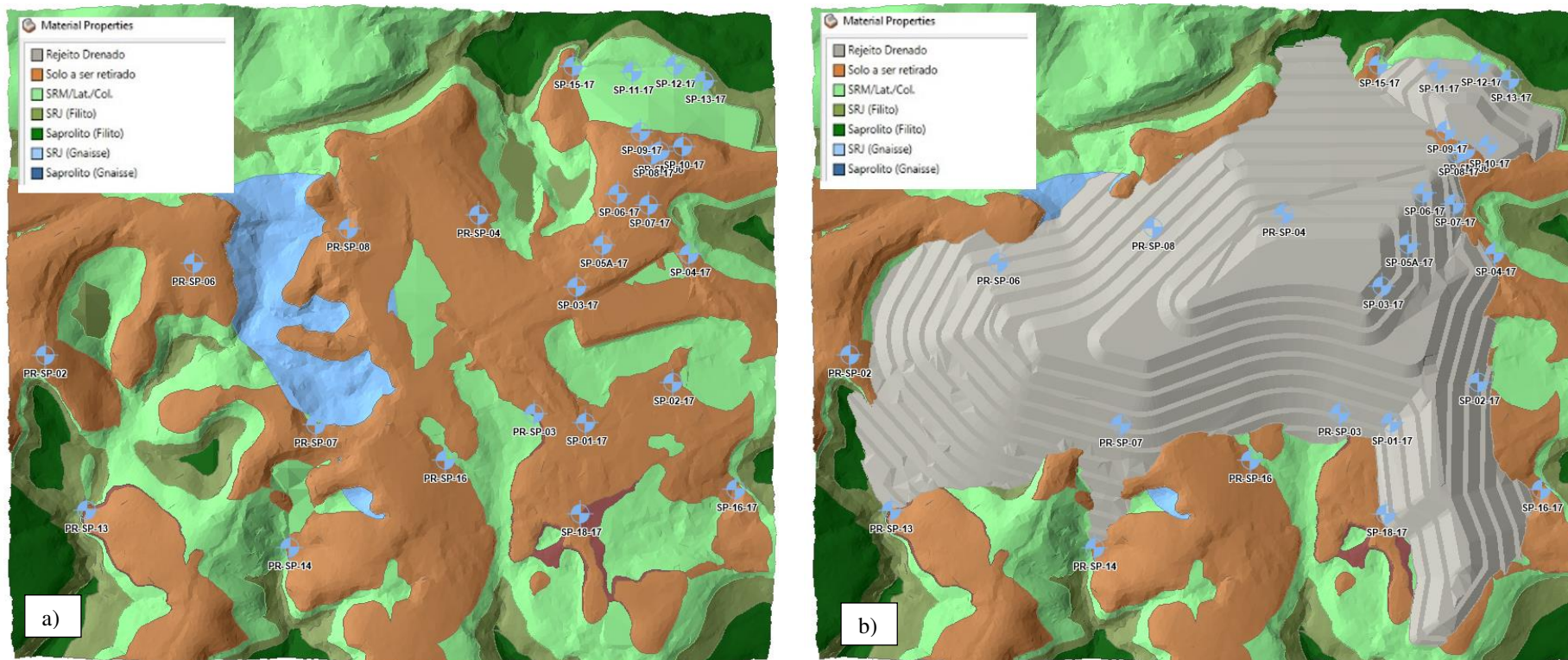


Figura 4.10 – a) Geologia aflorante da fundação do empilhamento e sondagens interpretadas para o modelo. b) Estrutura inserida na área modelada. Fonte: O Autor.

### **4.3. PARÂMETROS UTILIZADOS**

#### **4.3.1. MATERIAIS DA FUNDAÇÃO**

Os parâmetros dos materiais de fundação foram estimados com base em relatórios de ensaios triaxiais, literaturas acerca de solos de mesma origem litológica e correlação com o NSPT. Dos dados fornecidos pela mineradora, foram analisados relatórios de ensaios executados por duas empresas diferentes, com os resultados resumidos na Tabela 4.1. Nota-se grande discrepância dos parâmetros entre ensaios no mesmo material.

Não foram reportadas coletas de amostras em aluvião, solo laterítico ou solos de gnaiss. Ainda, além de poucos ensaios, as descrições dos solos nos poços de inspeção muitas vezes divergem dos boletins de sondagem, dificultando a identificação dos materiais testados. Desta forma, buscou-se na literatura dados referentes à litologia da fundação para embasar a determinação dos parâmetros.

A Tabela 4.2 apresenta valores obtidos por Futai, Cecílio Jr. e Abramento (2012), principalmente para solos originados de gnaiss. A Tabela 4.3 mostra os parâmetros reportados por De Souza (2000) em sua pesquisa, realizada na mesma mina em que o empilhamento de rejeitos será construído. Verificou-se também os dados utilizados nas análises bidimensionais realizadas pelas empresas projetistas, apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios triaxiais em material de fundação.

Protocolo	Origem – (SPT)	Sondagem Correspondente	Material	Profundidade (m)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
PI-01-17	Coluvionar (6)	SP-01-17	Areia argilo siltosa marrom avermelhada	1,30	27	23,1	16,61
PI-02-17	Coluvionar (4/33)	SP-03-17	Argila areno siltosa marrom	1,30	11	24,40	15,62
PI-03-17A	Solo residual (15)	SP-04-17	Silte argilo arenoso com pedregulho marrom	1,30	42	23,1	16,35
PI-03-17B	Solo residual (17)	SP-04-17	Silte areno argiloso marrom escuro	1,30	3	29	16,99
PI-04-17	Solo residual (7)	SP-10-17	Silte areno argiloso cinza escuro	1,30	19	28,7	15,59
PI-06-17	Coluvionar (3)	SP-09-17	Silte argilo arenoso com pedregulho marrom	1,30	15	24,8	18,20
PR-PC-02	Solo residual (12)	PR-SM-06	Silte arenoso marrom	1,30	9	26,10	15,34
PR-PC-04	Coluvionar (3/28)	PR-SP-04	Silte argiloso marrom	1,30	4	32,9	15,47
2246-50	Solo residual	ST-13	Areia siltosa marrom escura	3,90	0,0	35	
2246-51	Solo residual	ST-10	Areia argilo siltosa marrom	5,50	45,0	25	
2246-52	Solo residual	ST-15	Areia argilo siltosa marrom	3,00	70,0	23	
2246-53	Saprólito	ST-01	Silte areno argiloso com pedregulho cinza escuro	Não informada	35,0	26	
2246-54	Saprólito	-	Silte areno argiloso com pedregulho marrom	1,20	18,4	31	
2246-55	Saprólito	-	Silte arenoso com pouca argila marrom	1,20	29,4	33	

Fonte: O Autor.

Tabela 4.2 - Banco de dados para solos de diferentes origens litológicas

Identificação	Caracterização	Índices Físicos	Compressibilidade	Resistência
Gnaiss Vila Anastácio (I) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{\text{nat}} = 16,7 \text{ kN/m}^3$ $e = 1,1$ $w = 50\%$ $IP = 16\%$	$C_c = 0,39$ $C_r = 0,02$ $C_c/(1+e_0) = 0,19$ $\sigma'_{\text{vm}} = 130 \text{ kPa}$	$c' = 34 \text{ kPa}$ $\phi' = 29,3^\circ$
Gnaiss ("Migmatito") CE-EPUSP (II) ABEF (1989)"	Argila 8,7% Silte 57,7% Areia 31,4%	$\gamma_{\text{nat}} = 18,3 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,85$ $w = 44,4\%$ $IP = 17,1\%$	$C_c = 0,3$ $C_r = 0,04$ $C_c/(1+e_0) = 0,19$ $\sigma'_{\text{vm}} = 680 \text{ kPa}$	$c' = 53 \text{ kPa}$ $\phi' = 26,8^\circ$ $\phi_r' = 20,4^\circ$
Gnaiss Real Parque (III) Pellogia (1997)	silte arenoso micáceo	$\gamma_{\text{nat}} = 17,4 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,78$ $w = 47,6\%$ $IP = 17,3\%$		$c' = 1 \text{ a } 71 \text{ kPa}$ $\phi' = 23,9^\circ$
Gnaiss Caxingui (IV) Abramento e Pinto (1998)"	Argila 13,8% Silte 49,1% Areia 35,1% Maduro (até 20m)	$w = 28,4\%$ $IP = 9,4\%$		$c' = 0 \text{ a } 30 \text{ kPa}$ $\phi' = 26^\circ \text{ a } 28^\circ$
Gnaiss Morumbi (V) EPT (2004)"		$\gamma_{\text{nat}} = 19,0 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,53$	$C_c = 0,18$ $C_c/(1+e_0) = 0,11$ $\sigma'_{\text{vm}} = 570 \text{ kPa}$	$c' = 34 \text{ kPa}$ $\phi' = 36,5^\circ$
Gnaiss Pinheiros (VI) Futai e Gonçalves (2007)	Argila 5,3% Silte 28,3% Areia 50,3%	$\gamma_{\text{nat}} = 18,9 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,68$ $w = 35,3\%$ $IP = 5,4\%$		$c' = 14 \text{ kPa}$ $\phi' = 36,2^\circ$ $\phi_r' = 29,5^\circ$
Gnaiss Rodoanel-Sul (VII) EPT (2007)	Argila 18% Silte 34,2% Areia 47,6%	$\gamma_{\text{nat}} = 17,0 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,84$ $w = 49,5\%$ $IP = 24,4\%$		$c' = 30 \text{ kPa}$ $\phi' = 31,7^\circ$
Gnaiss Caxingui (IV) Cecílio (2009)	Argila 10% Silte 42% Areia 40% Jovem (36m)	$\gamma_{\text{nat}} = 20,4 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,60$ $w = 47,3\%$ $IP = 20,0\%$	$C_c = 0,21$ $C_r = 0,06$ $C_c/(1+e_0) = 0,13$ $\sigma'_{\text{vm}} = 370 \text{ kPa}$	$c' = 37,3 \text{ kPa}$ $\phi' = 26,2^\circ$
Gnaiss Santo André (VIII)	Argila 43% Silte 17%	$\gamma_{\text{nat}} = 16,3 \text{ kN/m}^3$ $e = 1,20$		$c' = 39 \text{ kPa}$ $\phi' = 30^\circ$

Identificação	Caracterização	Índices Físicos	Compressibilidade	Resistência
Lima (2009)	Areia 40%	w = 52% IP = 22%		
Gnaisse Osasco (IX) Lima (2009)	Argila 44% Silte 14% Areia 42%	$\gamma_{\text{nat}} = 18,3\text{kN/m}^3$ e = 0,83 w = 55% IP = 23%		c' = 23 kPa $\phi' = 34,4^\circ$
Gnaisse Jandira (X) Futai (2010)	Argila 15% Silte 53% Areia 32%	$\gamma_{\text{nat}} = 15\text{kN/m}^3$ e = 1,18 w = 68% IP = 26%		c' = 14 a 34 kPa $\phi' = 29^\circ$
Gnaisse Av. Santo Amaro (XI) EPT (2010)		$\gamma_{\text{nat}} = 18,6\text{kN/m}^3$ e = 0,81		c' = 164 kPa $\phi' = 23,9^\circ$
Gnaisse granítico Interior de SP Pinto et al. (1993)	Argila 5 a 30% Silte 25 a 50% Areia 20 a 70%	$\gamma_{\text{nat}} = 16,1\text{kN/m}^3$ e = 1,05 w = 47,5% IP = 21,64%	$C_c = 0,46$ $C_r = 0,03$ $\sigma'_{\text{vm}} = 218 \text{ kPa}$	c' = 0 a 50 kPa $\phi' = 27,6^\circ$ a $31,2^\circ$
Granito Mandaqui (XII) Vargas (1951)	Argila 40% Silte 38% Areia 22%	$\gamma_{\text{nat}} = 16,7\text{kN/m}^3$ e = 1,10 w = 68% IP = 26%	$C_c = 0,39$ $C_r = 0,02$ $C_c/(1+e_0) = 0,19$ $\sigma'_{\text{vm}} = 130 \text{ kPa}$	c' = 34 kPa $\phi' = 29,3^\circ$
Granito Vila Albertina (XIII) Godóis (2011)	Argila 45% Silte 20% Areia 34%	$\gamma_{\text{nat}} = 18,9\text{kN/m}^3$ e = 0,81 w = 63% IP = 40,6%	$C_c = 0,27$ $C_r = 0,07$ $C_c/(1+e_0) = 0,15$ $\sigma'_{\text{vm}} = 130 \text{ kPa}$	c' = 16,5 kPa $\phi' = 30,1^\circ$ $\phi_r' = 29,7^\circ$
Granito Interior de SP Pinto et al. (1993)	Argila 10 a 55% Silte 20 a 30% Areia 25 a 60%	$\gamma_{\text{nat}} = 15,5\text{kN/m}^3$ e = 1,18 w = 54,2% IP = 20,2%	$C_c = 0,34$ $C_r = 0,05$ $C_c/(1+e_0) = 0,17$ $\sigma'_{\text{vm}} = 170 \text{ kPa}$	c' = 11,3 a 15,9 kPa $\phi' = 30,1^\circ$ $\phi_r' = 29,7^\circ$
Filito Tremembé (XIV) Pellogia (1997)	silte areno argiloso	$\gamma_{\text{nat}} = 17,4\text{kN/m}^3$ e = 0,78 w = 48% IP = 16%		c' = 15 a 44 kPa $\phi' = 29^\circ$ a $30^\circ$
Filito Interior de SP	Argila 15% a 77%	$\gamma_{\text{nat}} = 18,7\text{kN/m}^3$ e = 0,94	$C_c = 0,20$ $C_r = 0,02$	c' = 5 a 60 kPa $\phi' = 24^\circ$ a $32^\circ$

Identificação	Caracterização	Índices Físicos	Compressibilidade	Resistência
Pinto et al. (1993)	Silte 15% a 73% Areia 8 a 12%	w = 68,9% IP = 34,4%	$C_c/(1+e_0) = 0,12$ $\sigma'_{vm} = 850 \text{ kPa}$	

Fonte: Adaptado de Futai, Cecílio Jr. e Abramento (2012).

Tabela 4.3 - Parâmetros de resistência obtidos na região onde a pilha será executada.

Material	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)
Solo	18	20	40	28
Laterita	19	21	20	23
Canga e rolado	30	-	50	30
Xisto e filito A4	18	20	30	25
Xisto e filito A4/A3	18	20	50	26
Xisto e filito A3	19	21	100	33
Xisto e filito A2	21	23	300	40

Fonte: De Souza (2000).

Tabela 4.4 - Parâmetros adotados pelas projetistas em suas análises de estabilidade.

Projetista 1				
Material	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	$\phi'$ (°)	Su/ $\sigma'_v$
Rejeitos	20,5	0	32	
Colúvio	17			0,34
Sol. Residual	17	32	20	
Aluvião	17	31	29	
Saprólito	17	50	30	
Minério	20,5	0	35	
Projetista 2				
Material	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	$\phi'$ (°)	Su/ $\sigma'_v$
Aterro	20	20	25	
Rejeito	20,4	21	30	
Aluvião	20	0	15	
Sol. Residual	17,3	14	27,5	
Saprólito	19,2	24	32	

Fonte: O Autor.

Buscou-se também correlacionar os valores de NSPT com os ângulos de atrito dos materiais, seguindo metodologias propostas na literatura conforme equações presentes na Tabela 4.5. Os valores obtidos por cada abordagem para os diferentes tipos de solo encontram-se da Tabela 4.6 à Tabela 4.11.

Tabela 4.5 - Cálculo de  $\varphi'$  em função do NSPT segundo diferentes autores.

<b>Autor</b>	<b>Cálculo de <math>\varphi'</math></b>
Hatanaka e Uchida (1996)	$\varphi' = 20 + \sqrt{15,4 \cdot N_{spt}}$
Godoy (1983)	$\varphi' = 28 + 0,4 \cdot N_{spt}$
Teixeira (1996)	$\varphi' = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$
Schnaid (2009)	$\varphi' = 18 \cdot N_{spt}^{0,234}$
Wolff (1989)	$\varphi' = 27,1 + 0,3 \cdot N_{spt} - (0,00054 \cdot N_{spt})^2$
Muromachi (2000)	$\varphi' = 20 + 3,5 \cdot \sqrt{N_{spt}}$

Fonte: O Autor.

Tabela 4.6 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o solo a ser retirado.

<b>Solo a Ser Retirado - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (4,8)	28,6°	29,9°	24,7°	25,9°	28,5°	27,6°
Moda (4,0)	27,8°	29,6°	23,9°	24,9°	28,3°	27,0°
Mediana (5,0)	28,8°	30,0°	25,0°	26,2°	28,6°	27,8°
Mínimo (2,0)	25,5°	28,8°	21,3°	21,2°	27,7°	24,9°

Fonte: O Autor.

Tabela 4.7 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o solo residual de gnaiss.

<b>Solo Residual De Gnaiss - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (24,6)	39,5°	37,9°	37,2°	38,1°	34,2°	37,4°
Moda (29,0)	41,1°	39,6°	39,1°	39,6°	35,3°	38,8°
Mediana (25,5)	39,8°	38,2°	37,6°	38,4°	34,4°	37,7°
Mínimo (9,0)	31,8°	31,6°	28,4°	30,1°	29,8°	30,5°

Fonte: O Autor.

Tabela 4.8 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o saprólito de gnaiss.

<b>Saprólito De Gnaiss - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (46,2)	46,7°	46,5°	45,4°	44,1°	41,0°	43,8°
Moda (50,0)	47,7°	48,0°	46,6°	45,0°	42,1°	44,7°
Mediana (50,0)	47,7°	48,0°	46,6°	45,0°	42,1°	44,7°
Mínimo (31,0)	41,8°	40,4°	39,9°	40,2°	36,4°	39,5°

Fonte: O Autor.

Tabela 4.9 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o SRM/Lat./Colúvio.

<b>SRM/Laterítico/Colúvio - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (14,6)	35,0°	33,8°	32,1°	33,7°	31,5°	33,4°
Moda (15,0)	35,2°	34,0°	32,3°	33,9°	31,6°	33,6°
Mediana (14,0)	34,7°	33,6°	31,7°	33,4°	31,3°	33,1°
Mínimo (6,0)	29,6°	30,4°	26,0°	27,4°	28,9°	28,6°

Fonte: O Autor.

Tabela 4.10 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o SRJ de Filito.

<b>Solo Residual Jovem De Filito - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (20,8)	37,9°	36,3°	35,4°	36,6°	33,3°	36,0°
Moda (14,0)	34,7°	33,6°	31,7°	33,4°	31,3°	33,1°
Mediana (20,0)	37,5°	36,0°	35,0°	36,3°	33,1°	35,7°
Mínimo (8,0)	31,1°	31,2°	27,6°	29,3°	29,5°	29,9°

Fonte: O Autor.

Tabela 4.11 - Ângulo de atrito efetivo em função de NSPT para o saprólito de filito.

<b>Saprólito De Filito - Ângulo de atrito (<math>\phi'</math>) em função de NSPT,70</b>						
<b>Parâmetros estatísticos (SPT)</b>	<b>Hatanaka e Uchida (1996)</b>	<b>Godoy (1983)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Schnaid (2009)</b>	<b>Wolff (1989)</b>	<b>Muromachi (2000)</b>
Média (43,2)	45,8°	45,3°	44,4°	43,5°	40,1°	43,0°
Moda (50,0)	47,7°	48,0°	46,6°	45,0°	42,1°	44,7°
Mediana (46,0)	46,6°	46,4°	45,3°	44,1°	40,9°	43,7°
Mínimo (19,0)	37,1°	35,6°	34,5°	35,9°	32,8°	35,3°

Fonte: O Autor.

Os valores obtidos por estas correlações, sobretudo verificando as médias, modas e medianas de ocorrência dos NSPTs, foram considerados superdimensionados para a análise de estabilidade, principalmente se comparados com literaturas que tratam de materiais semelhantes, como as anteriormente citadas. Assim, adotou-se o valor de ângulo de atrito mínimo obtido da Tabela 4.6 à Tabela 4.11 para cada material, julgando-os satisfatórios se comparados com os poucos ensaios executados e resumidos na Tabela 4.1.

Os valores de coesão foram estimados com base nas pesquisas desenvolvidas em solos de mesma origem litológica (Tabela 4.2, Tabela 4.3e Tabela 4.4). Na Tabela 4.12 apresenta-se os parâmetros de resistência adotados para os materiais da fundação.

Tabela 4.12 - Parâmetros da fundação adotados na análise de estabilidade.

<b>Material</b>	<b>Coesão (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>\gamma_n</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_{sat}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Solo a ser retirado	15	21,2	15,6	17,0
SRM/Latossolo/Colúvio	20	26,0	16,0	18,0
Solo residual Jovem de Filito	30	27,6	16,5	18,5
Saprólito de Filito	40	32,8	17,0	19,0
Solo Residual de Gnaisse	20	28,4	18,0	20,0
Saprólito de Gnaisse	28	36,4	18,5	20,5

Fonte: O Autor.

Quanto à abordagem probabilística, é necessário número de ensaios suficientes para estabelecer a distribuição estatística de ocorrência de cada material, representando a variabilidade natural dos parâmetros. Entretanto, como destacado, há poucos – e em alguns casos, nenhum – dados sobre os materiais descritos. Diante disto, não se considera plausível a aplicação de uma análise probabilística com variação dos parâmetros da fundação.

Para o rejeito, no entanto, devido ao número maior de ensaios, há a possibilidade de se estimar a distribuição estatística do ângulo de atrito no cálculo da probabilidade de falha. A metodologia para isto será abordada no item 4.3.2.

#### 4.3.2. REJEITO FILTRADO

Para caracterização geotécnica do rejeito de minério de ferro avaliado, Oliveira (2021) coletou aproximadamente 300 kg do material na saída da filtragem, de forma que este representasse de maneira mais fiel a condição de disposição em campo. Foram executados uma gama de ensaios, conforme descrito por Carneiro (2021), Oliveira (2021) e Venturin (2022), realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) e Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Desta forma, seguiu-se as recomendações das normas brasileiras e internacionais.

#### 4.3.2.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Inicialmente, prepararam-se as amostras de rejeito para a realização dos ensaios em conformidade com a NBR 6457 (ABNT, 2016a). Em seguida, procedeu-se com os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016e) e ISO/TS 17892-4 (CEN, 2004), limites de Atterberg, segundo a NBR 6459 (ABNT, 2016c) e NBR 7180 (ABNT, 2016d) e peso específico dos grãos, a partir do especificado na NBR 6458 (ABNT, 2016b) e ISO/TS 17892-3 (CEN, 2004).

A granulometria reportada por Carneiro (2021) apresenta-se resumidamente na Figura 4.11 e evidencia que o rejeito é composto predominantemente por finos, com 80 a 90% passando na malha #200 (0,075 mm), sendo classificado como um silte arenoso. Destaca-se que as distribuições granulométricas resultantes dos ensaios no LMS e no LabGeo se mostraram próximas, validando os resultados obtidos em conjunto em ambas as instituições. Os ensaios de limite de plasticidade e limite de liquidez indicaram que os rejeitos estudados não são plásticos.

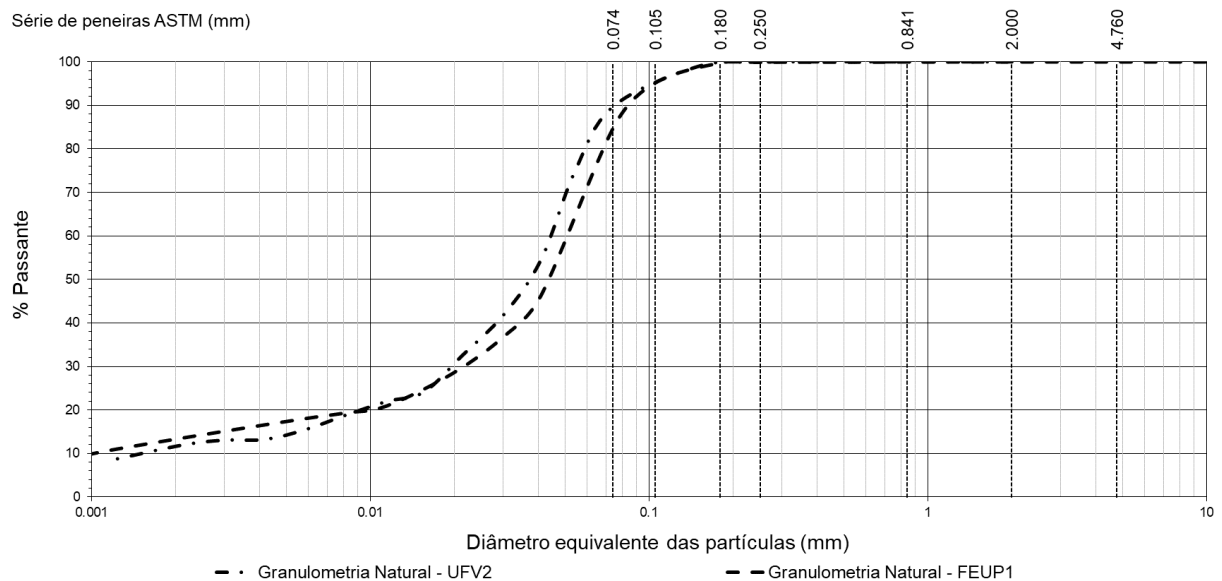


Figura 4.11 - Curvas granulométricas do rejeito. Fonte: O Autor.

A massa específica dos grãos obtida foi de 3,218 g/cm<sup>3</sup> para amostras ensaiadas no LMS e 3,184 g/cm<sup>3</sup> para aquelas testadas no LabGeo. Os valores se mostraram próximos, com uma média de 3,201 g/cm<sup>3</sup>. A Tabela 4.13 resume os resultados da caracterização física das amostras do rejeito estudado.

Tabela 4.13 - Caracterização física do rejeito.

Amostra	Argila < 0,002 mm	Silte 0,002 - 0,06 mm	Areia			LL (%)	LP (%)	$\delta_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
			Fina	Média	Grossa			
			0,06 - 0,2 mm	0,2 - 0,6 mm	0,6 - 2,0 mm			
LabGeo –FEUP	13,3	57,7	28,8	0,1	0,0	NP	NP	3,184
LMS – UFV	12,0	67,5	19,9	0,6	0,0	NP	NP	3,218

Fonte: Adaptado de Carneiro (2021)

#### 4.3.2.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação Proctor realizados no LabGeo foram conduzidos segundo a especificação LNEC E 197 (LNEC, 1966). Para tanto utilizou-se um pilão de 4,54kg, em cinco camadas com vinte e cinco golpes uniformemente distribuídos na amostra disposta em um molde com 102,4 mm de diâmetro e 116,3 mm de altura.

Já os ensaios realizados no LMS adotaram as especificações apresentadas na norma NBR 7182 (ABNT, 2016f). Utilizou-se a energia Proctor Normal, correspondente à moldagem do corpo de prova em três camadas sucessivas em recipiente cilíndrico com aproximadamente 1.000 cm<sup>3</sup> sob a ação de 26 golpes de um soquete de 2,5 kg, caindo de 30,5 cm de altura por camada.

Na Figura 4.12 são apresentados os resultados dos ensaios de compactação realizados nos laboratórios das diferentes instituições. Em ambas as amostras, observou-se umidade ótima igual a 11,8%. Já o peso específico aparente seco máximo foi aproximadamente 20,7 kN/m<sup>3</sup> para amostras ensaiadas no LabGeo-FEUP e 21,05 kN/m<sup>3</sup> para aquelas testadas no LMS-UFV. Esta diferença foi atribuída à variabilidade das amostras e à variação na energia de compactação devido às diferentes metodologias aplicadas em cada ensaio.

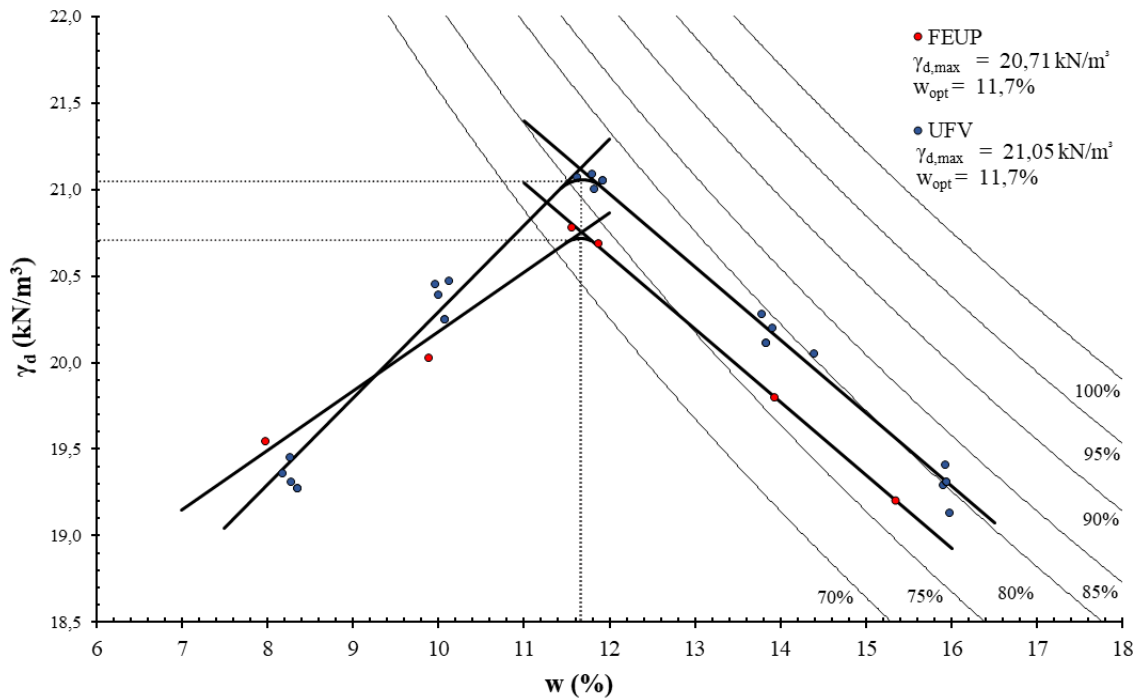


Figura 4.12 – Curvas de compactação das amostras ensaiadas no LMS-UFV e LabGeo-FEUP. (Fonte: Carneiro, 2021).

#### 4.3.2.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Para realização dos ensaios triaxiais fez-se uso da norma americana ASTM D7181:2011 (ASTM, 2011b) e das recomendações de Head (1998). Foram realizados ensaios consolidados isotropicamente na condição saturada e rompidos de forma drenada (CIDsat) e não drenada (CIUsat). Os corpos de prova foram ensaiados sob as tensões confinantes de 100, 200, 400, 800, 1600 e 1900 kPa, para diferentes graus de compactação, conforme resumido na Tabela 4.14.

A saturação dos ensaios foi aferida por meio do parâmetro  $B$  proposto por Skempton (1954), definido como a razão entre a variação da poropressão na condição não drenada pela variação da tensão confinante imposta, conforme equação 4-1.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4-1)$$

Em ambas as instituições (UFV e FEUP), durante a fase de saturação (percolação e contrapressão), procedeu-se à aplicação de acréscimo de tensão confinante no corpo de prova e aferiu-se o incremento de poropressão gerado. Embora seja regulamentado pela ASTM

D7181:2011 (ASTM, 2011b) um valor mínimo de B igual a 0,95, em ambos os laboratórios se utilizou como boa prática o requisito de 0,98 para garantir que os corpos de prova estivessem o mais próximo possível da saturação.

Tabela 4.14 - Ensaios triaxiais executados.

<b>Grau de Compactação</b>	<b>Tensão Confinante (kPa)</b>	<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Laboratório</b>
93%	100	CID / CIU	LMS
	200	CID / CIU	LMS
	400	CID / CIU	LMS
	800	CID / CIU	LabGeo
	1600	CID / CIU	LabGeo
	1900	CID / CIU	LabGeo
95%	100	CID / CIU	LMS
	200	CID / CIU	LMS
	400	CID / CIU	LMS
	800	CID / CIU	LabGeo
	1600	CID / CIU	LabGeo
	1900	CID	LabGeo
97%	100	CID / CIU	LMS
	200	CID / CIU	LMS
	400	CID / CIU	LMS
	800	CID / CIU	LabGeo
	1600	CID / CIU	LabGeo
	1900	CID	LabGeo
100%	100	CID / CIU	LMS
	200	CID / CIU	LMS
	400	CID / CIU	LMS
	800	CID / CIU	LabGeo
	1600	CID / CIU	LabGeo
	1900	CIU	LabGeo

Fonte: Oliveira (2021).

As trajetórias de tensões destes ensaios foram analisadas no espaço (p',q) de acordo com a metodologia descrita por Head (1998) seguindo-se a representação dos dados conforme desenvolvido na Universidade de Cambridge. Este método usa a média das três tensões efetivas principais ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ ) plotadas em função da tensão desviadora. Assim define-se o parâmetro p' como:

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \quad (4-2)$$

Como no ensaio triaxial duas das tensões principais efetivas são tensões horizontais, tem-se que  $\sigma_2 = \sigma_3$  e, portanto,

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} \quad (4-3)$$

Designa-se por  $q$  o parâmetro que representa a tensão desviadora, ou seja,

$$q = \sigma_1' - \sigma_3' \quad (4-4)$$

As envoltórias de ruptura para resistências de pico foram analisadas para cada grau de compactação e encontram-se no item 5.1. A análise do comportamento dos rejeitos no estado crítico foi realizada por Carneiro (2021). Para esta avaliação não se toma o pico de tensões (evidenciado apenas nos ensaios a baixas tensões confinantes), mas sim o ponto de deformações máximas. No laboratório da UFV (LMS) este ponto corresponde a 20% de deformação axial, enquanto no LabGeo chega-se próximo de 30%. Ambos os critérios também estão acima do preconizado pela ASTM D7181/2011 (ASTM, 2011b) e ASTM D4767/2011 (ASTM, 2011a), que recomendam que o ensaio seja realizado até a deformação de 15%.

A Figura 4.13 mostra a linha de estado crítico (LEC) obtida por Carneiro (2021) em seu estudo sobre o rejeito constituinte do empilhamento em questão. Em todos os graus de compactação os ensaios convergiram para a mesma LEC. A partir dela tem-se que, nessa condição, o rejeito apresenta ângulo de atrito ( $\phi'_{cv}$ ) igual a  $34,2^\circ$  e coesão ( $c$ ) de 0 kPa.

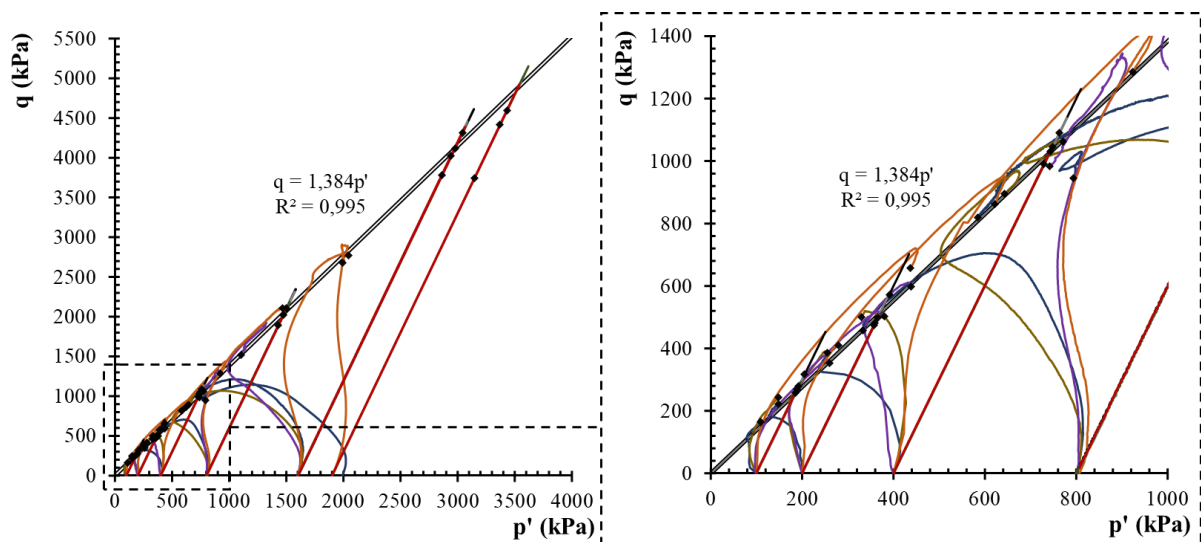


Figura 4.13 - Linha de estado crítico no espaço  $p'$  x  $q$ . Fonte: Carneiro (2021).

Três amostras de ensaios CIU apresentaram um comportamento frágil contrátil, sendo elas referentes ao GC de 93% nas tensões de 800 kPa, 1600 kPa e 1900 kPa. Estas foram usadas para calcular as resistências não drenadas de pico e residual, com os resultados apresentados na Tabela 4.15. Para as análises de estabilidade, adotou-se os menores valores de razão de resistência, uma vez que representam o comportamento da pilha sujeita às máximas tensões consideradas. Logo, adotou-se 0,29 para razão de resistência de pico e 0,24 para a residual.

Tabela 4.15 - Parâmetros de resistência não drenados.

Amostra	Pico		Residual	
	$s_{u,p}$	$s_{u,p}/p_0'$	$s_{u,r}$	$s_{u,r}/p_0'$
Trx_93_CIU_800kPa	352,63	0,44	228,53	0,29
Trx_93_CIU_1600kPa	607,33	0,38	409,80	0,26
Trx_93_CIU_1900kPa	572,58	0,29	472,44	0,24

Fonte: Adaptado de Carneiro (2021).

Com o peso específico médio dos sólidos determinado de  $3,201 \text{ g/cm}^3$  ( $31,40 \text{ kN/m}^3$ ) e em posse das curvas de compactação obtidas (Figura 4.12), calculou-se o peso específico natural e saturado utilizado nas análises de estabilidade para cada GC, conforme as equações abaixo:

$$\gamma_n = \gamma_d \cdot (1 + w) \quad (4-5)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (4-6)$$

$$w_{sat} = \frac{\gamma_w \cdot e}{\gamma_s} \quad (4-7)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s \cdot (1 + w_{sat})}{1 + e} \quad (4-8)$$

A Tabela 4.16 resume os parâmetros de entrada obtidos para inserção no software.

Tabela 4.16 - Peso específico do rejeito para cada grau de compactação.

GC	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w	e	w <sub>sat</sub>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
93%	19,58	15,5%	0,604	18,9%	22,61	23,27
95%	20,00	14,5%	0,570	17,8%	22,90	23,56
97%	20,42	13,5%	0,538	16,8%	23,18	23,85
100%	21,05	11,8%	0,492	15,4%	23,53	24,28

Fonte: O Autor.

Para as análises probabilísticas, como não há variabilidade do ângulo de atrito residual no comportamento dos rejeitos em estado crítico, fez-se também uma análise da distribuição dos parâmetros de pico para cada ensaio realizado. Os valores obtidos de ângulo de atrito de pico para cada tipo de ensaio (CID ou CIU) e para os diferentes graus de compactação serão apresentados na seção de resultados (item 5.3), bem como o desvio padrão obtido.

A variabilidade do peso específico foi calculada pela variância padrão universal descrita por Assis et al. (2012) para estimar o desvio-padrão. A Tabela 4.17 mostra os coeficientes de variação sugeridos pelos autores. Esta estimativa foi utilizada para simular as condições reais de campo em que, apesar do controle tecnológico, é impossível se garantir a homogeneidade das condições de compactação. Vale ressaltar ainda as possíveis mudanças das características físico-químicas que podem ocorrer no rejeito devido ao avanço da frente de lavra.

Tabela 4.17 - Covariância padrão para os principais parâmetros geotécnicos.

<b>Parâmetro</b>	<b>Coefficiente de Variação (%)</b>
Ângulo de atrito efetivo	10
Coesão efetiva	40
Peso Específico	03

Fonte: Assis et al. (2012).

O desvio padrão foi calculado considerando a fórmula do coeficiente de variação, dada por:

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \therefore S = CV \cdot \bar{X} \quad (4.5)$$

Em que CV é o coeficiente de variação em percentual, S é o desvio padrão amostral e  $\bar{X}$  é a média aritmética, adotada como a média dos valores de  $\gamma_n$  presentes na Tabela 4.16. Assim, utilizando-se 3% de variação para o peso específico natural médio de 23,06 kN/m<sup>3</sup> tem-se um desvio padrão calculado de 0,69.

#### 4.3.3. ANÁLISES PSEUDOESTÁTICAS

Para o desenvolvimento das análises pseudoestáticas considerou-se a incidência de aceleração sísmica decorrente de eventos comuns à região na qual a estrutura se encontra. Foram sintetizadas informações referentes à aceleração sísmica e tempo de recorrência de alguns trabalhos e normas nacionais e internacionais para nortear os parâmetros inseridos nas análises.

Como não existe no Brasil uma norma que regulamente o desempenho de pilhas de rejeitos filtrados, utilizou-se como base a NBR 13028/2017 (ABNT, 2017a), que recomenda a utilização do critério sugerido pela Canadian Dam Association (CDA, 2007), indicando a adoção da aceleração da gravidade resultante do Sismo Máximo Provável (MCE – *Maximum Credible Earthquake*) para análises pseudoestáticas.

Ressalta-se que as normas supracitadas apresentam regulamentações acerca de barragens de rejeito. A disposição do mesmo em pilhas não envolve o represamento de água e consiste numa solução com menor risco para a população e para o ambiente. O período de retorno foi obtido de acordo com a Tabela 4.18, considerando a estrutura como uma “barragem de alto risco” devido à análise do local onde será implantada. Para esta classificação, recomenda-se a adoção de um período de retorno de 2475 anos para um evento sísmico na região, conforme Tabela 4.19.

Tabela 4.18 - Classificação da Barragem em termos dos impactos causados.

Classe da Barragem	População em Risco	Perdas		
		Perdas de Vida	Valores Ambientais e Culturais	Infraestrutura e economia
Baixa	-	0	Mínimo a curto prazo. Nenhuma perda a longo prazo.	Baixa perda econômica; área contém infraestrutura e serviços limitados.
Significante	Apenas temporário	Não especificado	Sem perdas significativas ou deterioração do habitat de peixes ou da vida selvagem.	Perdas de instalações recreativas, locais de trabalho sazonais e estradas pouco utilizadas.
Alta	Permanente	10 ou menos	Perdas significativas ou deterioração de habitats de peixes ou de vida selvagem importante.	Perdas econômicas altas, afetando infraestruturas, transportes públicos e estabelecimentos comerciais.
Muito alta	Permanente	100 ou menos	Perdas significativas ou deterioração de habitat de peixes ou de vida selvagem crítica.	Perdas econômicas muito altas, afetando importantes infraestruturas ou serviços.
Extrema	Permanente	Mais de 100	Grandes perdas de habitat de peixes ou de vida selvagem crítica.	Perdas econômicas extremas, afetando infraestruturas críticas ou serviços.

Fonte: CDA (2007).

Tabela 4.19 - Risco de inundações e terremotos e seus períodos de retorno.

Classificação da Barragem	Probabilidade Anual de Excedência –
	Terremotos
Baixa	1/100
Significante	Entre 1/100 e 1/1000
Alta	1/2475
Muito alta	1/2 Entre 1/2475 e 1/10000
Extrema	1/10000

Fonte: Dam Safety Guidelines (2013).

Tomou-se inicialmente como referência o Mapa de Ameaça Sísmica Brasileiro apresentado por Assumpção et al. (2016) (Figura 4.14) por ser o mais atual para o território nacional e mostrar a distribuição das acelerações de pico em rocha com probabilidade de excedência de 2% durante 50 anos, correspondendo a um período de recorrência de 2475 anos.

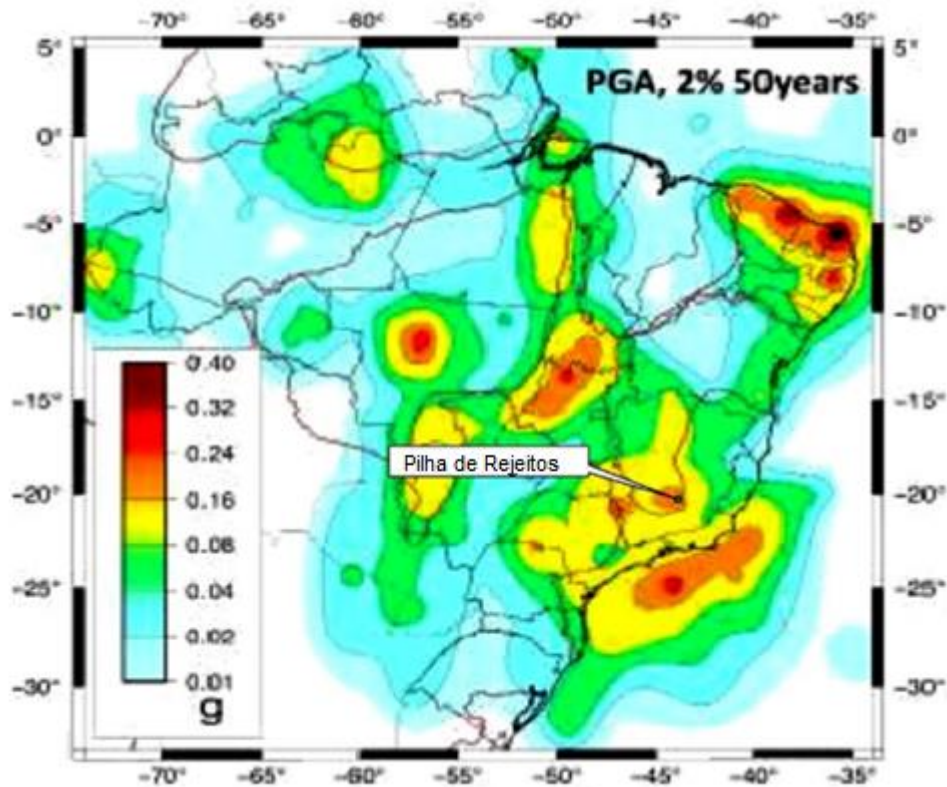


Figura 4.14 - Mapa de Ameaça Sísmica Brasileiro. (Fonte: adaptado de Assumpção et al., 2016).

A região do empreendimento encontra-se em faixas de acelerações que vão de 0,16g a 0,24g, para 2.475 anos. Como o estudo Assumpção et al. (2016) tem escala continental, pode-se dizer que a faixa de valores supracitada superdimensiona a aceleração máxima de pico para um projeto regional, como é o caso deste estudo. Isto é evidenciado por outras pesquisas, como a de Almeida et al. (2018), que executou uma análise de probabilidade de ameaça sísmica para a região Sudeste, em específico para o projeto da Usina Nuclear de Angra III, e obteve a aceleração horizontal correspondente a 0,025g para 2500 anos e 0,007g para 500 anos de período de retorno. Assim, pode-se considerar excessiva a aceleração encontrada no mapa de ameaça sísmica proposto por Assumpção et al. (2016).

Também como referência, analisou-se a sugestão da *United States Nuclear Regulatory Commission* (USNRC, 1997), que propõe o valor de 0,10g como aceleração horizontal de pico para um período de retorno de 2.475 anos. Considerou-se este valor como mais realista, não sendo tão superestimado quanto o proposto por Assumpção et al. (2016) e ainda assim consideravelmente a favor da segurança, se comparado com os estudos de Almeida et al. (2018).

Ainda são poucos os dados disponíveis sobre movimentos verticais do terreno, de modo que, na prática, os métodos de projeto se baseiam numa aceleração vertical de pico assumida como 2/3 da aceleração horizontal (Werner, 1976). Com isso, nas avaliações apresentadas neste trabalho foram utilizadas acelerações de 0,10g para movimentos horizontais e 0,07g para verticais.

#### 4.4. CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

A análise de estabilidade da pilha de rejeitos foi realizada para diferentes cenários através do método de Morgenstern-Price (vide item 3.4.1), visando simular as condições de carregamento que podem acontecer com a estrutura *in situ* ao longo de sua vida útil. As solicitações previstas foram as seguintes:

- **Condições normais:** Análise visando simular a situação corrente a longo prazo após a construção da estrutura. Realizada em termos de parâmetros efetivos de pico e residuais em estado crítico para o rejeito. Como será abordado no item 5, estes valores, principalmente para o GC de 93%, são bem próximos, sendo assim esta abordagem será utilizada apenas para este tipo de condição e, para as demais, a análise será feita apenas para parâmetros de pico, principalmente para condizer também com as análises probabilísticas. Foi utilizada a malha de poropressões obtida por Venturin (2022) em suas análises de percolação na mesma estrutura analisada neste estudo.
- **Colmatação do sistema de drenagem:** A colmatação dos drenos foi simulada por Venturin (2022) mediante diminuição da permeabilidade do sistema de drenagem em 10 vezes, seguindo as recomendações de Reddi (2000). As poropressões resultantes no maciço para esta condição foram importadas para o Slide3 a fim de avaliar a estabilidade. Utilizou-se os parâmetros de resistência de pico para o rejeito.
- **Análise pseudoestática não drenada:** Por meio das acelerações de pico verticais e horizontais descritas em 4.3.3, avaliou-se a estabilidade da estrutura para uma solicitação sísmica não drenada. A razão de resistência não drenada residual para o rejeito, conforme descrito em 4.3.2.3, foi aplicada a todo material submetido a tensões confinantes maiores que 800 kPa (obtido da análise de tensão-deformação executada por Oliveira (2021)), isto porque, como evidenciado por Carneiro (2021), a partir desta tensão, mesmo amostras compactadas a 100% do GC apresentam comportamentos

levemente contráteis. Espera-se também que sob maiores tensões, a redução de índice de vazios para umidade constante cause saturação do material, sobretudo para rejeitos compactados ao longo do ramo úmido da curva de compactação. Para o rejeito filtrado em tensões menores que 800 kPa foi utilizado parâmetros de resistência drenados de pico.

- **Saturação superficial do maciço:** Utilizando-se as poropressões obtidas por Venturin (2022) para simulação da infiltração na pilha após um período chuvoso, buscou-se avaliar a estabilidade da estrutura nesta condição de saturação parcial e momentânea. Utilizou-se parâmetros de resistência drenados de pico. A Figura 4.15 mostra o exemplo da configuração de carga hidráulica utilizada como entrada para análise da estabilidade.

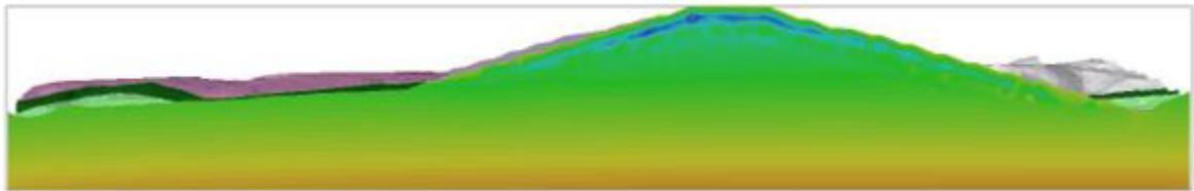


Figura 4.15 - Carga hidráulica na pilha simulando a infiltração após um período chuvoso. Fonte: Venturin, 2022.

- **Saturação de uma camada homogênea da pilha com comportamento não drenado:** De acordo com os ensaios realizados no aterro experimental disponibilizados pela empresa (Figura 4.16), Carneiro (2021) salientou que apesar dos valores médios de umidade e peso específico aparente seco de campo apresentarem-se próximos aos obtidos em laboratório, é possível notar variabilidade das características de compactação e do material, evidenciadas principalmente pelos altos GC obtidos em umidades próximas à ótima – indicando compactação com energia superior à Proctor Normal – e pelos maiores pesos específicos obtidos para maiores umidades, inclusive com saturação superior a 100% – indicando material diferente do ensaiado em laboratório. Devido a estas características e ao fato de 82% das amostras apresentarem compactação ao longo do ramo úmido da curva, simulou-se uma condição crítica de saturação próximo à camada de base causada pelo alteamento da pilha. Utilizou-se parâmetros não drenados para esta camada saturada e parâmetros de resistência drenados de pico para o restante. A Figura 4.17 mostra a configuração do modelo analisado.

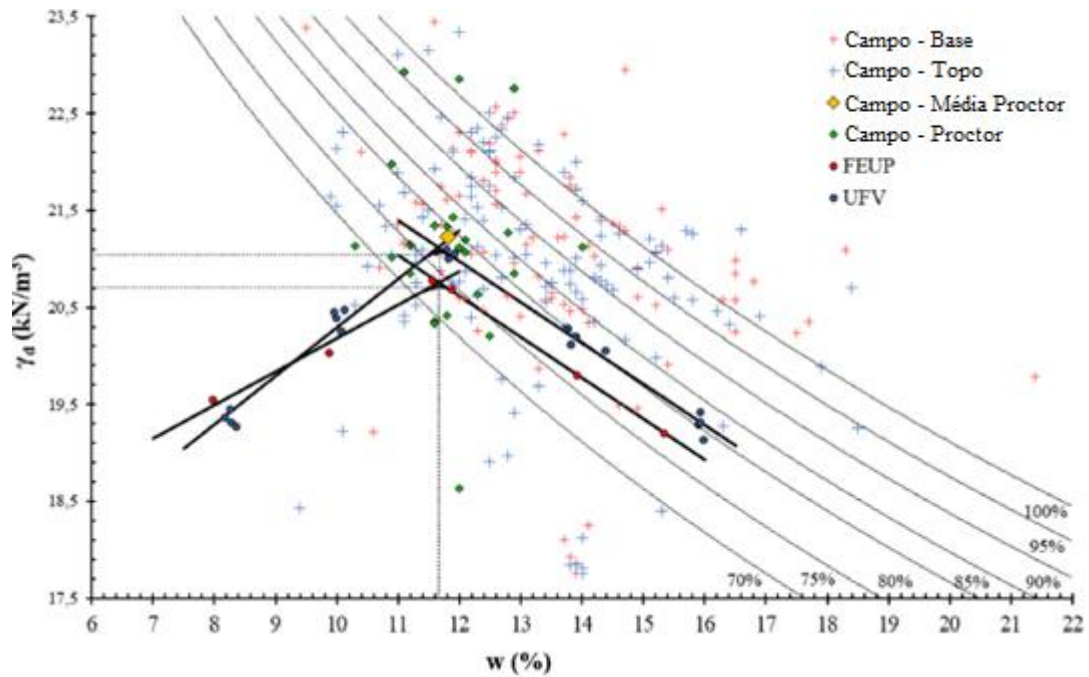


Figura 4.16 - Curvas de compactação obtidas na UFV e FEUP e ensaios de campo. Fonte: Adaptado de Carneiro (2021).

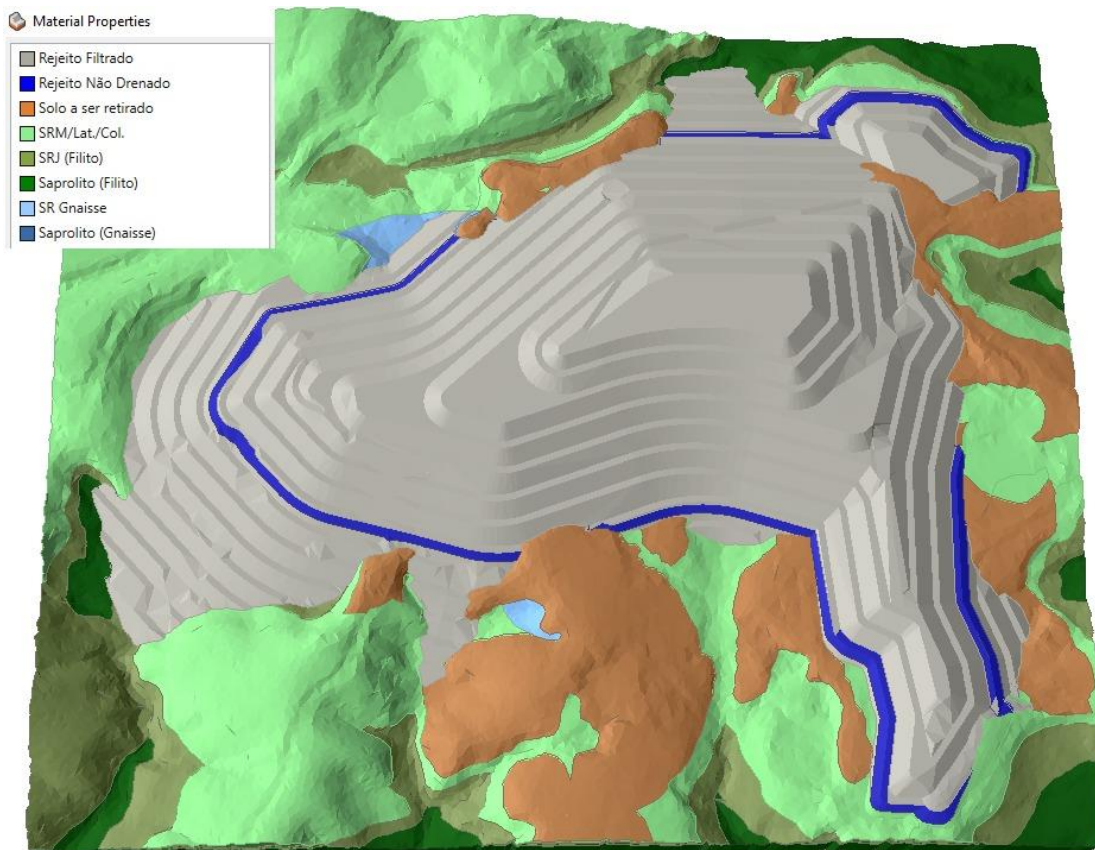


Figura 4.17 – Modelo do empilhamento simulando saturação da camada próximo à base. Fonte: o Autor.

- **Análises probabilísticas:** A determinação da probabilidade de falha do empilhamento para as solicitações supracitadas foi avaliada utilizando-se os dados de variação do

peso específico, ângulo de atrito e razão de resistência não drenada. A variabilidade do peso específico foi calculada pela variância padrão universal descrita por Assis et al. (2012), conforme descrito em 4.3.2.3. O valor médio do ângulo de atrito de pico e o desvio padrão obtido serão explicitados no item 5.3. A razão de resistência não drenada foi simulada com variação desde seu valor residual (0,24) até o de pico (0,29). Não foi considerado o ângulo de atrito residual para o rejeito, visto que, como para o estado crítico o material sempre tende ao mesmo comportamento definido pela Linha de Estado Crítico, não há variabilidade a ser considerada. Foi realizada uma análise para cada tipo de condição de carregamento, visando simular a variabilidade em campo das condições de compactação e do material.

- **Comparação com análises 2D:** Também foram realizadas as mesmas análises probabilísticas supracitadas de maneira bidimensional para a seção crítica onde calcula-se a possível ruptura, visando comparar os resultados entre as duas abordagens e as possíveis causas e implicações destas diferenças.

#### 4.5. FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS ESTABELECIDOS

Não existe no Brasil uma norma que regulamente a avaliação de desempenho de empilhamentos de rejeitos desaguados quanto à estabilidade. Tomando-se como parâmetro a NBR 13028 (ABNT, 2017a) e outras normas internacionais que dispõem sobre barragens de rejeito de mineração, como por exemplo, as normas australianas (Australian National Committee on Large Dams - ANCOLD, 2012), canadenses (Canadian Dam Association – CDA, 2007, 2014) e chilenas (Supreme Decree (DS) nº 248/2007), chegou-se a valores considerados satisfatórios para garantir a segurança da estrutura do ponto de vista de prevenção de riscos à vidas humanas, patrimônios, danos ambientais e econômicos, conforme Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Fatores de Segurança mínimos exigidos para a pilha de rejeitos desaguados.

<b>Condição de Carregamento</b>	<b>FS Mínimo</b>
Condições normais	1,5
Colmatação dos drenos	1,5
Pseudoestática, não drenada	1,1
Saturação superficial do maciço	1,5
Saturação de uma camada homogênea da pilha com comportamento não drenado	1,3

Fonte: O Autor.

Para a condição normal e pseudoestática não drenada adotou-se o preconizado pela NBR 13028 (ABNT, 2017a). A saturação superficial do maciço após um evento chuvoso e a colmatação do sistema de drenagem não tendem a ser fatores com grandes implicações para camadas intermediárias da pilha. Para o primeiro caso, não se espera infiltrações profundas de água, o que condicionaria possíveis rupturas apenas a nível de bancada.

Para a segunda condição de carregamento, sabe-se que o sistema de drenagem será mais solicitado em eventos de chuva para redirecionar o escoamento vindo de outras porções do terreno e de possíveis nascentes na região ao exterior da estrutura. Sendo assim, para ambos os tipos de solicitação foi adotado o mesmo FS mínimo requerido pela condição normal, já que não se espera percolação e saturação do interior do maciço.

A saturação de uma camada homogênea da pilha com comportamento não drenado foi avaliada como “operação com rede de fluxo em condição extrema” na NBR 13028 (ABNT, 2017a). O comportamento não drenado avaliado também está de acordo com o preconizado pela ANCOLD (2012) e pela (CDA, 2014) quanto aos comportamentos de curto prazo.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo descreve os resultados e observações feitas a partir das considerações mencionadas na seção de Metodologia (Capítulo 4). Serão discutidas as interpretações dos ensaios triaxiais para parâmetros de pico, abordagens determinísticas e probabilísticas para avaliação da estabilidade sob diferentes condições de sollicitação do empilhamento de rejeitos filtrados, bem como a comparação dos resultados com a seção mais crítica analisada em 2D.

### 5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS

Analisou-se os ensaios triaxiais realizados no rejeito filtrado e reportados por Carneiro (2021) de forma a se obter a envoltória de ruptura para as tensões de pico dos graus de compactação avaliados conforme Tabela 4.14. Assim, para cada análise simulando um GC, foram utilizados os respectivos ângulos de atrito de pico mostrados na Figura 5.1 à Figura 5.4. Em azul encontram-se os ensaios triaxiais não drenados, em verde os drenados e os pontos em vermelho salientam os pontos de máxima tensão desviadora para cada tensão confinante aplicada durante o ensaio.

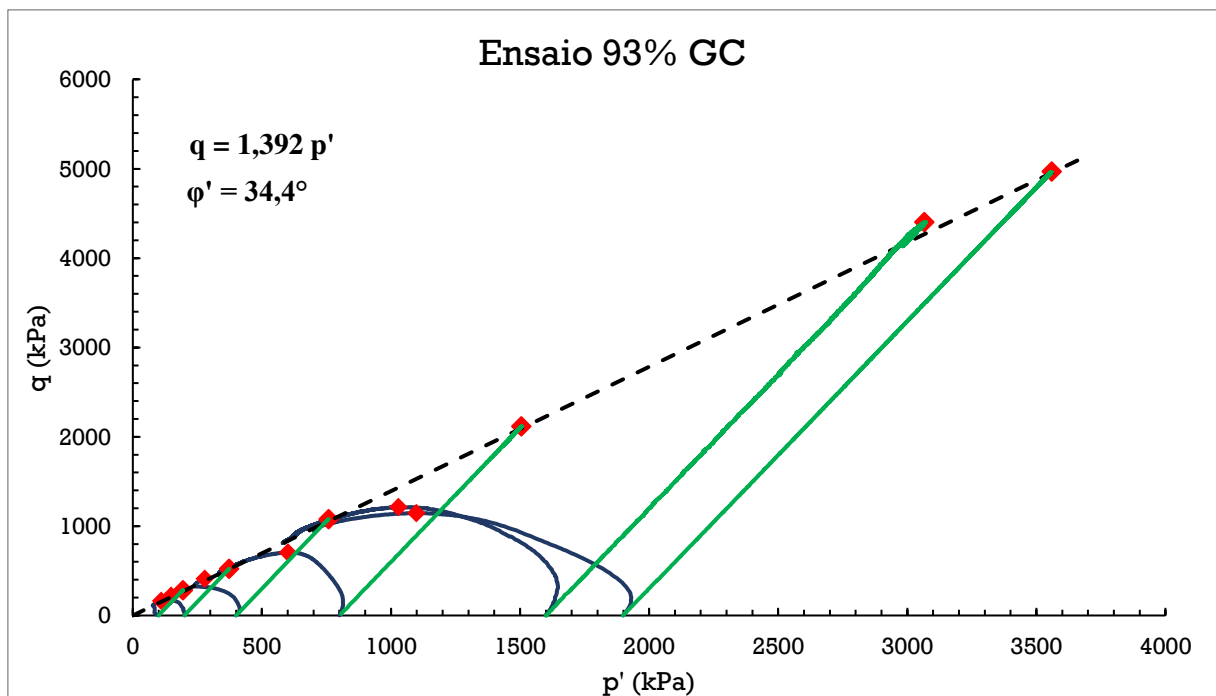


Figura 5.1 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 93% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor.

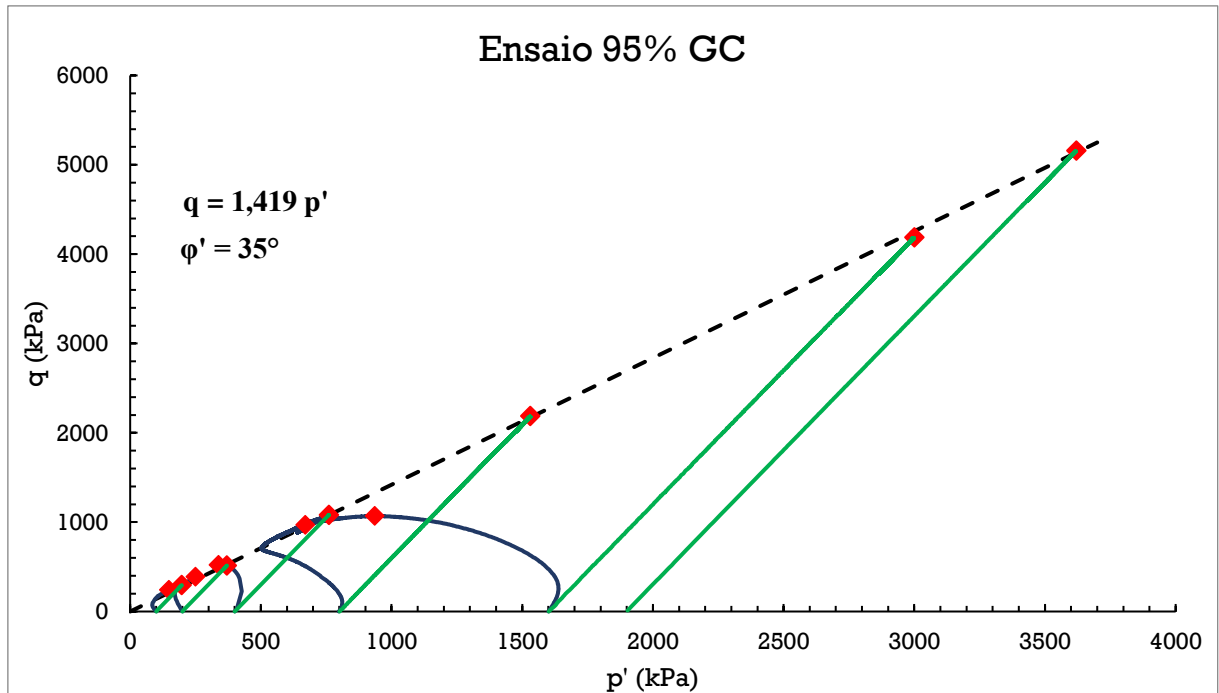


Figura 5.2 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 95% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor.

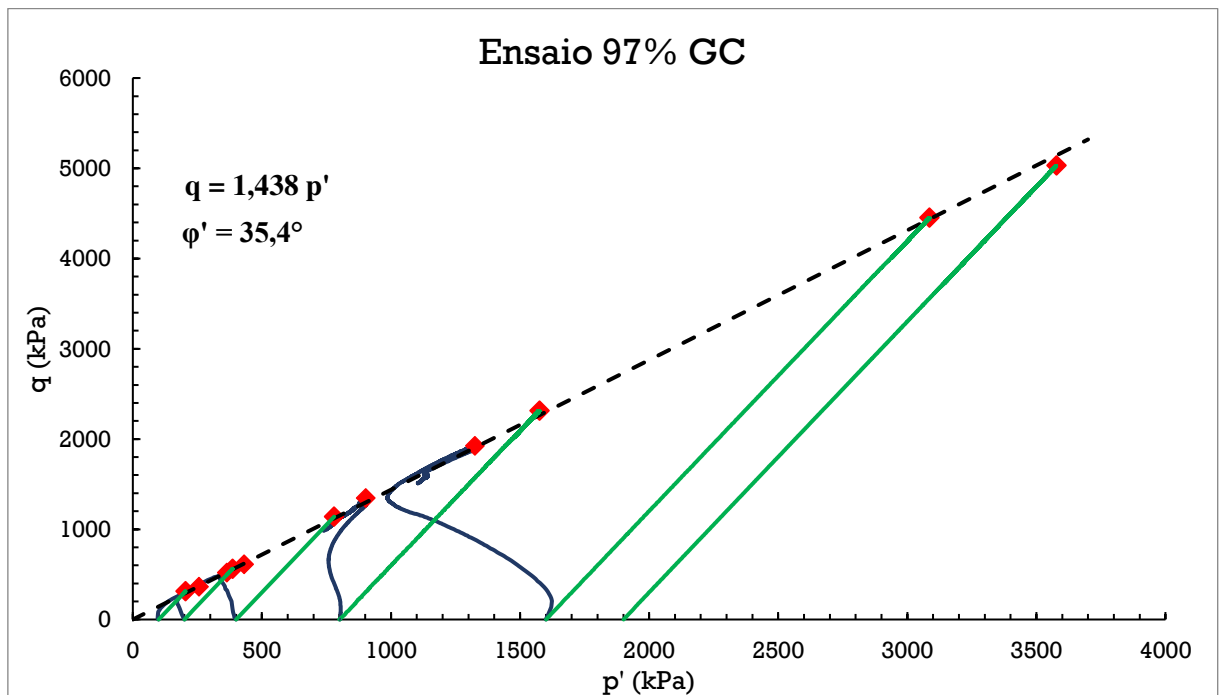


Figura 5.3 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 97% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor.

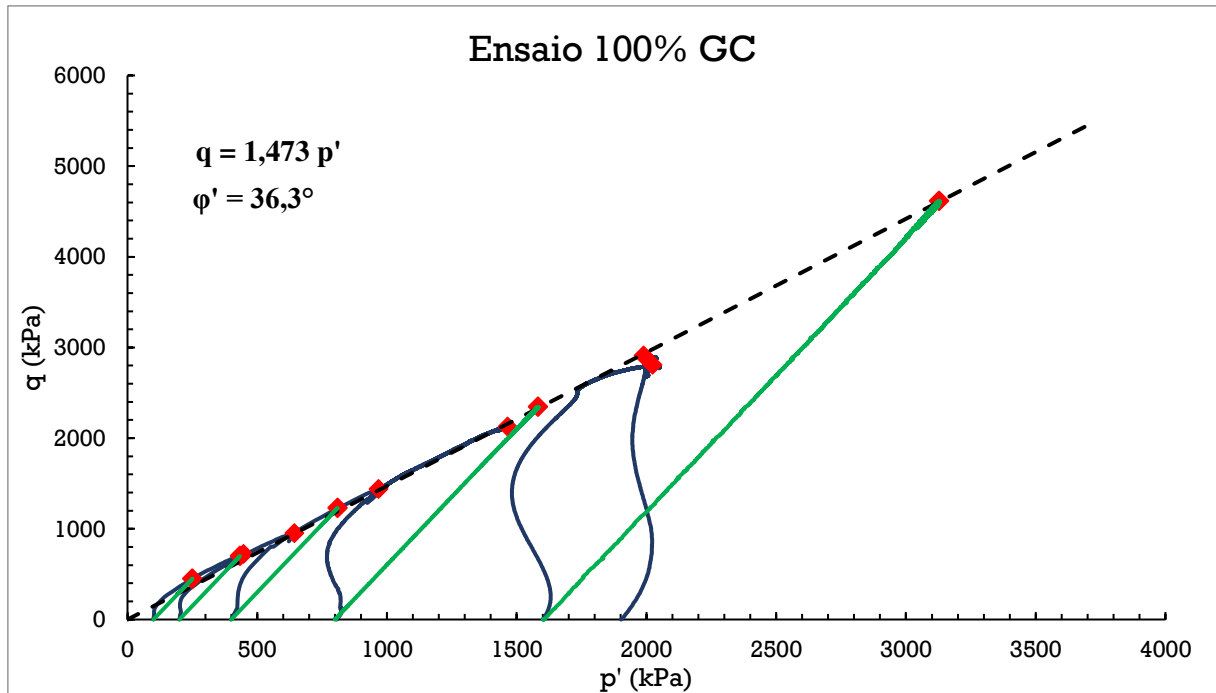


Figura 5.4 - Envoltória de ruptura para o rejeito compactado a 100% do GC. Em azul os ensaios não drenados e em verde os ensaios drenados. Fonte: O Autor.

Nota-se o incremento na resistência de pico do rejeito à medida que se eleva o grau de compactação. O ângulo de atrito de pico obtido para 93% do GC ( $34,4^\circ$ ) é muito próximo do obtido por Carneiro (2021) ( $34,2^\circ$ ) para o comportamento do rejeito em seu estado crítico. Assim, espera-se que as análises determinísticas realizadas para os dois estados não apresentem variações significativas.

Evidentemente, não se pode assegurar o bom desempenho de uma estrutura apenas com estes tipos de análises sem levar em conta o comportamento do rejeito em termos de compressibilidade, condutividade hidráulica, parâmetro de estado, dilatância e módulos de elasticidade e deformabilidade. Estes valores, em conjunto das análises de percolação e tensão-deformação, devem ser considerados para definir as principais diretrizes de execução da estrutura em campo que garantam o comportamento esperado para o material.

Salienta-se, por exemplo, que sob baixas tensões de confinamento os corpos de prova compactados a 93% do Proctor Normal já apresentam comportamento contrátil (Figura 5.1). À medida que o grau de compactação aumenta, os parâmetros de estado ficam negativos até atingir uma condição dilatante sob baixas tensões de confinamento (CARNEIRO, 2021). Note que para altas tensões confinantes (800 kPa, 1600 kPa e 1900 kPa) nem mesmo as amostras compactadas a 100% do GC apresentaram comportamento dilatante.

## **5.2. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS**

As análises determinísticas foram desenvolvidas conforme os parâmetros discutidos nos itens 4.3.1, 4.3.2.3 e 5.1. Para a condição normal, também foi aferido o fator de segurança em termos de parâmetros residuais do rejeito, comparando-os com os valores para resistências de pico.

### **5.2.1. CONDIÇÃO NORMAL**

Da Figura 5.5 à Figura 5.8 encontram-se os FS obtidos pelo software Slide3 nas análises determinísticas para condições normais do empilhamento utilizando parâmetros residuais do rejeito. Complementarmente, da Figura 5.9 à Figura 5.12 estão representadas as mesmas análises utilizando os parâmetros de pico obtidos no item 5.1.

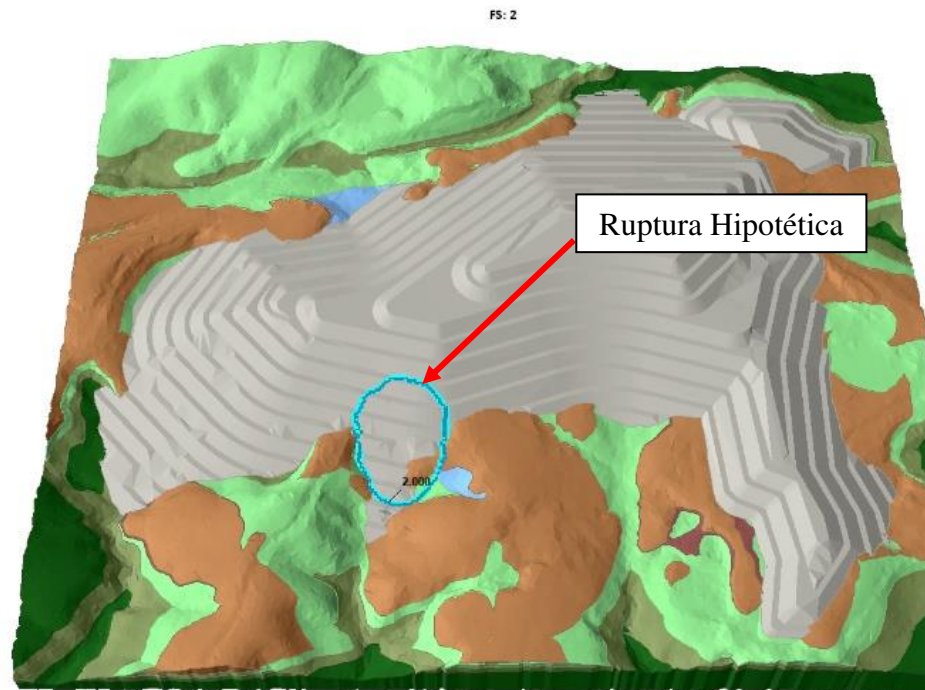


Figura 5.5 - FS 3D = 2,000 para condição normal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual.

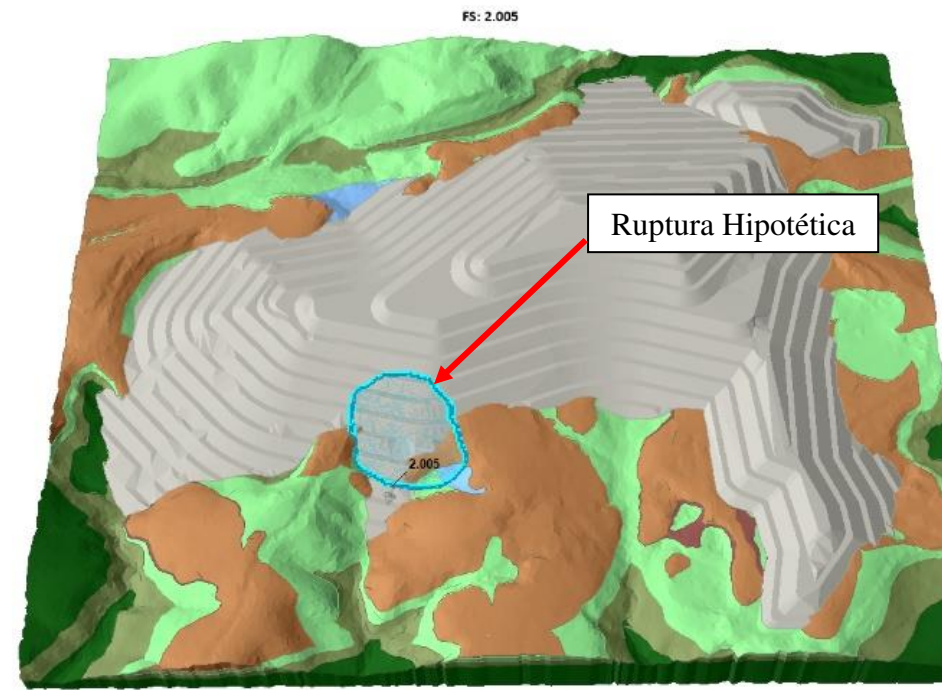


Figura 5.6 - FS 3D = 2,005 para condição normal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual.

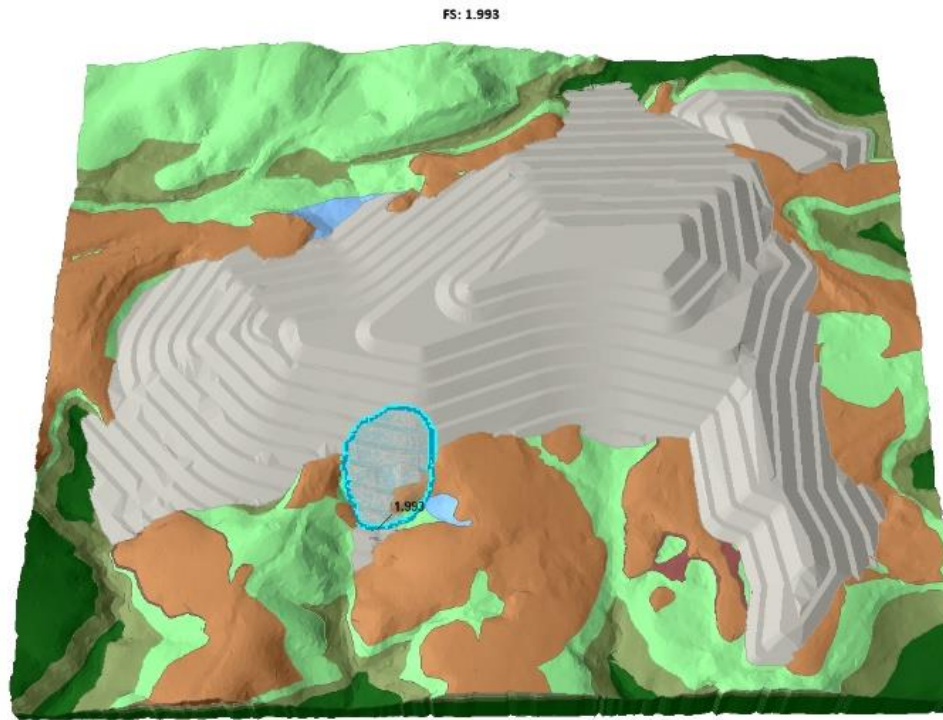


Figura 5.7 - FS 3D = 1,993 para condição normal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual.



Figura 5.8 - FS 3D = 1,986 para condição normal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo residual.

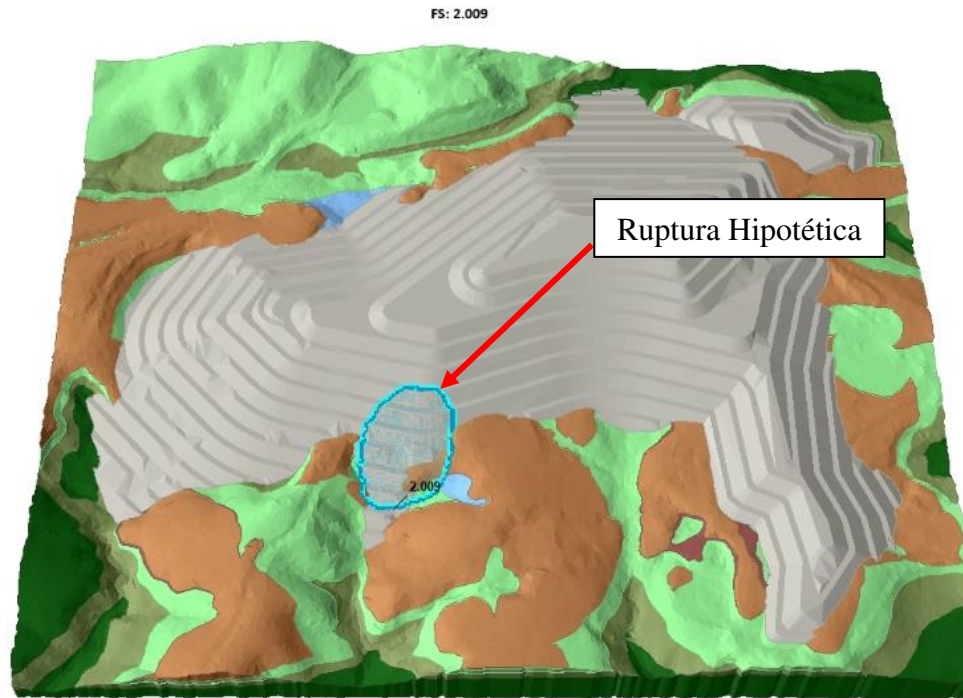


Figura 5.9 - FS 3D = 2,009 para condição normal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

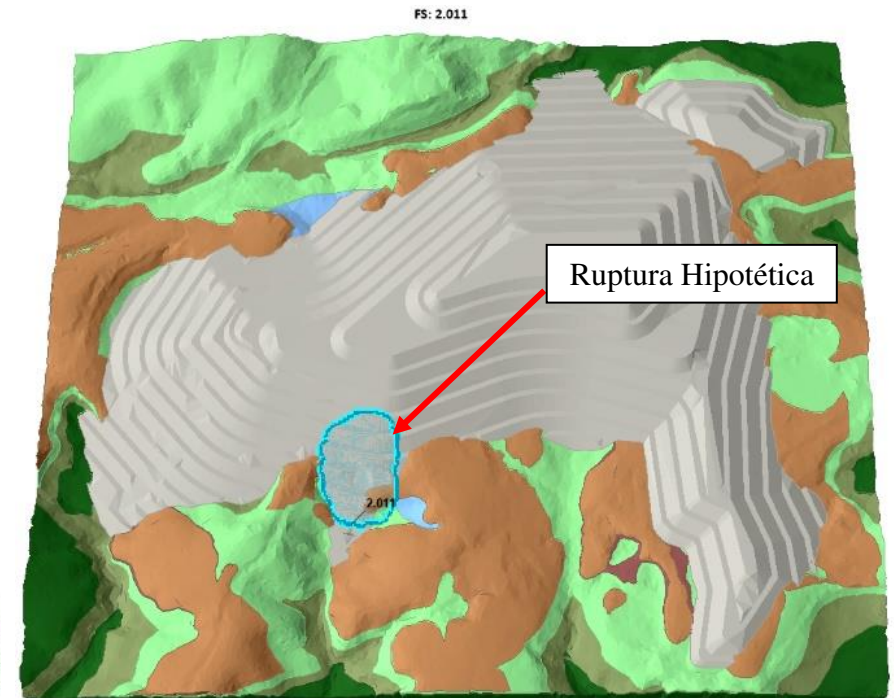


Figura 5.10 - FS 3D = 2,011 para condição normal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

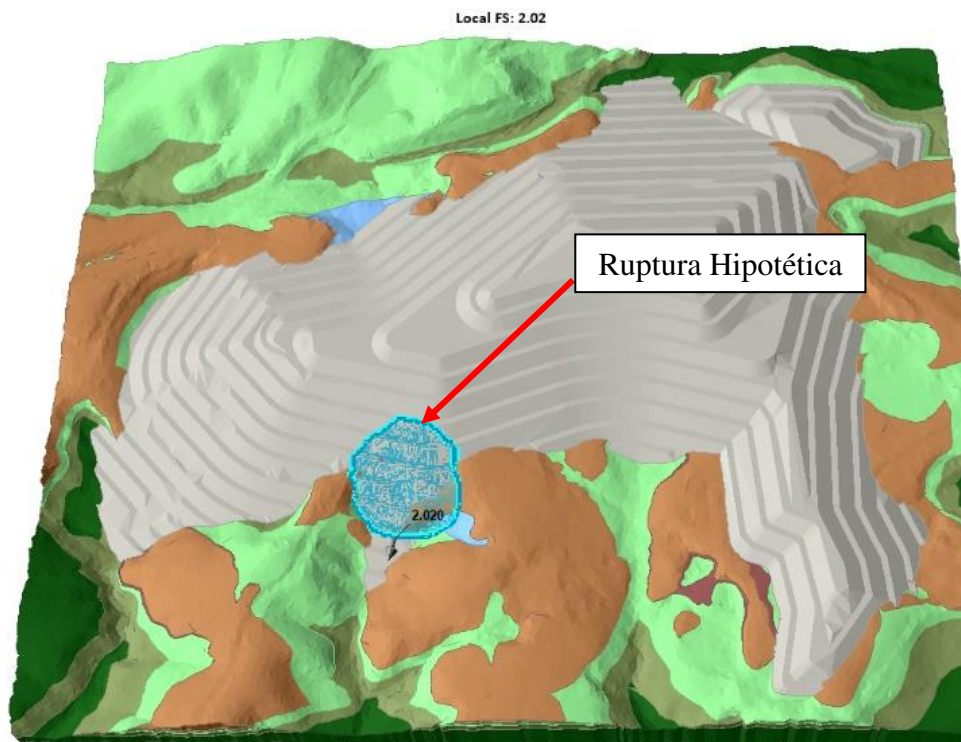


Figura 5.11 - FS 3D = 2,020 para condição normal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

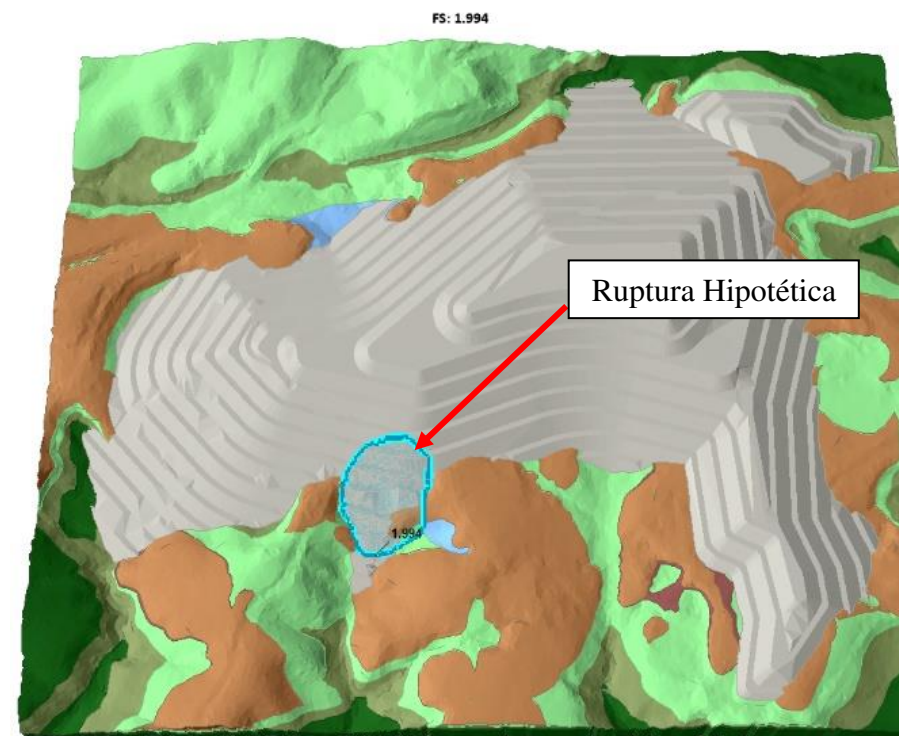


Figura 5.12 - FS 3D = 1,994 para condição normal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

Nota-se que as variações dos fatores de segurança são muito pequenas frente ao incremento do GC, às vezes para maiores, outras para menores valores. No caso das análises com parâmetros residuais, somente há variação do peso específico natural e da malha de poropressões obtida nas análises de percolação. O aumento do peso específico da ordem de 1,3% entre cada GC contribui com o aumento do peso da estrutura, sendo uma solicitação que tende a diminuir o FS. A mudança do ângulo de atrito de residual para pico gera incremento irrisório do fator de segurança em todos os graus de compactação.

A malha de poropressões também tem influência nestas variações. Como evidenciado nos resultados obtidos por Venturin (2022), a permeabilidade do rejeito compactado é muito baixa para que haja infiltração de água ou se desenvolva algum excesso de poropressão no interior da estrutura. Entretanto, existem pequenas diferenças nas cargas hidráulicas de cada malha que levam a estas flutuações de fator de segurança. Cabe ressaltar que em nenhuma das malhas há presença de nível freático ou poropressões positivas.

Adicionalmente, analisando-se um corte 2D contendo a seção mais crítica analisada, nota-se que a fundação é um fator condicionante do rompimento (Figura 5.13), o que também explica a não linearidade entre o aumento do ângulo de atrito e FS. Destaca-se também que a topografia tridimensional enviada pela mineradora não apresenta grande resolução, gerando alguns erros nodais e topográficos que foram simplificados para que as análises convergissem.

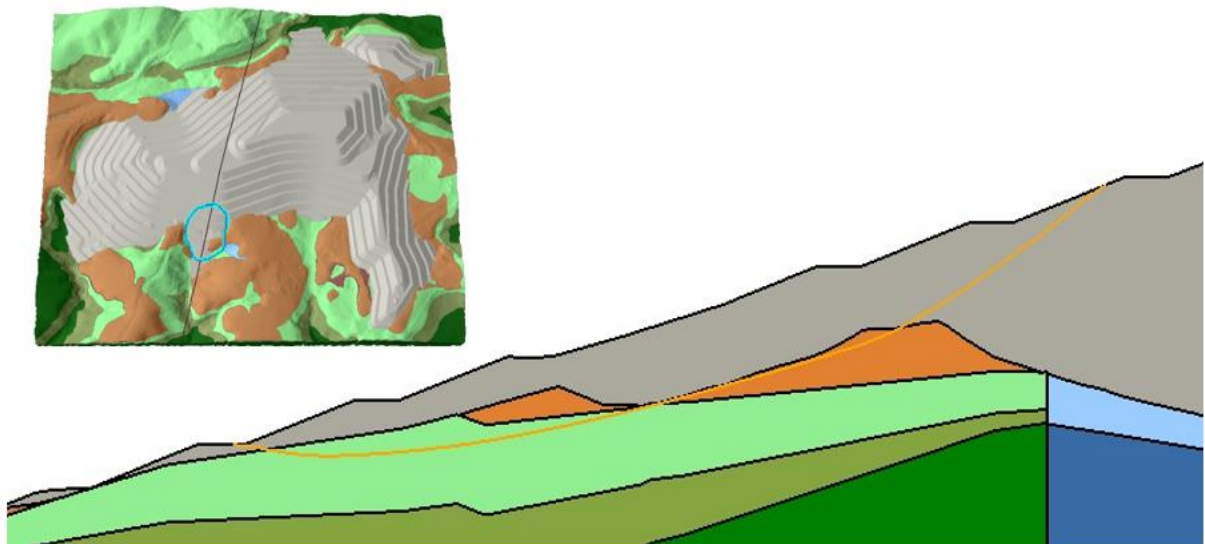


Figura 5.13 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para condições normais de operação. Fonte: O Autor.

É importante destacar, como mencionado no item 5.1, que não se pode levar em conta apenas os resultados das análises de estabilidade para assegurar o bom desempenho de uma estrutura,

devido ao número limitado de parâmetros que são considerados no cálculo do fator de segurança. A pequena diferença entre os resultados obtidos, algumas vezes para menor, não reflete o comportamento dos rejeitos quanto ao potencial de liquefação, como pode ser visto na evolução presente da Figura 5.1 à Figura 5.4 em termos de comportamento não drenado nos ensaios triaxiais.

### 5.2.2. COLMATAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

A colmatação do sistema de drenagem interna foi modelada diminuindo-se a permeabilidade dos materiais constituintes do dreno em 10 vezes, seguindo as recomendações propostas por Reddi (2000). A partir desta condição de carregamento, as análises foram feitas baseadas em parâmetros de pico, uma vez que, como mostrado no item 5.2.1, a análise por parâmetros residuais apenas considera variação do peso específico e a malha de poropressão entre os diferentes GCs.

Da Figura 5.14 à Figura 5.17 encontram-se os resultados obtidos para esta condição de carregamento em função do grau de compactação. Nota-se que não há variação do fator de segurança no estado de colmatação dos drenos em relação às solicitações usuais do empilhamento. Isto é esperado devido às baixas permeabilidades do rejeito compactado, que garantem que mesmo durante um evento chuvoso não haja infiltração significativa na pilha. Todos os fatores de segurança obtidos foram superiores ao mínimo estipulado em 4.5 ( $FS_{\min} = 1,5$ ) e permanece como condicionante o material de fundação, da mesma forma como mostrado em 5.2.1.

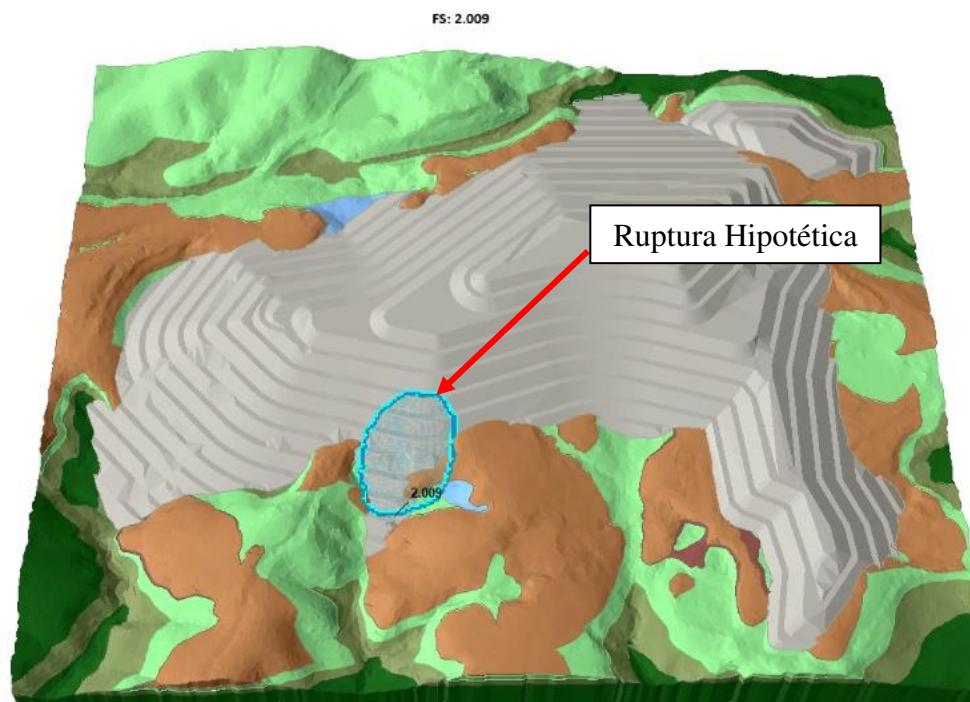


Figura 5.14 - FS 3D = 2,009 para colmatagem dos drenos do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

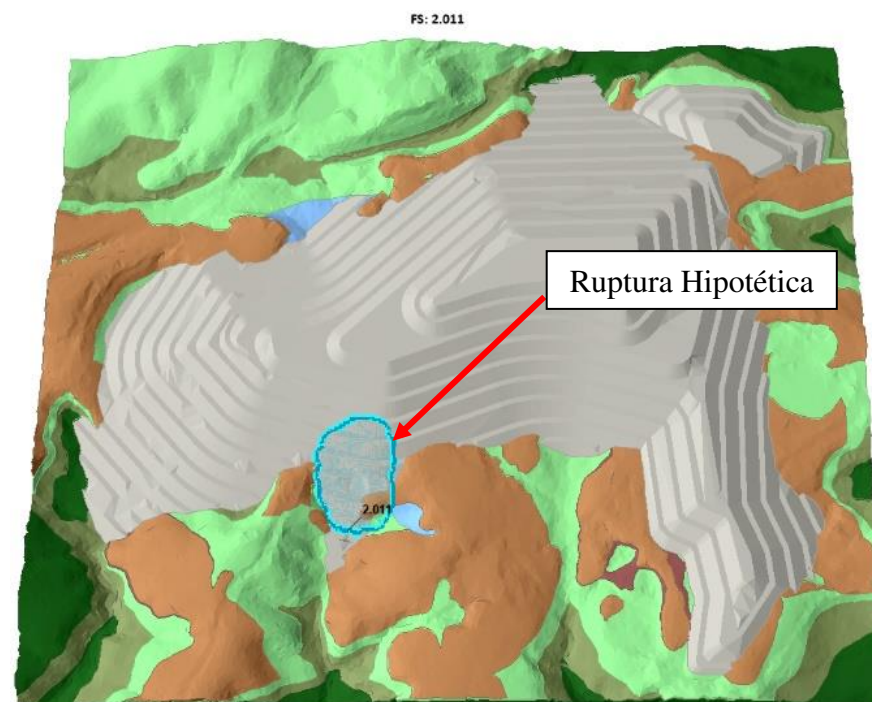


Figura 5.15 - FS 3D = 2,011 para colmatagem dos drenos do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

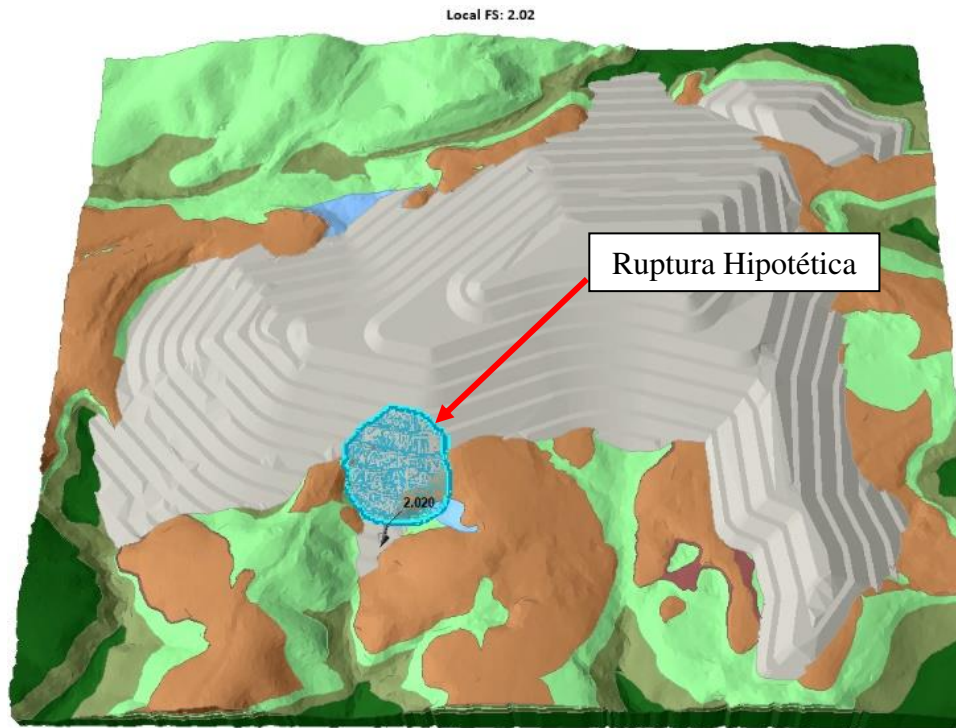


Figura 5.16 - FS 3D = 2,020 para colmatção dos drenos do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

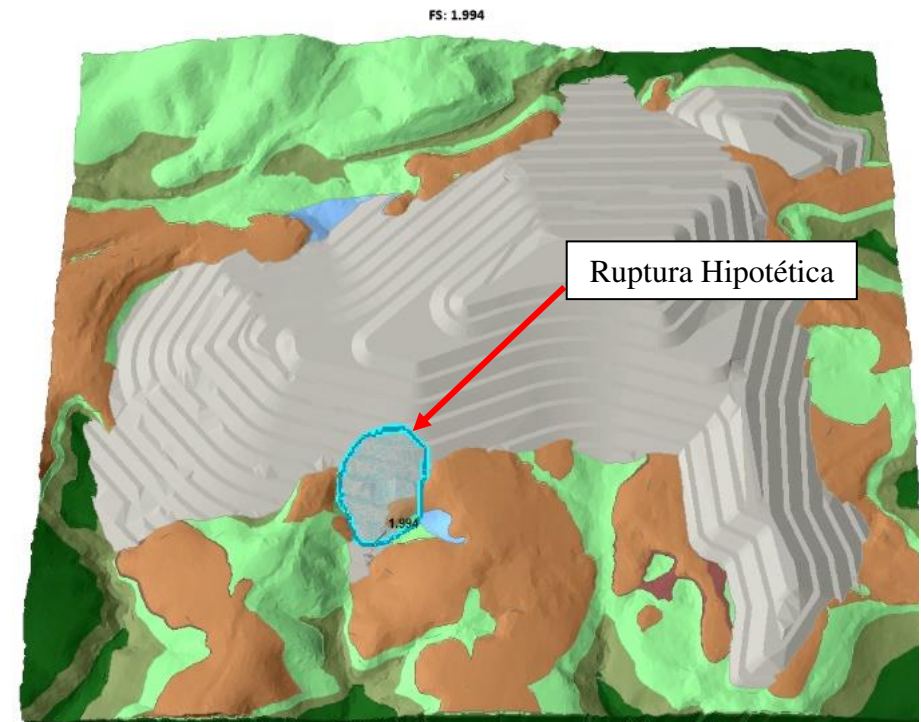


Figura 5.17 - FS 3D = 1,994 para colmatção dos drenos do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

Conforme mencionado por Carneiro (2021), se houver compactação e manutenção adequadas da umidade alvo, a infiltração é insignificante. Contudo, este resultado não indica que o sistema de drenagem é dispensável. A correta condução das águas pluviais e de nascentes para o exterior da pilha é essencial para assegurar que a estrutura seja construída conforme as especificações de projeto.

Ao longo da construção haverá períodos chuvosos que, sem os dispositivos eficientes de drenagem, podem acarretar num acúmulo de água nas praças de disposição e posteriormente na saturação do aterro em formação (água livre), culminando em problemas à estabilidade a longo prazo.

### 5.2.3. SATURAÇÃO DE CAMADA BASAL COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO

No intuito de simular as consequências da saturação do rejeito numa porção da pilha, modelou-se uma camada de 5 metros com rejeito em estado saturado solicitado de maneira não drenada. A porção saturada foi inserida próxima às camadas de base e visa representar intercorrências no período construtivo, como rejeitos dispostos sem controle tecnológico, compactação durante períodos chuvosos de grande intensidade e sistema de drenagem superficial ineficiente.

A Figura 5.18 à Figura 5.21 mostram os resultados obtidos para os diferentes graus de compactação analisados. Nota-se que as rupturas hipotéticas são localizadas próximas à camada saturada de rejeito, com cunhas menos profundas e não afetando mais de dois bancos. Esta solicitação é conservadora e simula uma série de eventos críticos em campo, mas demonstra as consequências da falta de controle tecnológico adequando ao longo da execução da estrutura, com fatores de segurança menores que o mínimo estipulado em 4.5 ( $FS_{\min} = 1,3$ ), mesmo utilizando-se uma razão de resistência não drenada de pico.

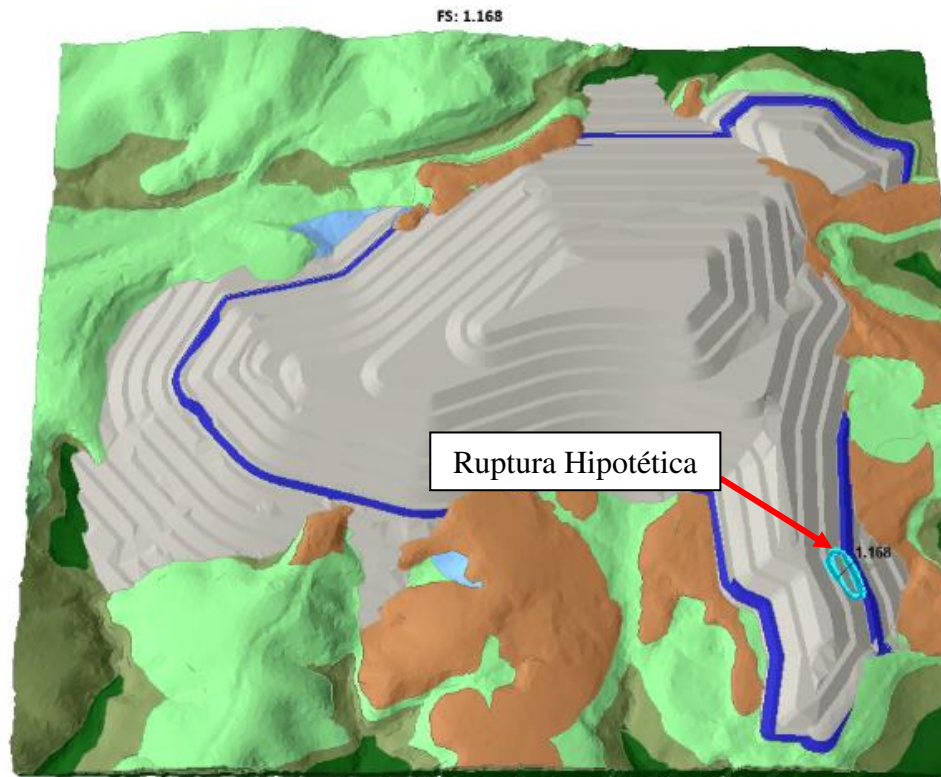


Figura 5.18 - FS 3D = 1,168 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal.

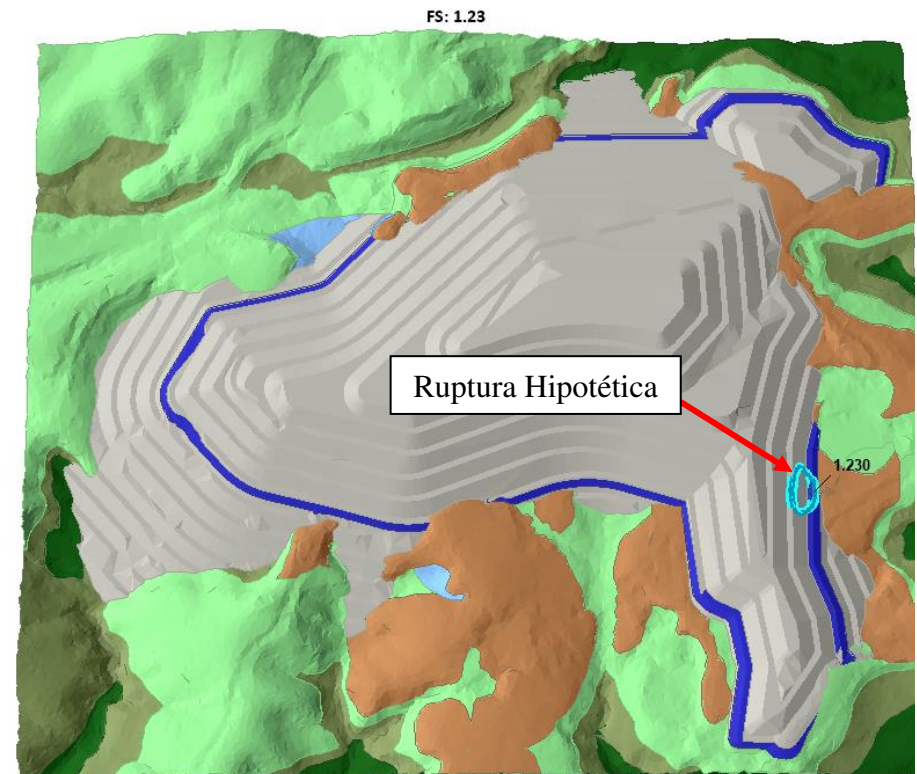


Figura 5.19 - FS 3D = 1,230 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal.

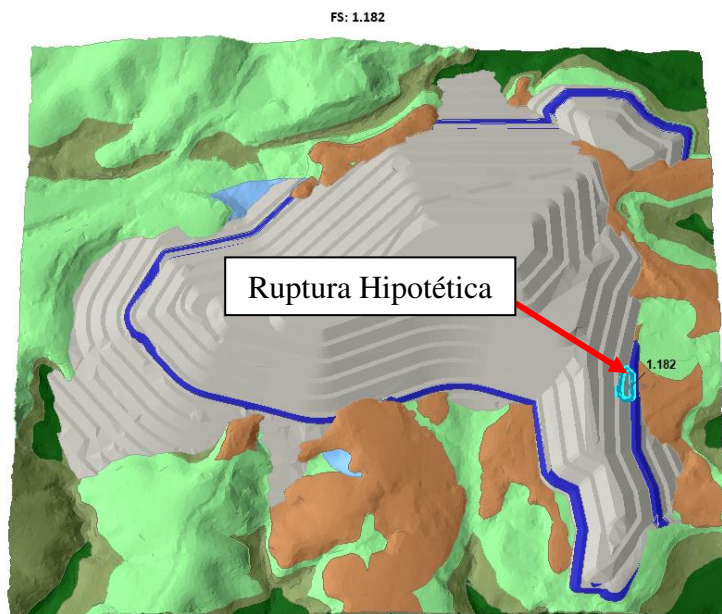


Figura 5.20 - FS 3D = 1,182 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal.

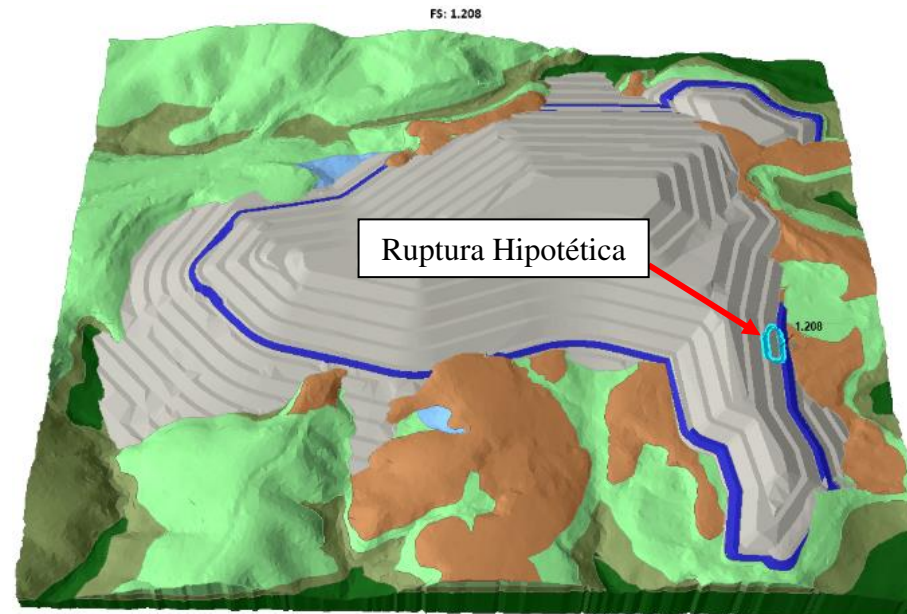


Figura 5.21 - FS 3D = 1,208 para saturação e solicitação não drenada de camada basal do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal.

#### 5.2.4. CONDIÇÃO PSEUDOESTÁTICA NÃO DRENADA

A simulação de uma solicitação sísmica à estrutura é importante pois, apesar de o Brasil ser uma região de baixa sismicidade, não se pode descartar totalmente a possibilidade de ocorrência de um sismo expressivo ou de atividades que possam acarretar eventos micro sísmicos à estrutura, como o avanço da frente de lavra, por exemplo. Como mencionado em 4.4, a resistência não drenada residual foi aplicada ao rejeito submetido a tensões confinantes maiores que 800 kPa.

Da Figura 5.22 à Figura 5.25 encontram-se os resultados obtidos para esta condição. Nota-se um aumento expressivo do tamanho da cunha de ruptura hipotética e conseqüentemente do volume de material mobilizado em relação aos demais tipos de carregamento, devido ao material no interior da pilha modelado com parâmetros não drenados. Apesar disto, os fatores de segurança se mostram satisfatórios em relação ao mínimo estabelecido em 4.5 ( $FS_{\min} = 1,1$ ).

É importante destacar, na Figura 5.22, o tamanho significativo da ruptura hipotética para a estrutura alteada com 93% do grau de compactação. Como mencionado por Carneiro (2021), foi justamente para este GC que três amostras apresentaram comportamento frágil e contrátil. Isto mostra a importância do controle tecnológico ao longo da execução da pilha para garantir que os rejeitos estejam sempre compactados o mais próximo possível de 100% do GC, valor para o qual, ao menos para menores tensões confinantes, ainda há um comportamento dilatante do material.

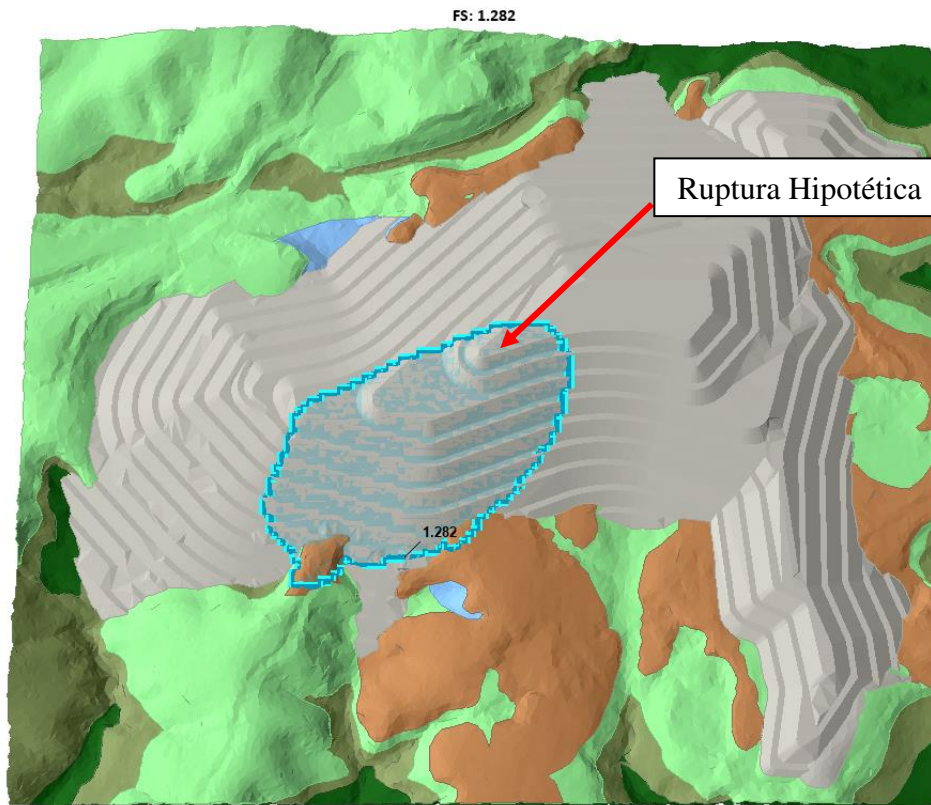


Figura 5.22 - FS 3D = 1,282 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal.

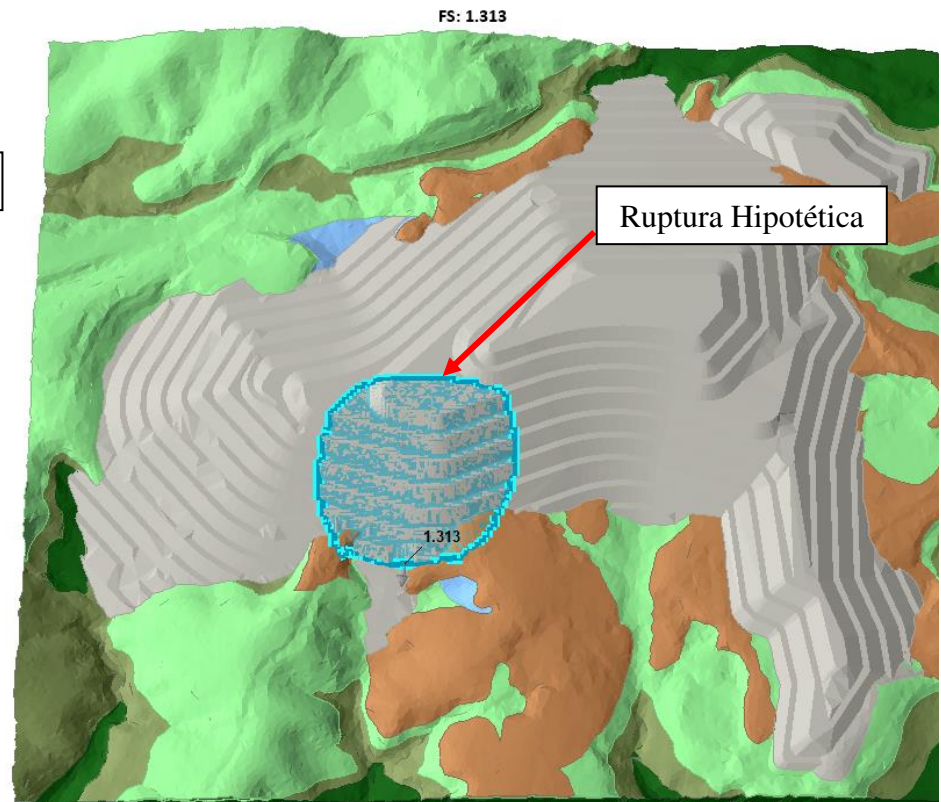


Figura 5.23 - FS 3D = 1,313 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal.

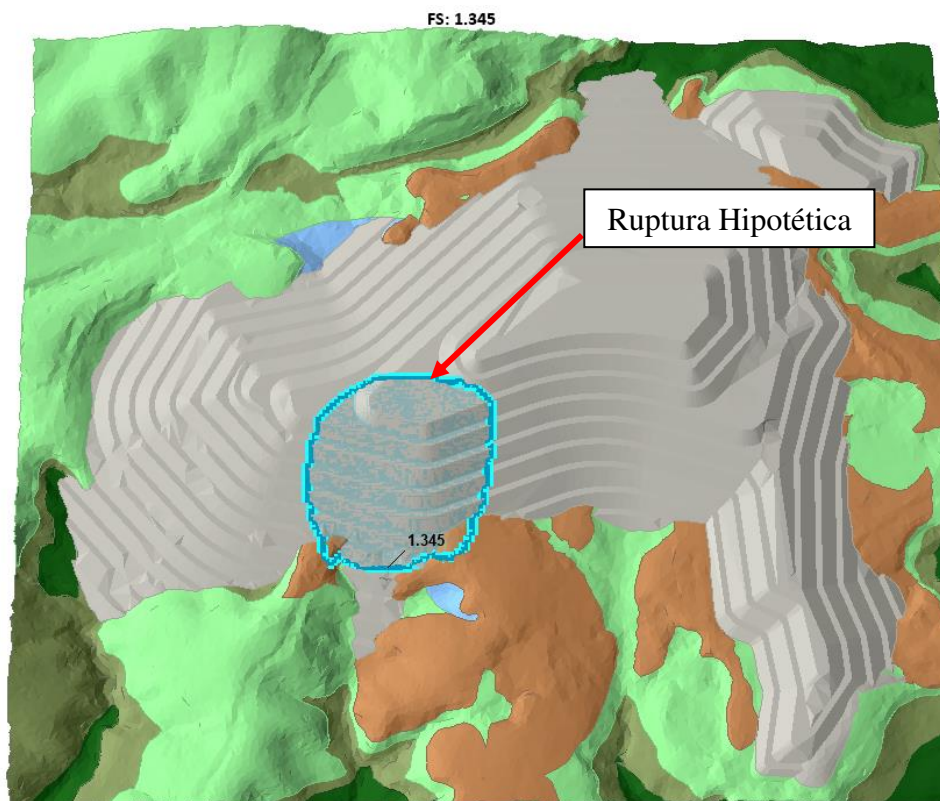


Figura 5.24 - FS 3D = 1,345 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal.

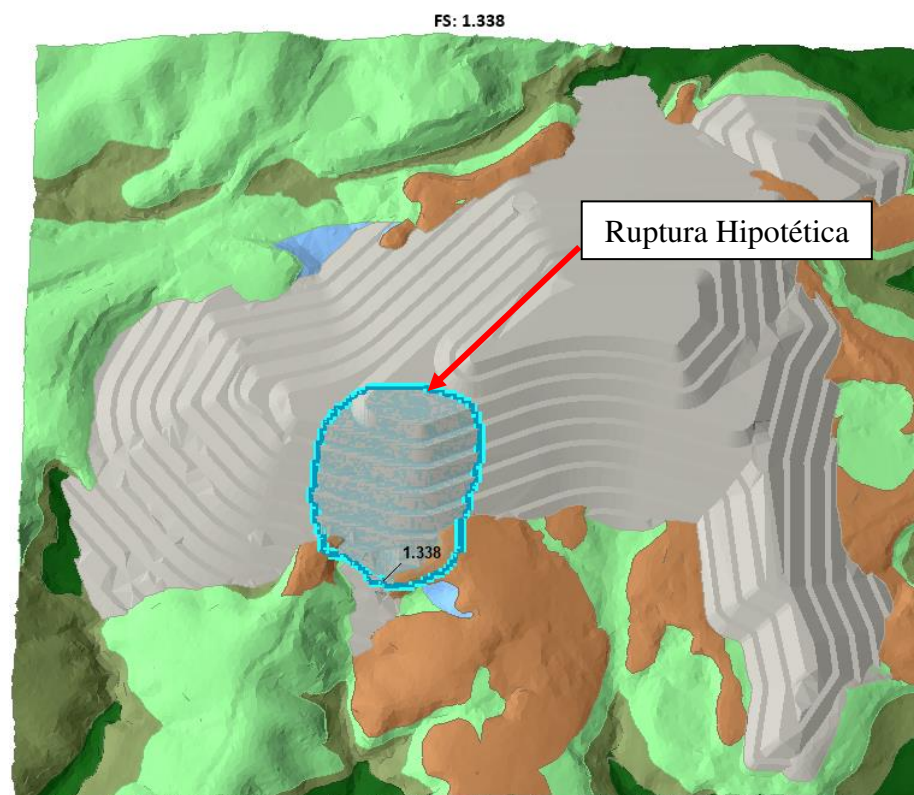


Figura 5.25 - FS 3D = 1,338 para solicitação pseudoestática não drenada do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal.

### 5.2.5. SATURAÇÃO SUPERFICIAL DO MACIÇO

Esta condição de carregamento foi simulada a fim de se averiguar a estabilidade do empilhamento em situações pós-período chuvoso. Conforme demonstrado por Venturin (2022), o rejeito com as características granulométricas apresentadas e bem compactado apresenta permeabilidade consideravelmente baixa para que haja qualquer infiltração. Entretanto, no período logo após uma chuva de grande intensidade, pode ser verificado uma pequena carga hidráulica próximo à superfície da estrutura.

Da Figura 5.26 à Figura 5.29 encontram-se os resultados de estabilidade obtidos nesta condição de carregamento. Os fatores de segurança se mostram satisfatórios em relação ao mínimo estabelecido em 4.5 ( $FS_{\min} = 1,5$ ). Todas as rupturas hipotéticas calculadas são rasas e afetam apenas um banco. Nota-se um deslocamento destas para mais próximo ao terreno natural nos graus de compactação de 97% e 100%. Uma das possíveis hipóteses é que, com a diminuição da permeabilidade, o escoamento seja mais prejudicial em relação à infiltração, causando instabilidades locais onde a água apresenta maior velocidade de escoamento.

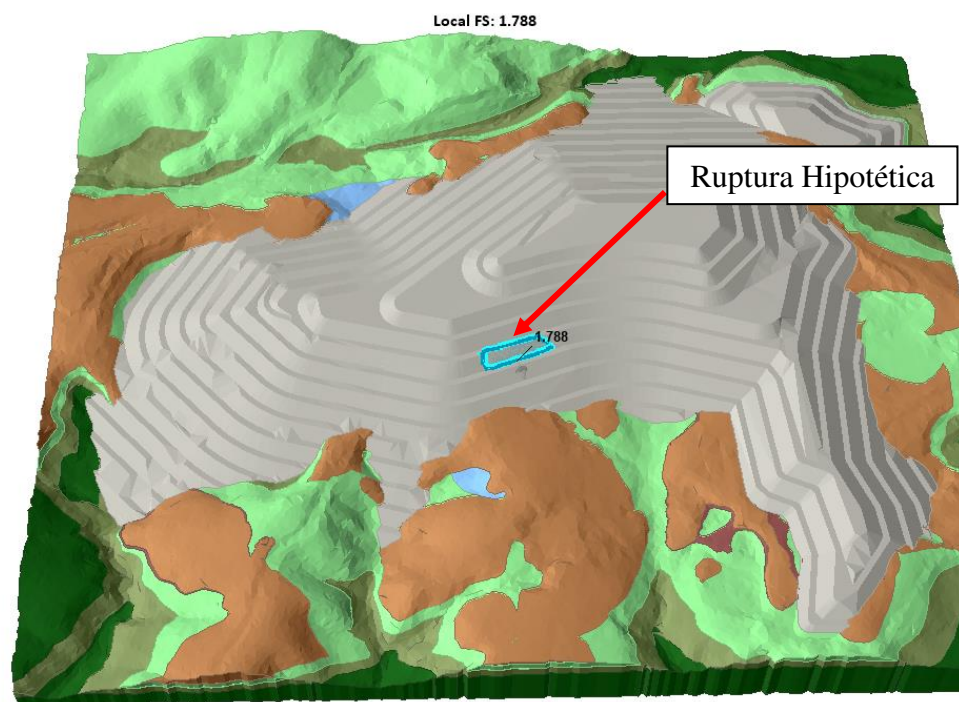


Figura 5.26 - FS 3D = 1,788 para saturação superficial do empilhamento compactado a 93% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

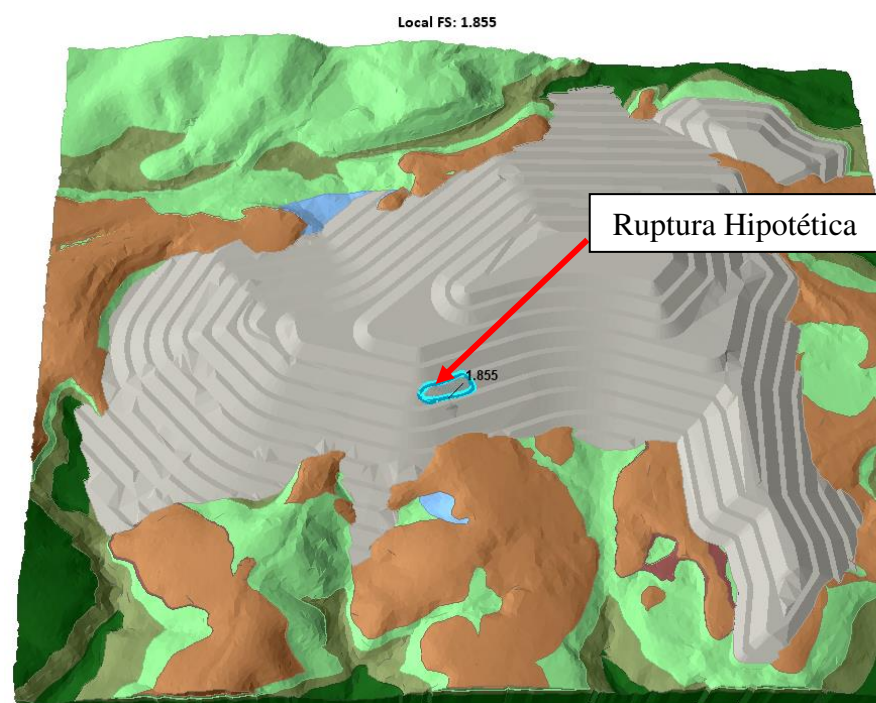


Figura 5.27 - FS 3D = 1,855 para saturação superficial do empilhamento compactado a 95% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

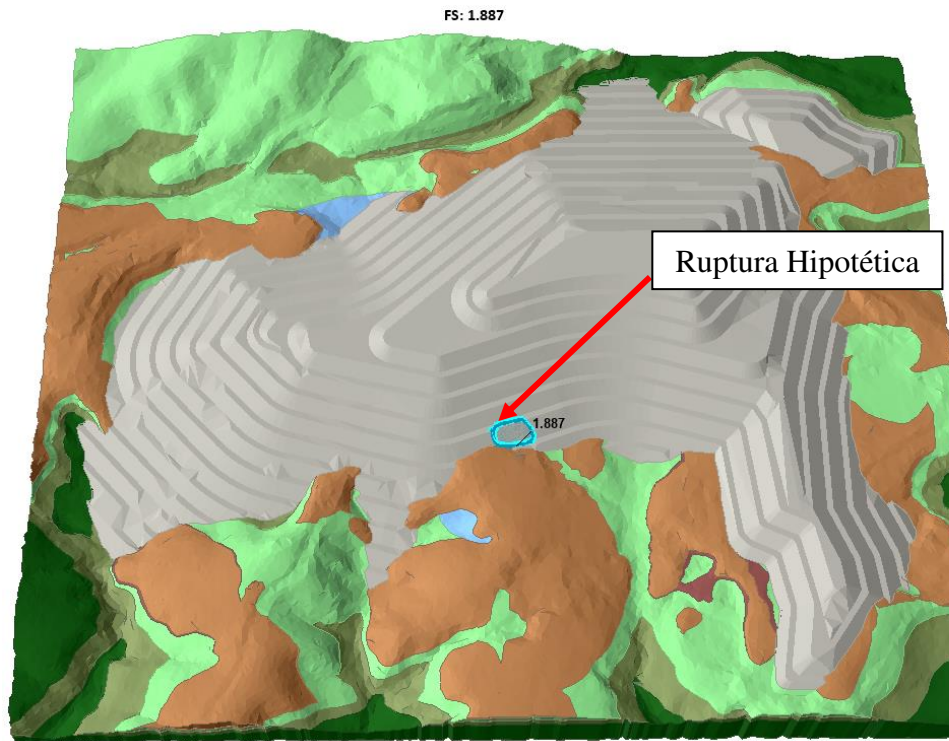


Figura 5.28 - FS 3D = 1,887 para saturação superficial do empilhamento compactado a 97% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

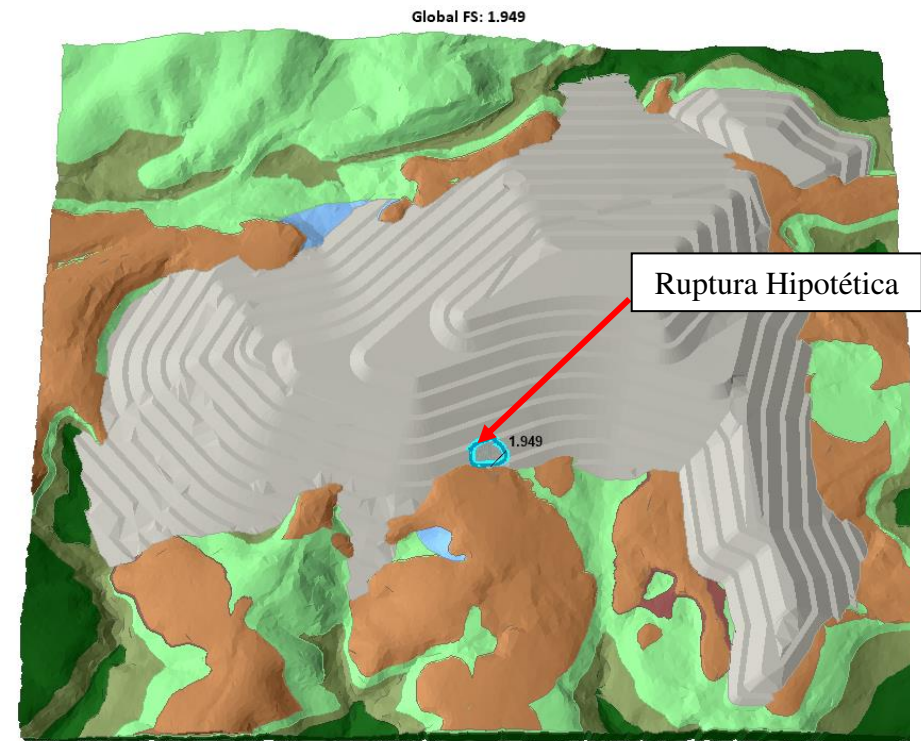


Figura 5.29 - FS 3D = 1,949 para saturação superficial do empilhamento compactado a 100% do Proctor Normal com parâmetro efetivo de pico.

### 5.3. ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

Para as análises probabilísticas, utilizou-se a média dos ângulos de atrito de pico obtidos em cada tipo de ensaio triaxial (CIU ou CID) e para cada grau de compactação avaliado. Estes dados encontram-se no ANEXO A. Esta escolha foi feita de modo a se obter maior quantidade de dados para estimar uma distribuição estatística que representasse as possíveis variações que podem ocorrer em campo devido à variabilidade do material e da energia de compactação, por exemplo. A média do ângulo de atrito de pico obtida foi 34,6° com desvio padrão de 1,31, conforme Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Distribuição estatística dos ângulos de atrito de pico.

<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Grau de Compactação</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
CIU	93%	29,6
CIU	95%	35,2
CIU	97%	35,8
CIU	100%	35,8
CID	93%	34,4
CID	95%	34,7
CID	97%	35,0
CID	100%	36,3
Média		34,6
Desvio Padrão		1,31

Fonte: O Autor.

### 5.3.1. CONDIÇÃO NORMAL

A análise de estabilidade probabilística para as condições usuais de carregamento foi executada utilizando-se o ângulo de atrito médio de  $34,6^\circ$ , desvio padrão de 1,31 e demais parâmetros conforme mencionado em 4.3.2. A Figura 5.30 mostra o resultado obtido.

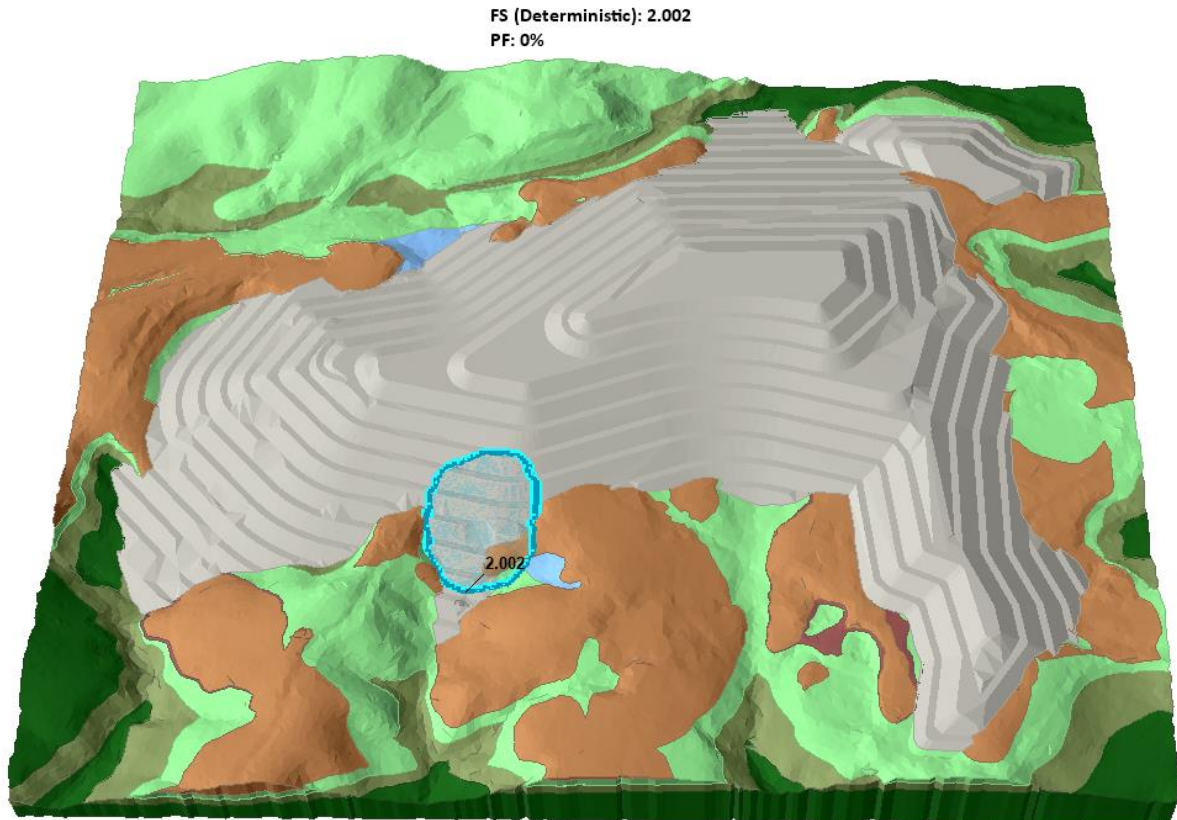


Figura 5.30 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para condições normais de carregamento. Fonte: O Autor.

O FS obtido é da mesma ordem de grandeza daqueles retornados nas análises determinísticas para esta condição de carregamento (5.2.1). A probabilidade de falha foi de 0%. Vale destacar que falha é dada pelo fator de segurança menor que a unidade. A Figura 5.31 mostra a distribuição de frequência dos FS obtidos para 1500 simulações executadas, na qual fica clara a não ocorrência de nenhum FS menor que 1, sendo o mínimo atingido de 1,923, com desvio padrão de 0,026 e RI de 53,813, valor muito superior ao recomendado ( $RI_{\min} \geq 3$ ) pela própria desenvolvedora do software, conforme mencionado em 3.4.2.

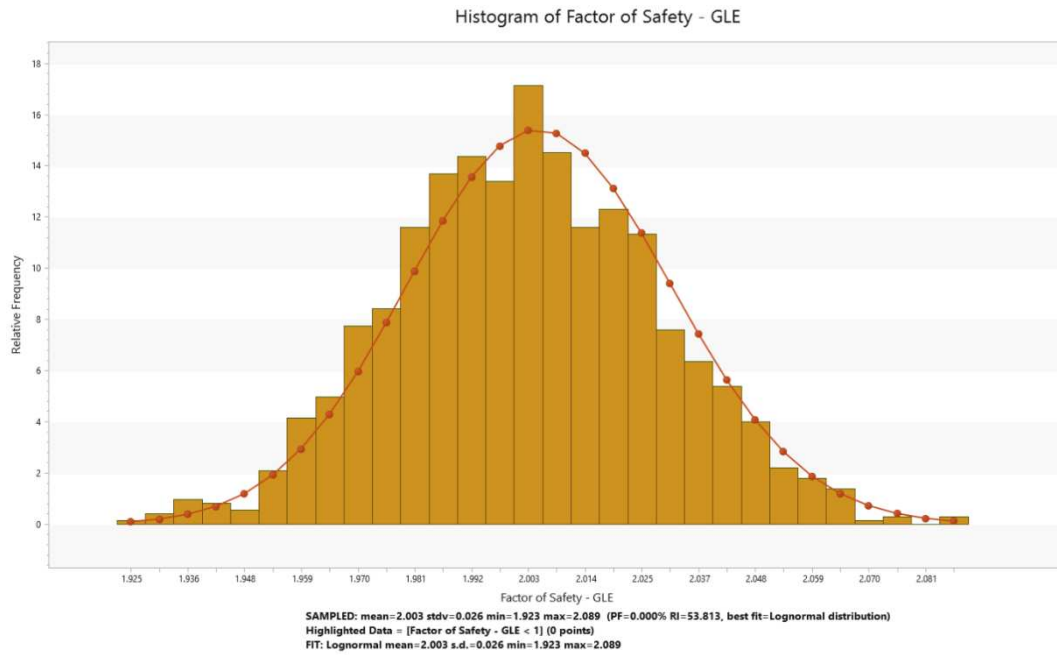


Figura 5.31 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor.

A Figura 5.32 mostra a dispersão do Fator de Segurança em função do ângulo de atrito do rejeito filtrado. Percebe-se que existe uma tendência de maior FS para maiores  $\phi'$ , com coeficiente de correlação de 0,922. Como salientado no item 5.2.1, a ruptura hipotética para este caso é condicionada pela fundação da estrutura (Figura 5.13), o que impede uma melhor correlação.

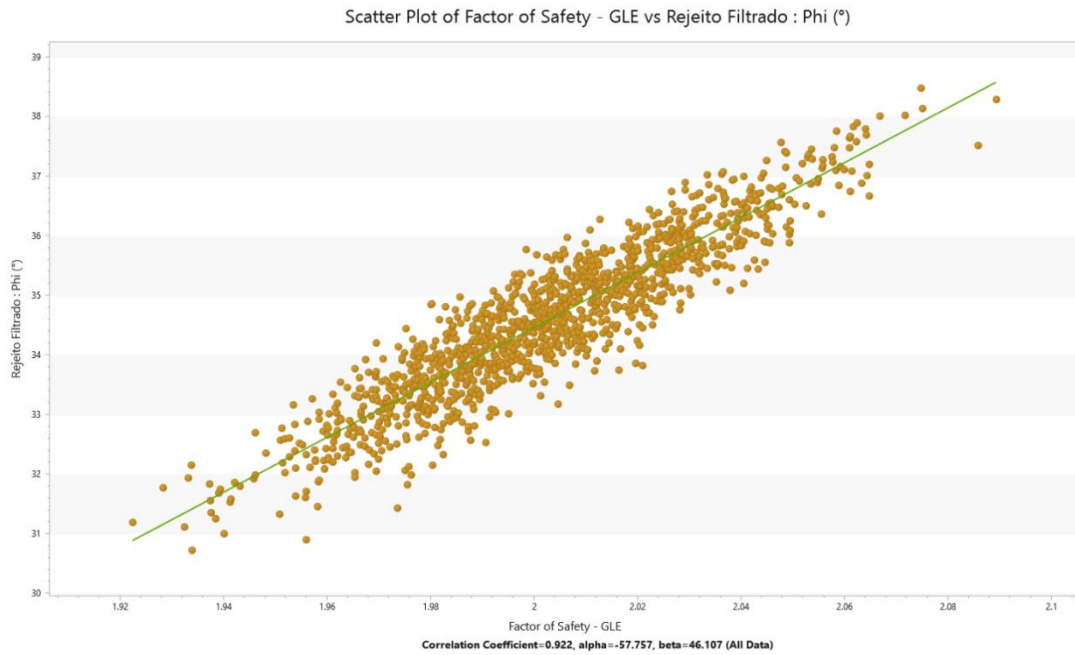


Figura 5.32 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor.

De maneira oposta, o aumento do peso específico gera um aumento das forças solicitantes, diminuindo o FS. A Figura 5.33 mostra esta tendência com um coeficiente de  $-0,383$ . O menor ajuste neste caso – comparando-se o módulo de cada coeficiente – pode ser explicado pela maior influência do ângulo de atrito no fator de segurança em relação ao peso específico.

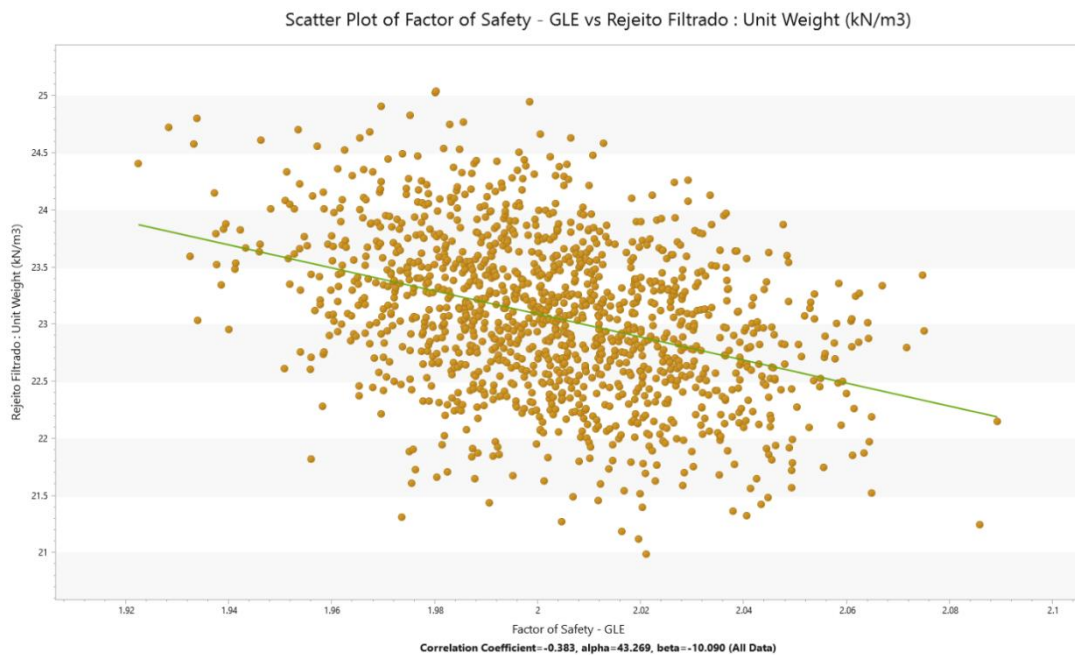


Figura 5.33 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para condições usuais de carregamento da estrutura. Fonte: O Autor.

### 5.3.2. COLMATAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

A Figura 5.34 ilustra o resultado obtido para o modelo de colmatação do sistema de drenagem interna. Conforme mencionado no item 5.2.2, não há variação do fator de segurança nesta condição em relação às solicitações normais devido às baixas permeabilidades do rejeito compactado, que garantem que mesmo durante um evento chuvoso não haja infiltração significativa na pilha.

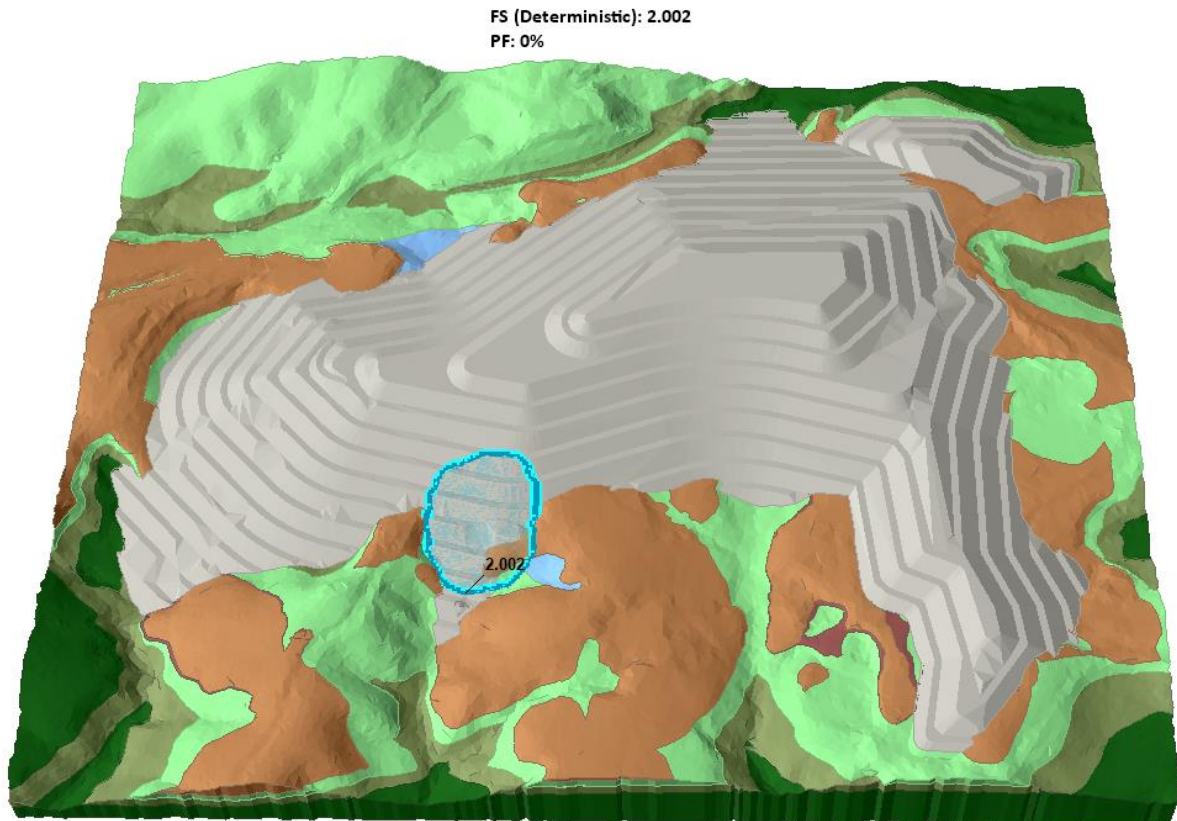


Figura 5.34 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para colmatação do sistema de drenagem. Fonte: O Autor.

A probabilidade de falha foi de 0%, seguindo o histograma de distribuição de frequência dos FS mostrado na Figura 5.35 com Índice de Confiabilidade de 51,908. Da mesma maneira, nota-se a tendência linear de crescimento do FS com o aumento do ângulo de atrito efetivo (Figura 5.36), com coeficiente de correlação de 0,912 e a tendência inversamente proporcional em relação ao peso específico (Figura 5.37), com coeficiente de -0,343.

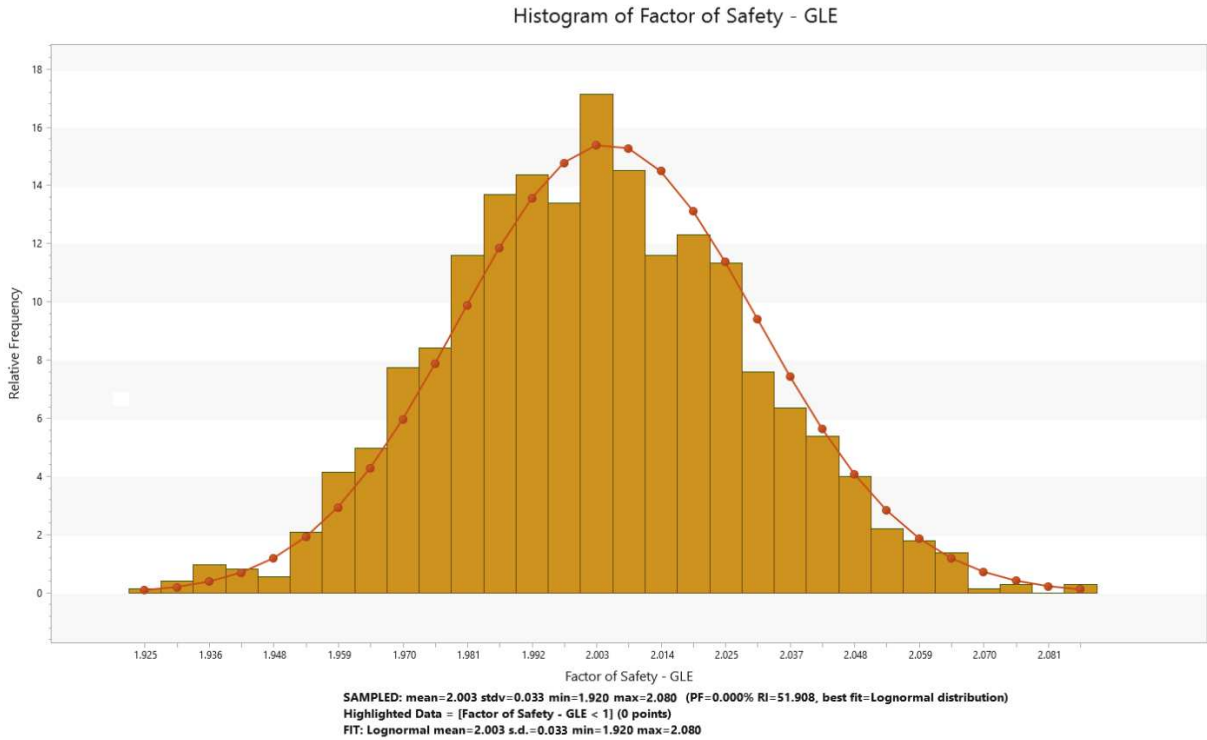


Figura 5.35 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor.

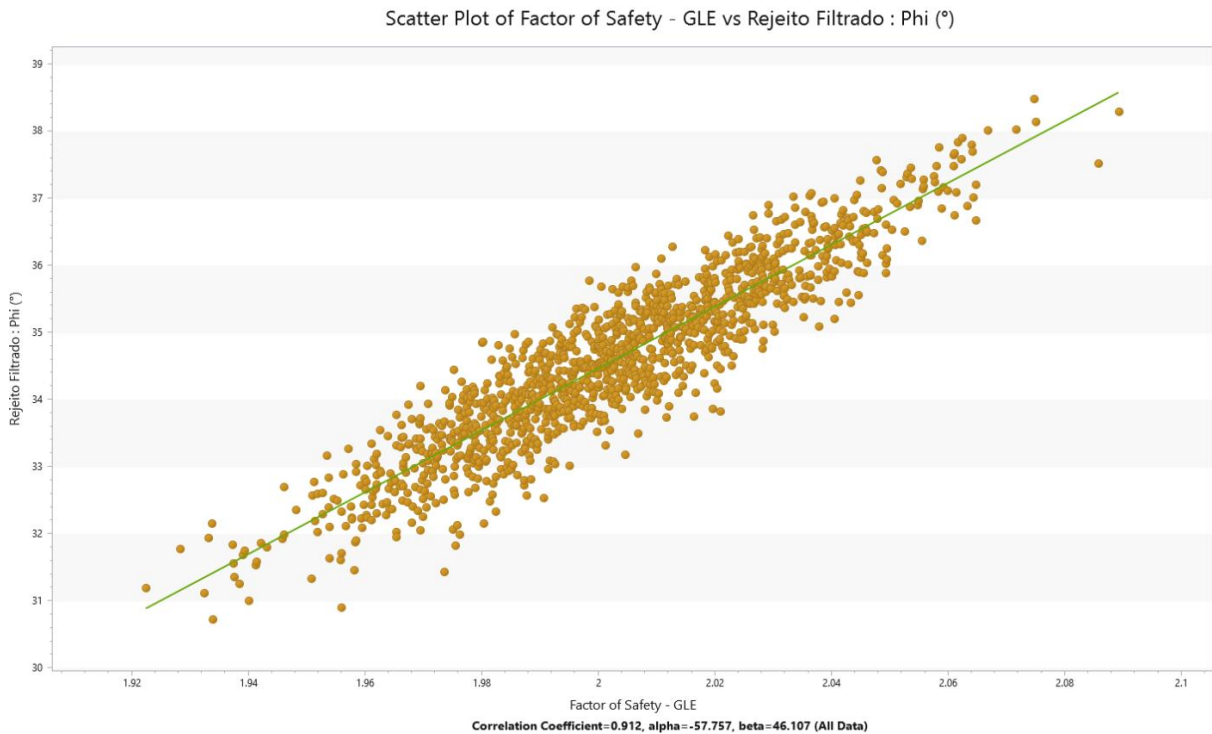


Figura 5.36 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para colmatção do sistema de drenagem. Fonte: O Autor.

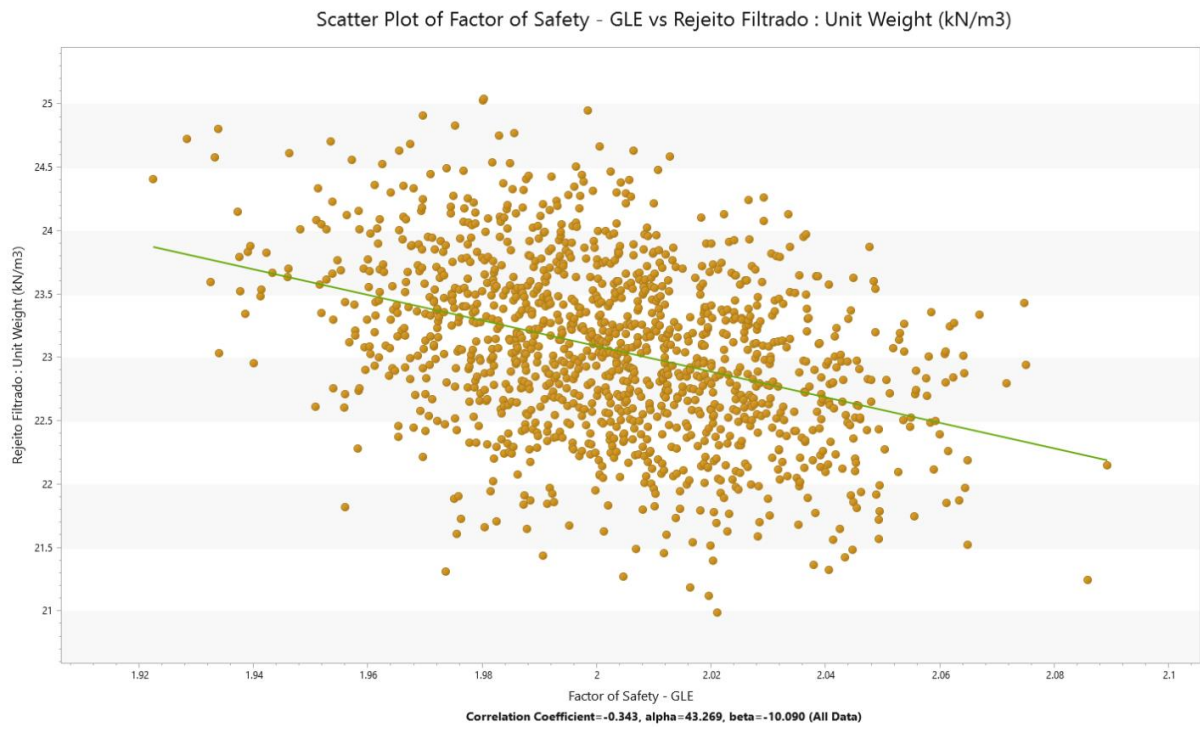


Figura 5.37 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para colmatação do sistema de drenagem. Fonte: O Autor.

### 5.3.3. SATURAÇÃO DE CAMADA BASAL COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO

A Figura 5.38 ilustra o resultado obtido para condição de saturação de uma camada próxima a base da estrutura com comportamento não drenado. Percebe-se que o fator de segurança obtido foi ligeiramente inferior aos apresentados no item 5.2.3. Isto pode ser explicado pela diferença entre as razões de resistência não drenadas utilizadas em cada ocasião: no primeiro caso foi inserido o parâmetro de pico, enquanto neste último optou-se pelo uso da média entre pico e residual para que o software simulasse valores dentro desta faixa e calculasse a probabilidade de falha.

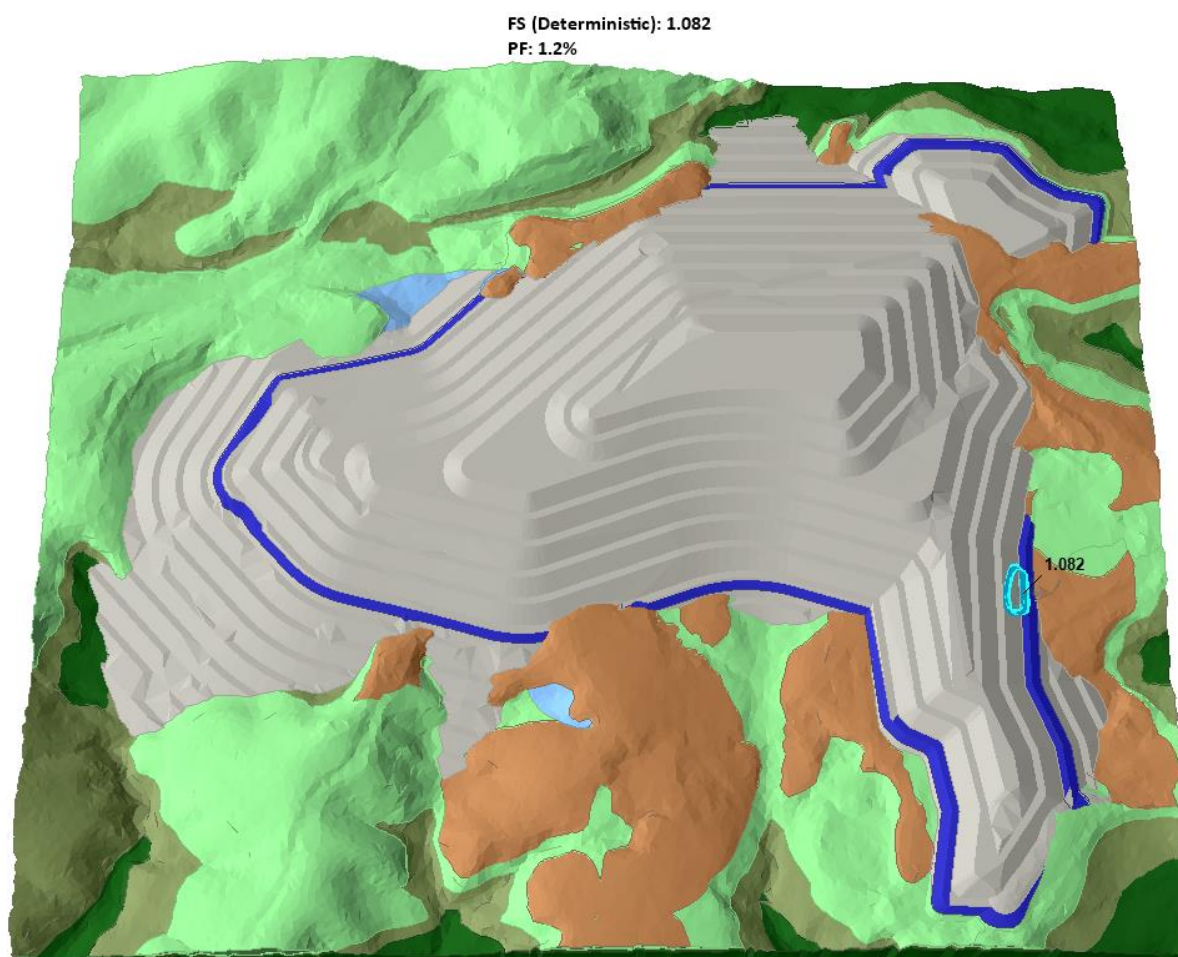


Figura 5.38 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

A PF obtida foi igual a 1,2%, seguindo o histograma de distribuição de FS conforme Figura 5.39 para as 1500 simulações executadas, sendo as barras destacadas em verde evidenciando os FS < 1. O menor FS registrado foi de 0,972 com desvio padrão de 0,037 e índice de confiabilidade igual a 2,313, valor aquém do especificado em 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

Isto reforça a necessidade de controle tecnológico eficiente durante a execução da estrutura para assegurar que o rejeito disposto esteja sempre nas características especificadas para um grau de compactação próximo de 100%, dispondo-o em camadas com alturas suficientes para garantir este GC ao longo de toda a espessura e evitando a saturação do material.

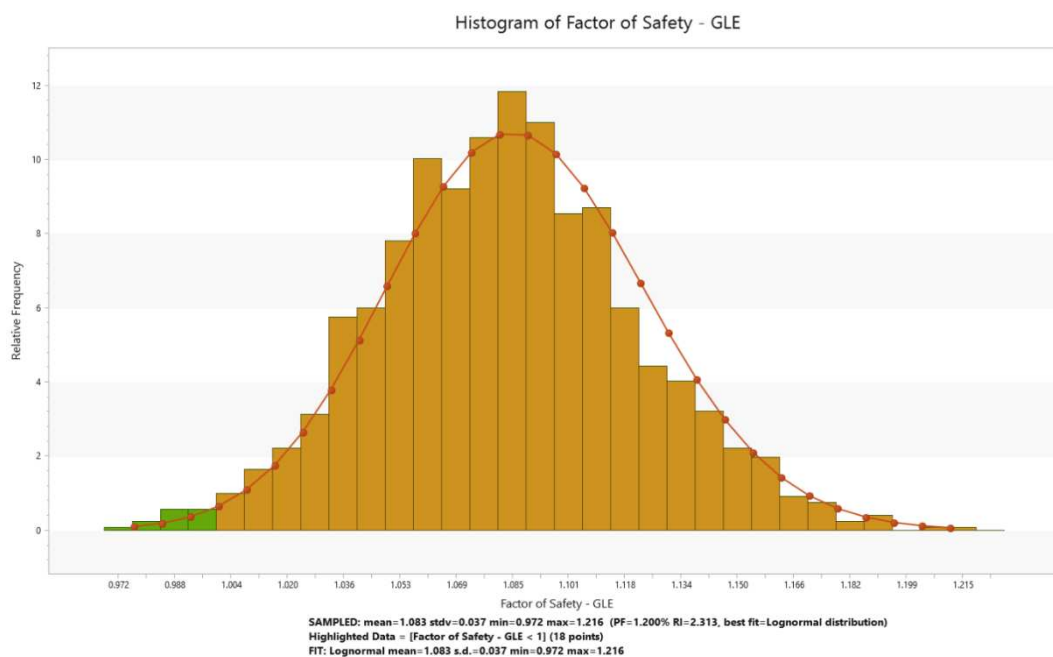


Figura 5.39 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

A Figura 5.40 e Figura 5.41 mostram a dependência do fator de segurança com o ângulo de atrito efetivo e razão de resistência não drenada do rejeito, respectivamente. Para o primeiro caso obteve-se um coeficiente de correlação de 0,511 e para o segundo, 0,736, o que mostra que, para este caso, a razão de resistência exerce maior influência no desempenho do empilhamento.

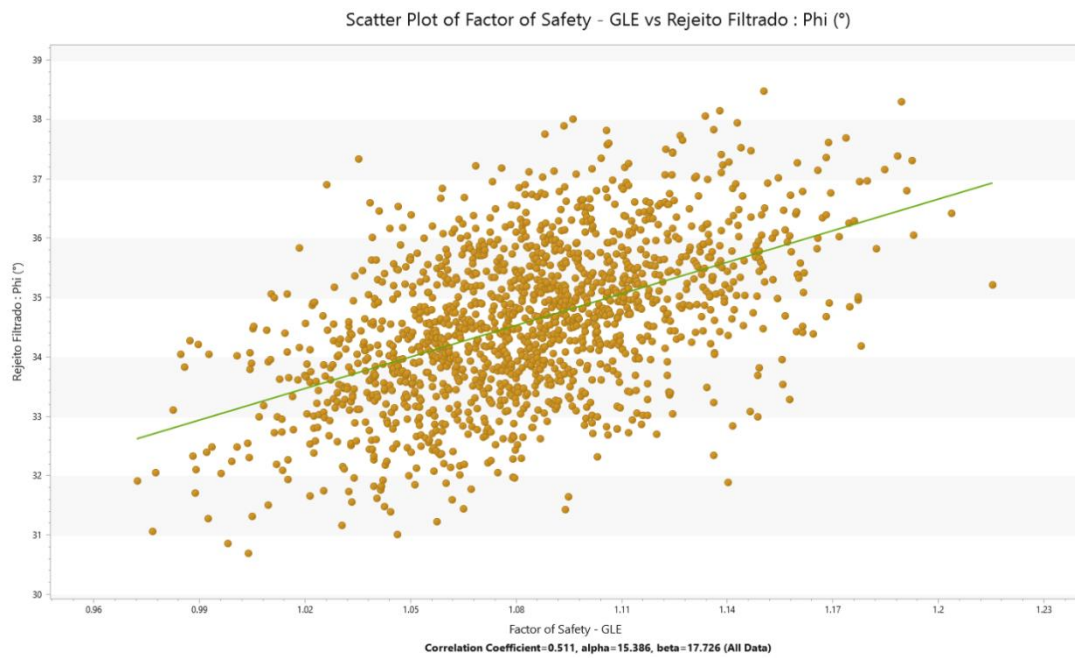


Figura 5.40 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

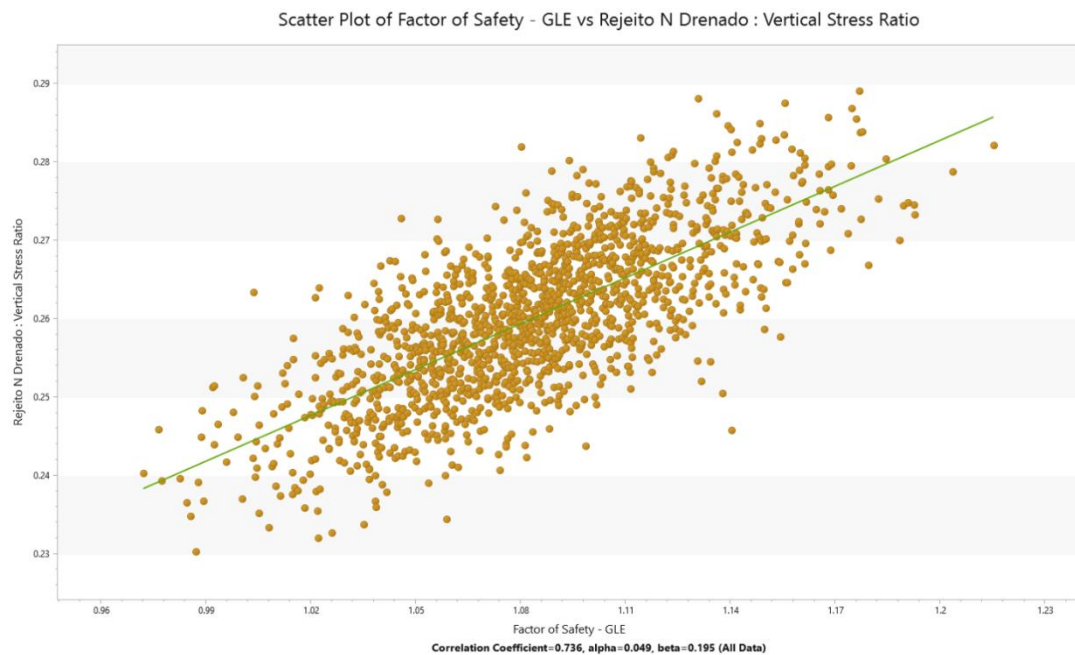


Figura 5.41 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação à razão de resistência não drenada do rejeito para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

A Figura 5.42 mostra a cunha de ruptura hipotética num corte 2D. Como nesta condição de carregamento a razão de resistência não drenada foi aplicada por meio de um plano horizontal que se estende até a superfície da estrutura, as porções não drenadas estão sujeitas a tensões de cisalhamento simples e extensão, sendo as parcelas de resistência que tendem a apresentar menores valores em relação à compressão (OLSON e MATTSON, 2008), o que explica a maior influência da razão de resistência no FS em relação ao ângulo de atrito efetivo do rejeito, conforme mencionado anteriormente.

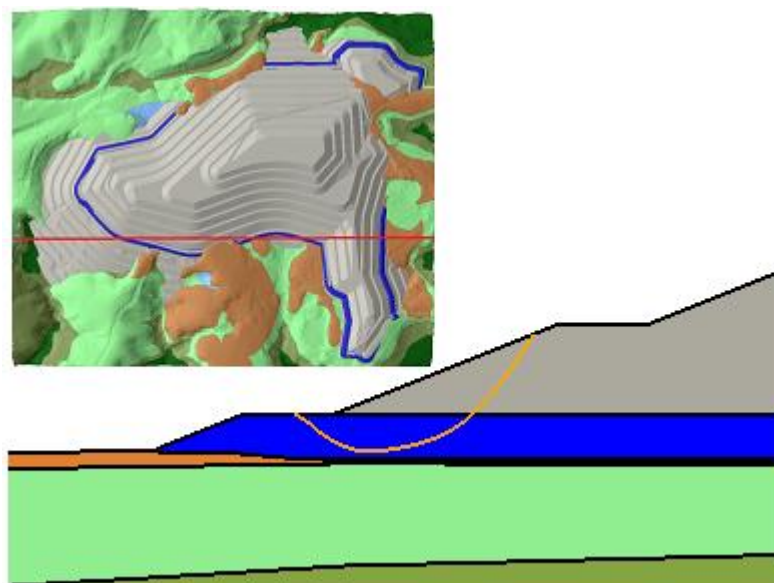


Figura 5.42 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para saturação de camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

### 5.3.4. CONDIÇÃO PSEUDOESTÁTICA NÃO DRENADA

A Figura 5.43 ilustra o resultado obtido para condição pseudoestática não drenada. O fator de segurança obtido foi da mesma ordem de grandeza daqueles presentes no item 5.2.4. A probabilidade de falha retornada foi de 0%, seguindo o histograma de distribuição de FS conforme Figura 5.44 para as 1500 simulações executadas. O menor FS registrado foi de 1,261 com desvio padrão de 0,028 e índice de confiabilidade igual a 12,180, valor de acordo com o especificado em 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

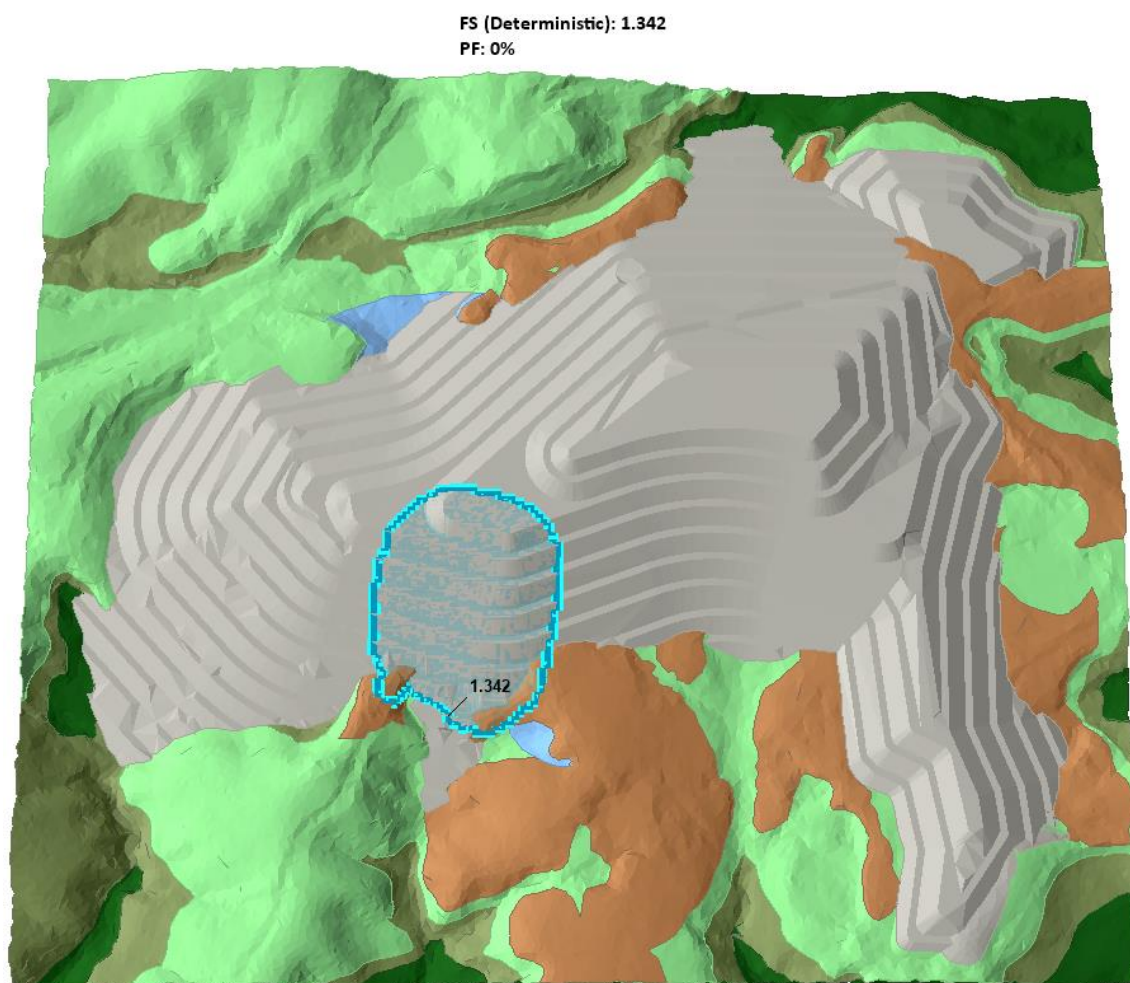


Figura 5.43 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.

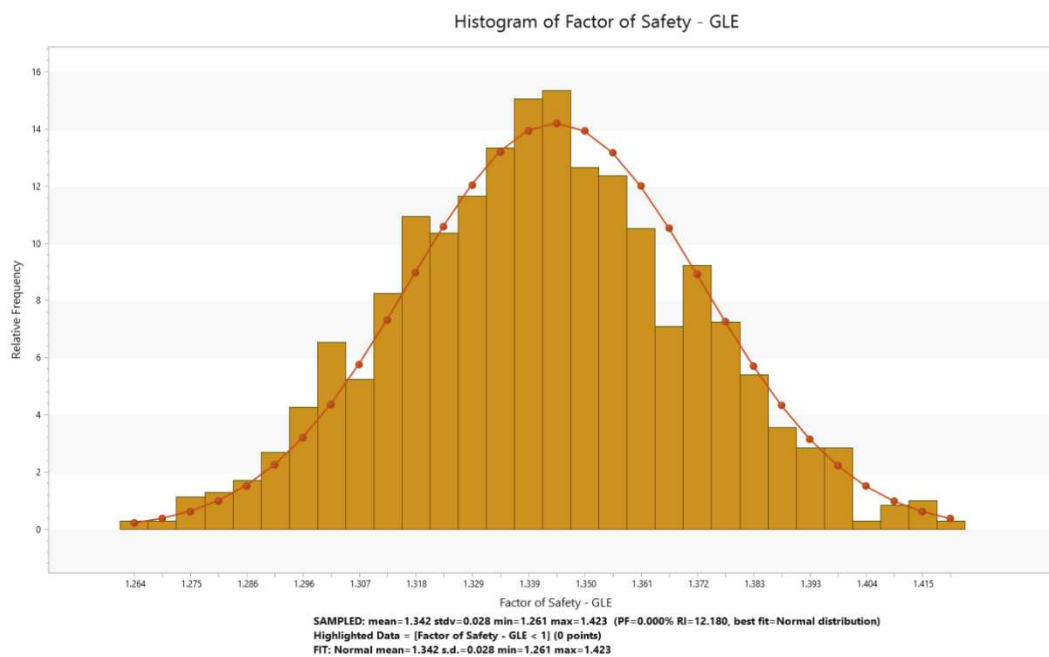


Figura 5.44 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.

A Figura 5.45 e Figura 5.46 mostram a dependência do fator de segurança com o ângulo de atrito efetivo e razão de resistência não drenada do rejeito, respectivamente. Para o primeiro caso obteve-se um coeficiente de correlação de 0,730 e para o segundo, 0,715. Nota-se que ambos os fatores apresentam o mesmo nível de influência no fator de segurança, o que não foi observado na situação anterior (item 5.3.3).

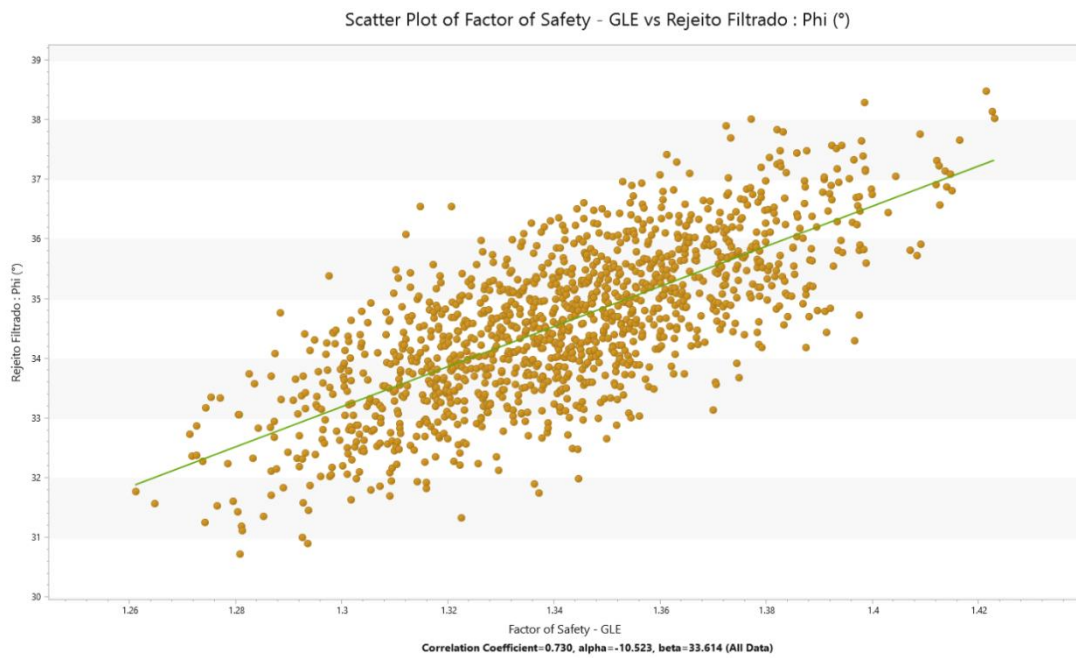


Figura 5.45 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.

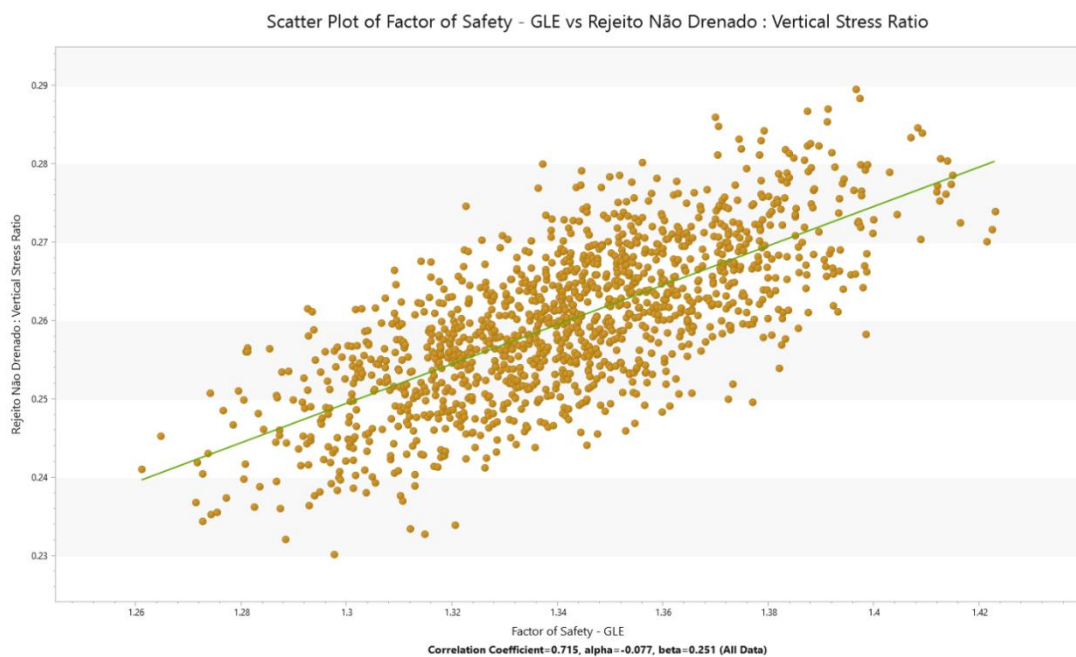


Figura 5.46 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação à razão de resistência não drenada do rejeito para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.

Como nesta condição de carregamento a razão de resistência não drenada foi aplicada somente ao material submetido a tensões confinantes superiores a 800 kPa, somente as porções mais internas da estrutura apresentaram este tipo de comportamento, o que faz com que apenas uma porção da cunha de ruptura hipotética mobilize este tipo de resistência, sendo o restante governado pelo comportamento drenado do rejeito. A Figura 5.47 mostra a cunha de ruptura hipotética num corte 2D, evidenciando o explicitado

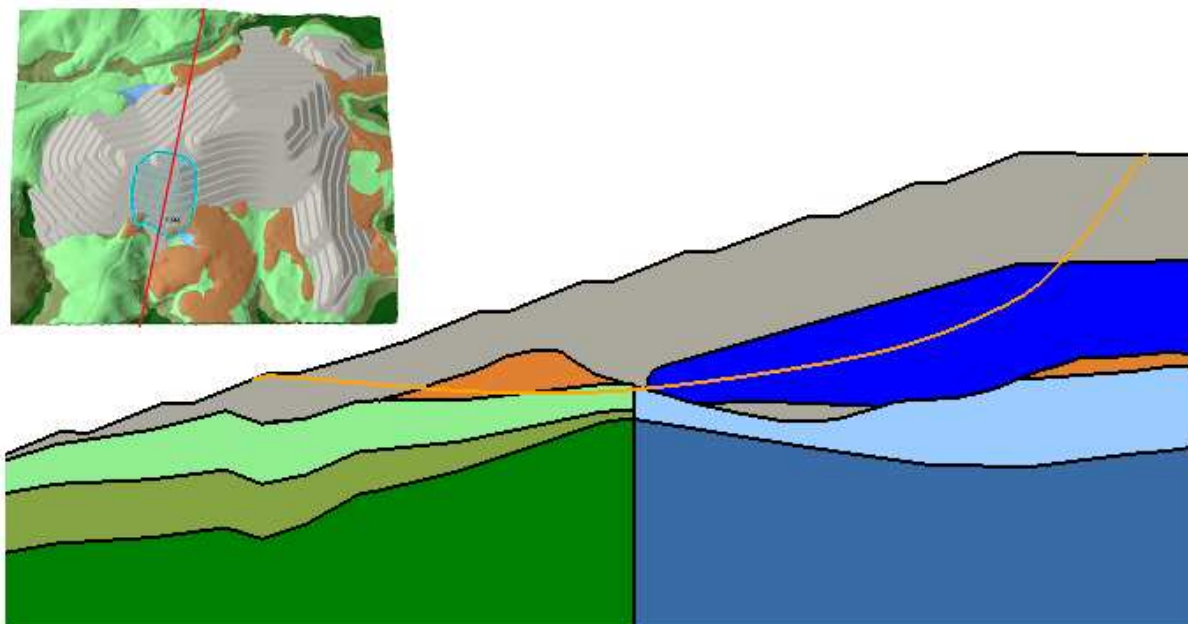


Figura 5.47 - Vista da seção crítica 2D evidenciando a cunha de ruptura hipotética para condição pseudoestática não drenada. Fonte: O Autor.

### 5.3.5. SATURAÇÃO SUPERFICIAL DO MACIÇO

A Figura 5.48 ilustra o resultado obtido para saturação superficial do maciço. Novamente, o fator de segurança obtido foi da mesma ordem de grandeza daqueles presentes no item 5.2.5. A probabilidade de falha retornada foi de 0%, seguindo o histograma de distribuição de FS conforme Figura 5.49 para as 1500 simulações executadas. O menor FS registrado foi de 1,645 com desvio padrão de 0,092 e índice de confiabilidade igual a 13,377, valor de acordo com o especificado em 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).



Figura 5.48 - Análise de estabilidade probabilística do empilhamento de rejeitos desaguados para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

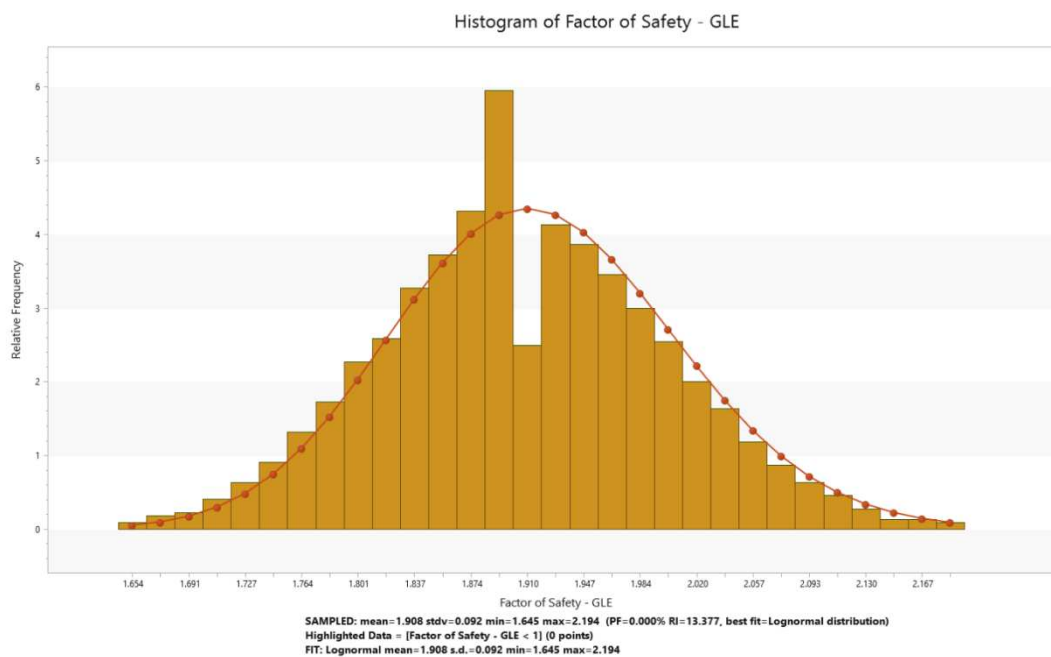


Figura 5.49 - Histograma de distribuição de frequência dos fatores de segurança para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

A Figura 5.50 e Figura 5.51 mostram a dependência do fator de segurança com o ângulo de atrito efetivo e o peso específico do rejeito, respectivamente. Para o primeiro caso, obteve-se um coeficiente de correlação de 0,999 e para o segundo, -0,017, o que mostra que o FS é exclusivamente dependente do ângulo de atrito quando a cunha de ruptura é governada apenas pelo mesmo material.

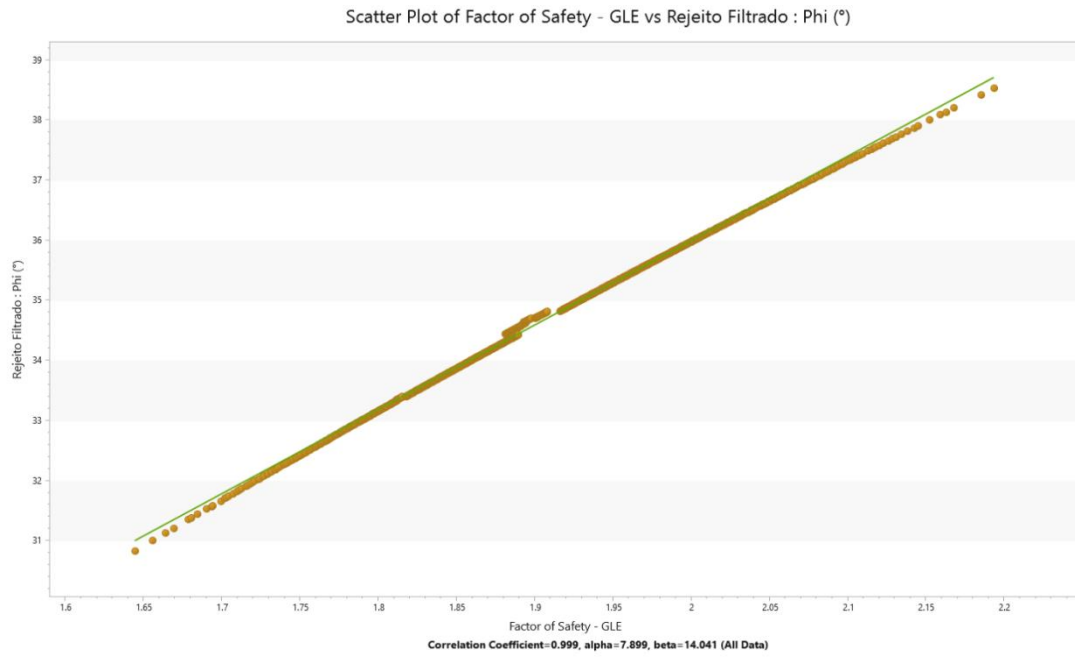


Figura 5.50 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao ângulo de atrito do rejeito para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

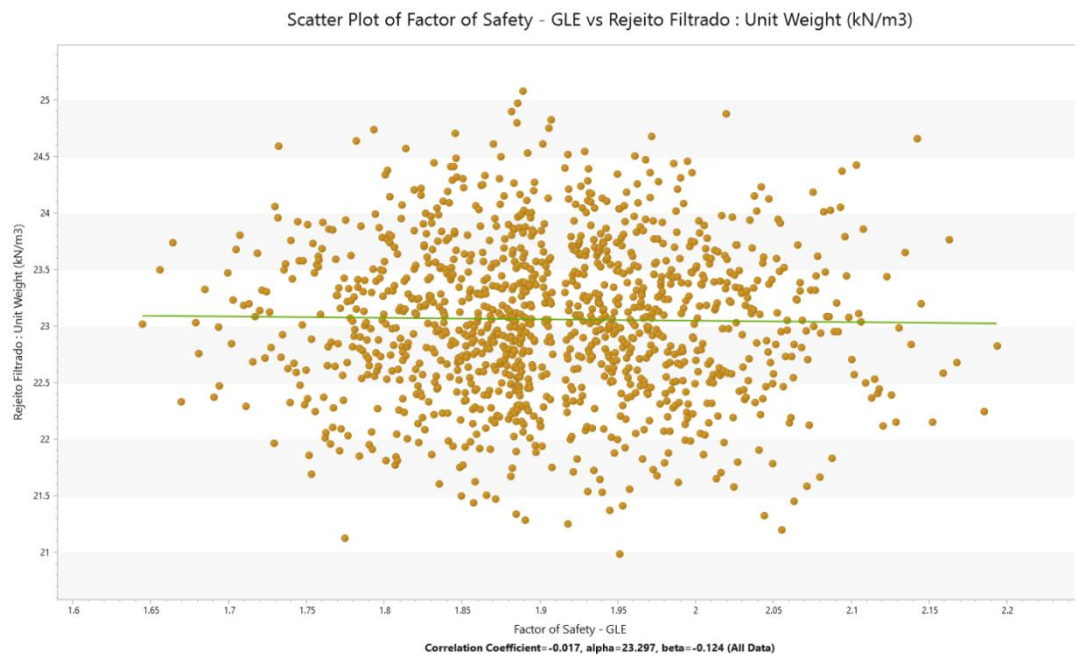


Figura 5.51 - Gráfico de dispersão: fator de segurança em relação ao peso específico do rejeito para saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

## 5.4. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

### 5.4.1. CONDIÇÃO NORMAL

A Figura 5.52 ilustra o modelo extraído do corte que perpassa a seção crítica. A malha de poropressões também foi inserida no modelo, porém foi oculta na imagem para melhor visualização. A Figura 5.53 mostra o resultado obtido para as condições normais da estrutura. O fator de segurança obtido foi de 1,835, com probabilidade de falha de 0% e índice de confiabilidade igual a 65,926. Todos os valores estão de acordo com os limites estabelecidos em 4.5 ( $FS_{\min} \geq 1,5$ ) e 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

Salienta-se que o FS obtido por esta abordagem foi aproximadamente 8% menor em relação ao obtido no item 5.3.1. Como salientado em 3.4.1, é esperado que análises 2D retornem um FS menor em relação às tridimensionais por não levar em consideração o confinamento exercido pelo material adjacente.

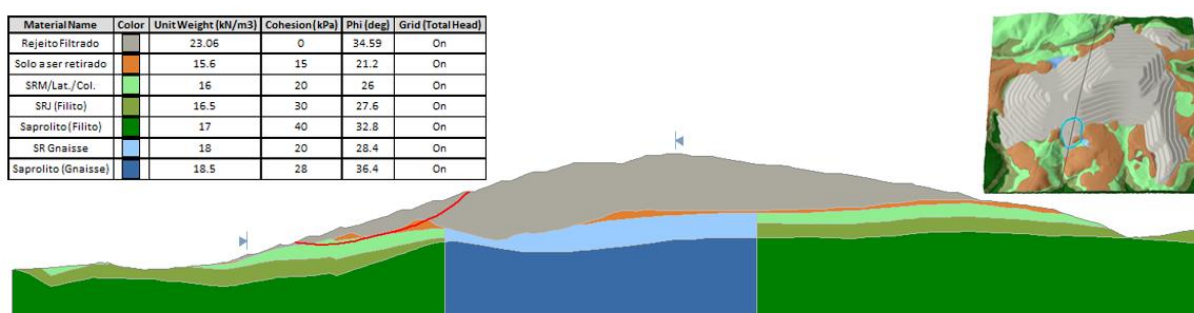


Figura 5.52 - Modelo bidimensional do empilhamento sob solicitações usuais. Fonte: O Autor.

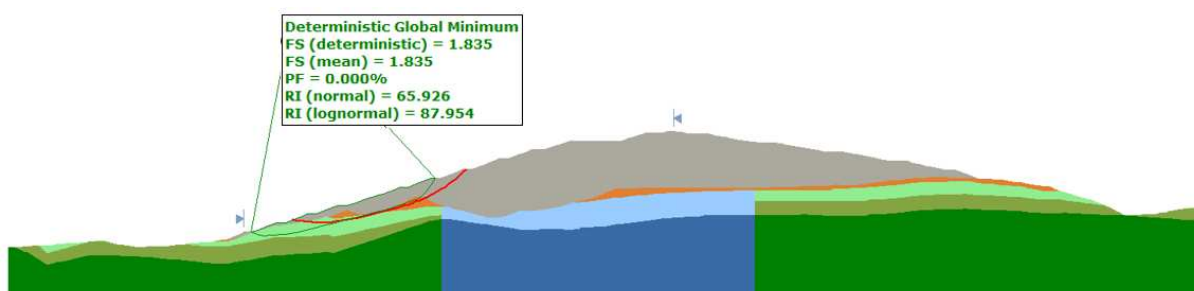


Figura 5.53 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento sob solicitações usuais. Fonte: O Autor.

#### 5.4.2. COLMATAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

A Figura 5.54 ilustra o modelo extraído do corte que perpassa a seção crítica. A Figura 5.55 mostra o resultado obtido da estrutura na condição de colmatação da drenagem interna. O fator de segurança obtido foi de 1,832, com probabilidade de falha de 0% e índice de confiabilidade igual a 65,954. Todos os valores estão de acordo com os limites estabelecidos em 4.5 ( $FS_{\min} \geq 1,5$ ) e 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

Como destacado nas demais abordagens, o FS obtido foi muito próximo àquele retornado para condições normais da estrutura, indicando que não há tendência de infiltração suficiente para formação de um nível d'água capaz de comprometer a estrutura. Salienta-se, assim como para a condição anterior, que o FS obtido por esta abordagem foi aproximadamente 8% menor em relação ao obtido no item 5.3.2.

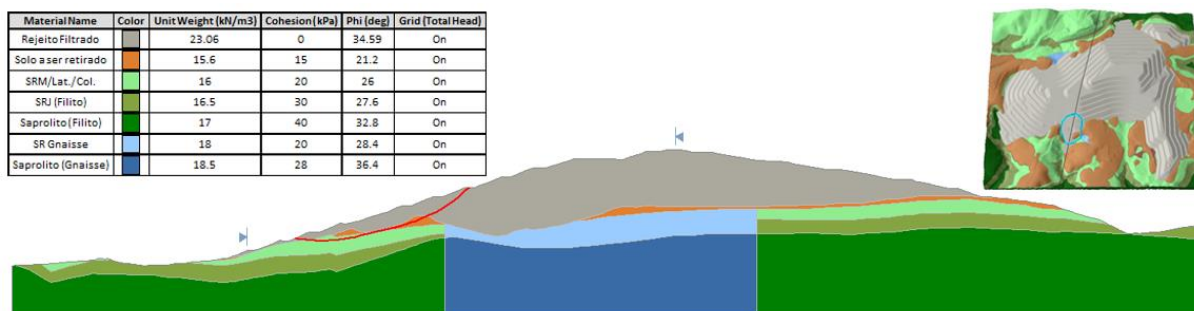


Figura 5.54 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de colmatação da drenagem interna. Fonte: O Autor.

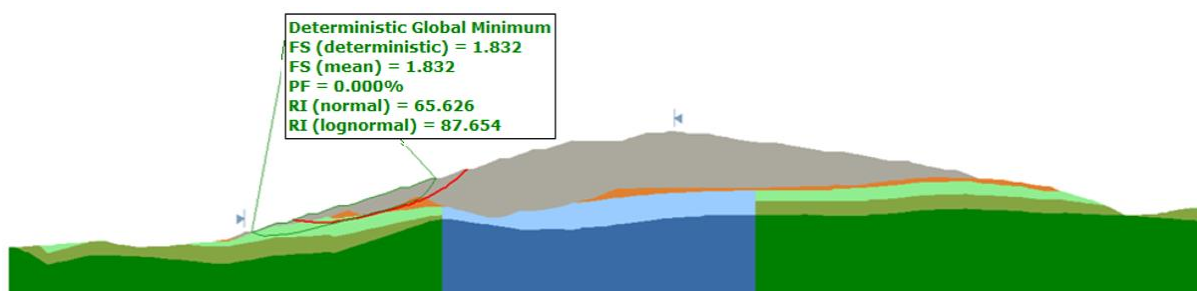


Figura 5.55 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de colmatação da drenagem interna. Fonte: O Autor.

### 5.4.3. SATURAÇÃO DE CAMADA BASAL COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO

A Figura 5.56 ilustra o modelo extraído do corte que perpassa a seção crítica. A Figura 5.57 mostra o resultado obtido da estrutura na condição de saturação de uma camada próxima ao pé da estrutura com comportamento não drenado. O fator de segurança obtido foi de 1,189, com probabilidade de falha de 0% e índice de confiabilidade igual a 5,030.

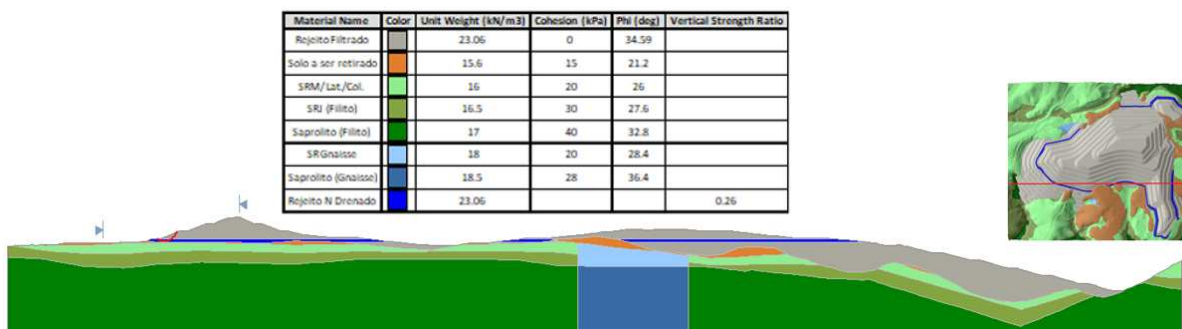


Figura 5.56 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de uma camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

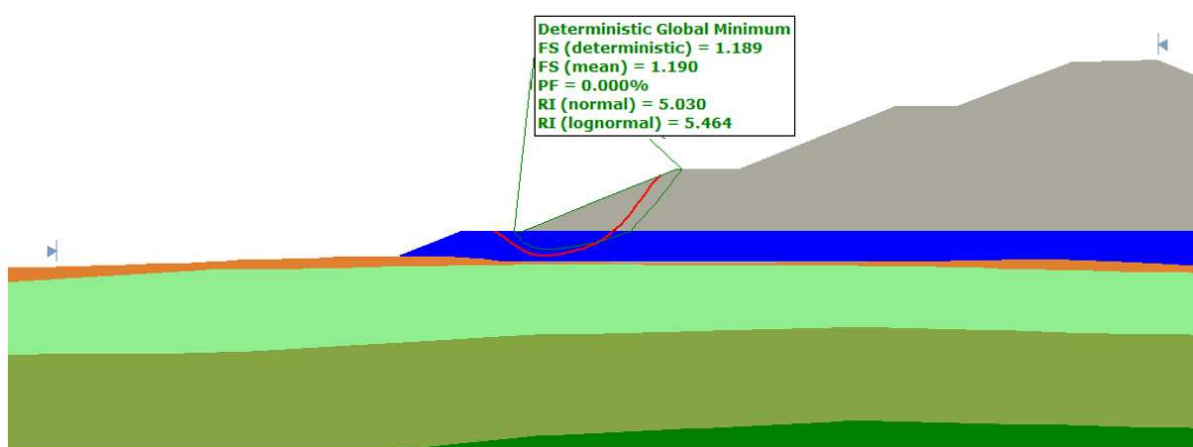


Figura 5.57 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de uma camada basal com comportamento não drenado. Fonte: O Autor.

Para esta situação, o FS foi cerca de 10% maior que o tridimensional (item 5.3.3). Diferente das situações anteriores, para as quais o talude apresentava uma geometria 3D convexa no corte, neste caso a situação é mais retilínea. Apesar dos valores satisfatórios para Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade, o FS não atingiu o mínimo preconizado no item 4.5 ( $FS_{\min} \geq 1,3$ ). Sabe-se que tanto a condição de carregamento quanto o FS mínimo exigido são rigorosos, mas ressaltam os riscos de uma possível ruptura e a necessidade de

controle tecnológico eficiente durante a execução do empilhamento para evitar a ocorrência desta situação em campo.

#### 5.4.4. CONDIÇÃO PSEUDOESTÁTICA NÃO DRENADA

A Figura 5.58 ilustra o modelo extraído do corte que perpassa a seção crítica. A Figura 5.59 mostra o resultado obtido da estrutura na condição pseudoestática não drenada. O fator de segurança obtido foi de 1,109, com probabilidade de falha de 0% e índice de confiabilidade igual a 4,671. Todos os valores estão de acordo com os limites estabelecidos em 4.5 ( $FS_{\min} \geq 1,1$ ) e 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

Diferente das situações anteriores, o  $FS_{2D}$  foi aproximadamente 17% menor em relação ao  $FS_{3D}$ . Como a seção crítica era a mesma dos itens 5.4.1 e 5.4.2, esperava-se uma diferença de cerca de 10%. Isso faz crer que o confinamento lateral aplicado pelo material na situação tridimensional é ainda mais relevante para resistir às solicitações sísmicas em relação às demais.

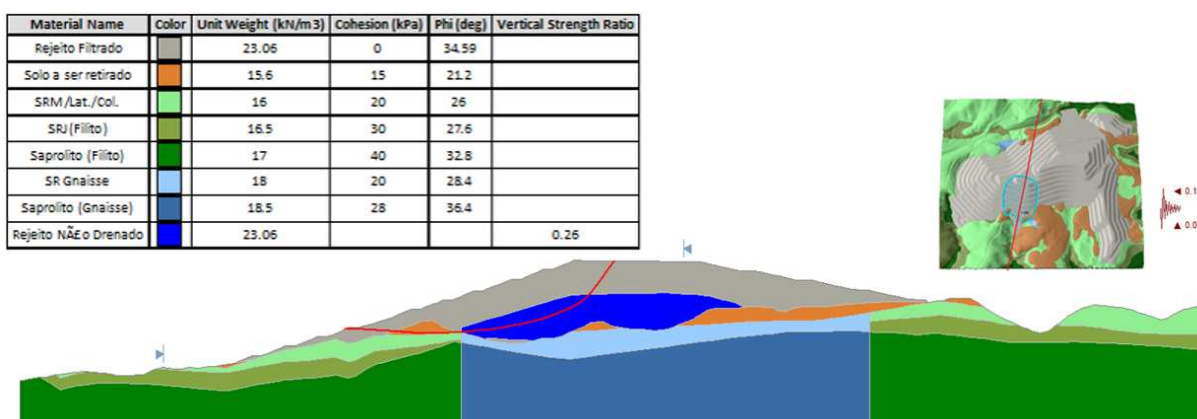


Figura 5.58 - Modelo bidimensional do empilhamento sob solicitações pseudoestáticas não drenadas. Fonte: O Autor.

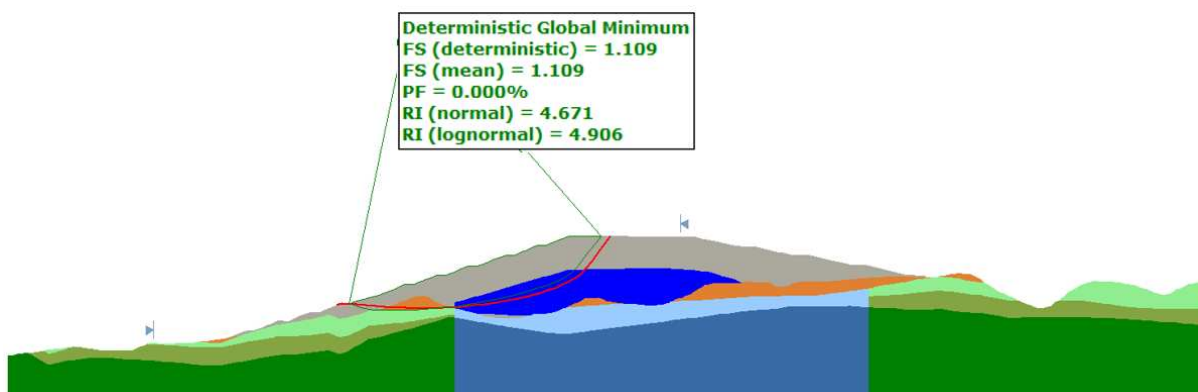


Figura 5.59 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento sob solicitações pseudoestáticas não drenadas. Fonte: O Autor.

#### 5.4.5. SATURAÇÃO SUPERFICIAL DO MACIÇO

A Figura 5.60 ilustra o modelo extraído do corte que perpassa a seção crítica. A Figura 5.61 mostra o resultado obtido da estrutura na condição de saturação superficial do maciço. A malha de poropressões está inserida no modelo, porém foi oculta na imagem para melhor visualização. O fator de segurança obtido foi de 2,023, cerca de 6% maior em relação ao  $FS_{3D}$ . A probabilidade de falha foi de 0%, com índice de confiabilidade igual a 10,486. Todos os valores estão de acordo com os limites estabelecidos em 4.5 ( $FS_{\min} \geq 1,5$ ) e 3.4.2 ( $RI_{\min} \geq 3$ ).

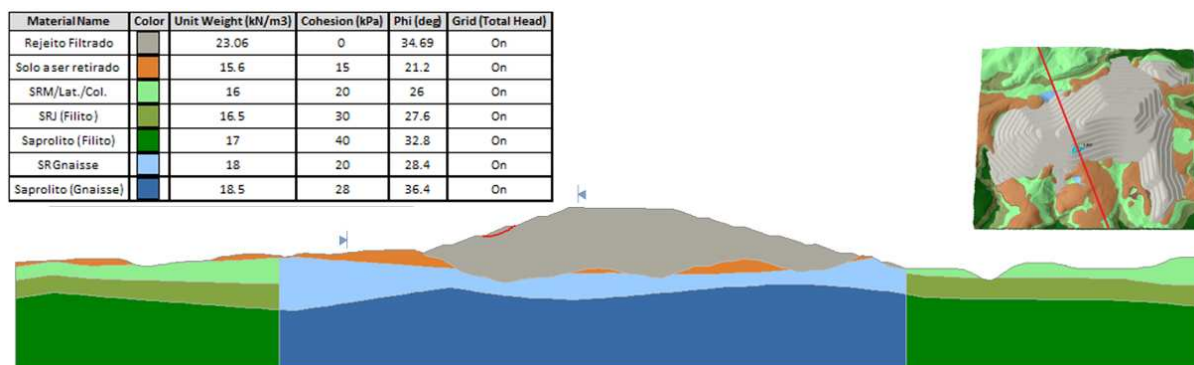


Figura 5.60 - Modelo bidimensional do empilhamento na condição de saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

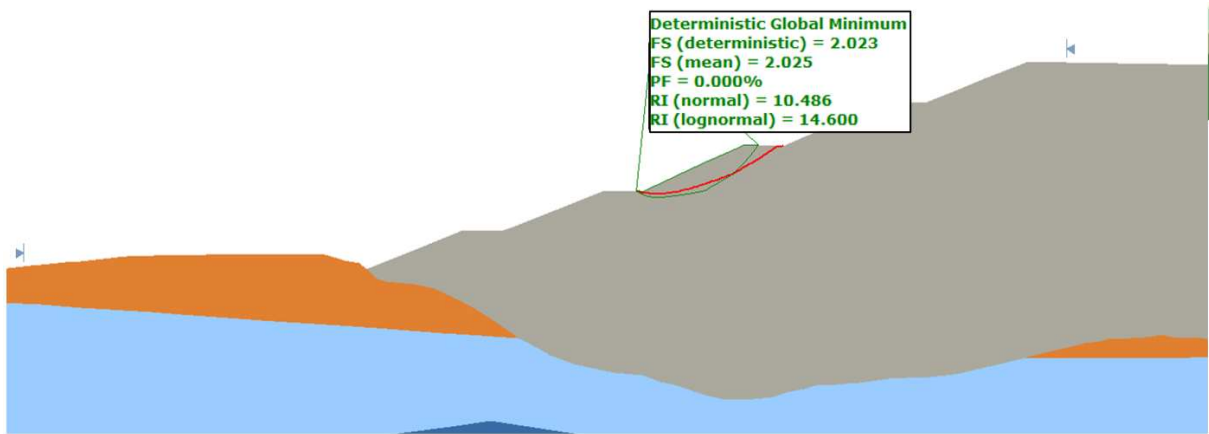


Figura 5.61 - Análise de estabilidade bidimensional do empilhamento na condição de saturação superficial do maciço. Fonte: O Autor.

## 5.5. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Partindo-se dos fatores de segurança pré-estabelecidos em 4.5 e em posse dos resultados apresentados ao longo deste capítulo, têm-se as condições de estabilidade do empilhamento de rejeitos desaguados, apresentadas na Tabela 5.2. Constata-se que a única condição não atendida foi a de saturação de camada próxima ao pé da pilha com comportamento não drenado.

É importante salientar que o modelo desta solicitação é bastante conservador, uma vez que requer a combinação de alguns fatores para sua ocorrência em campo, dentre eles a disposição de uma série de camadas de rejeito compactado em condições fora das especificadas durante períodos chuvosos intensos. Um modelo com condições de saturação localizadas e mais internas a pilha seria mais fidedigno, porém de maior complexidade para ser modelado no software em questão, daí esta simplificação.

Diante disto, considera-se que a geometria proposta está adequada em termos das análises realizadas. Conforme já mencionado, a estabilidade global da estrutura depende de uma série de avaliações, como por exemplo, das características do rejeito, do comportamento em termos de tensão-deformação e da percolação interna, realizadas por Carneiro (2021), Oliveira (2021) e Venturin (2022), respectivamente. A combinação destas informações é crucial para definir as principais características construtivas do maciço, como a faixa do grau de compactação, granulometria, umidade, espessura de camada lançada, inclinação dos taludes e dimensionamento do sistema de drenagem.

Assim, por mais que as diferenças numéricas dos FS apresentados sejam pequenas, o comportamento dos rejeitos quanto ao potencial de liquefação varia consideravelmente, como pode ser visto na evolução presente da Figura 5.1 à Figura 5.4 em termos de comportamento não drenado nos ensaios triaxiais.

O mesmo pode ser dito sobre o sistema de drenagem: apesar da condição colmatada não influenciar numericamente no FS em relação à normal, a correta condução das águas pluviais e de nascentes para o exterior da pilha é essencial para assegurar o desempenho não saturado da estrutura. Ao longo da construção haverá períodos chuvosos que, sem os dispositivos eficientes de drenagem, podem acarretar num acúmulo de água nas praças de disposição e posteriormente na saturação local do aterro em formação, culminando em problemas à estabilidade a longo prazo.

Tabela 5.2 - Resultados obtidos na avaliação da estabilidade do empilhamento.

Condição	FS mínimo	FS determinístico				FS Probabilístico			FS probabilístico 2D		
		93% GC	95% GC	97% GC	100% GC	FS	PF	RI	FS	PF	RI
Condições normais	1,5	2,009	2,011	2,020	1,994	2,002	0%	53,813	1,835	0%	65,926
Colmatção total dos drenos	1,5	2,009	2,011	2,020	1,994	2,002	0%	51,908	1,832	0%	65,954
Pseudoestática não drenada	1,1	1,282	1,313	1,345	1,338	1,342	0%	12,180	1,109	0%	4,671
Saturação superficial do maciço	1,5	1,788	1,855	1,887	1,949	1,897	0%	13,377	2,023	0%	10,486
Saturação camada basal com comportamento não drenado	1,3	1,168	1,230	1,182	1,208	1,082	1,2%	2,313	1,189	0%	5,030

Fonte: O Autor.

De acordo com os dados disponibilizados, ainda há incertezas sobre os materiais de fundação. Todo o modelo geológico foi extrapolado tanto em termos de contatos litológicos quanto de parâmetros de resistência com base nas sondagens presentes na Figura 4.10 e ensaios da Tabela 4.1. Esses materiais devem ser avaliados em campanhas de sondagem e ensaios geotécnicos complementares que permitam uma caracterização mais assertiva dos seus locais de ocorrência e características de resistência.

A avaliação das referidas sondagens existentes determinou a necessidade de remoção de material superficial em grande parte da pilha. Apesar de mantidos nas análises de estabilidade, notou-se por meio dos cortes 2D que os materiais inseridos como “solo a ser retirado” condicionam alguns modos de falha. Os FS apresentados são satisfatórios, mas como não há investigações quanto à compressibilidade, presume-se que eles podem ser um problema do ponto de vista de grandes deformações na estrutura. A Figura 5.62 mostra a localização e profundidades estimadas de ocorrência deste material com NSPT < 7.

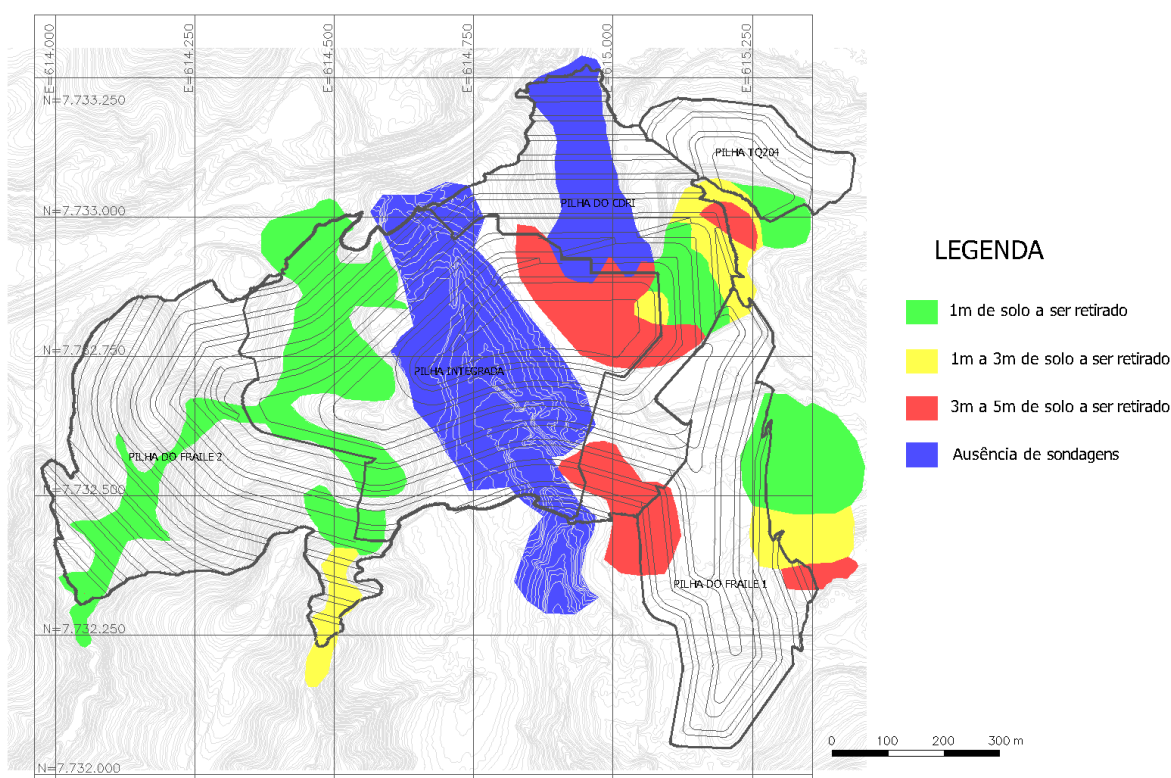


Figura 5.62 - Ocorrência e profundidade dos materiais com NSPT menor que 7. Fonte: O Autor.

Adicionalmente, é importante o estudo de um programa de monitoramento para controle tanto das variáveis que podem afetar a estabilidade da pilha durante sua execução quanto em sua geometria final. Este programa deve ser capaz de acompanhar as poropressões na estrutura em

construção e ao longo de sua vida útil, deformações (recalques e horizontais), vazão do dreno de fundo, chuvas, taxa de alteamento e geometria.

## 6. CONCLUSÕES

---

Este estudo visou avaliar a estabilidade tridimensional de um empilhamento de rejeitos filtrados por meio de abordagens determinística e probabilística para diferentes condições de carregamento. A fundação foi modelada de acordo com os dados disponibilizados pela mineradora, enquanto o rejeito foi caracterizado geotecnicamente nos laboratórios da UFV e FEUP.

Para o presente estudo de caso, em conjunto com trabalhos realizados no projeto deste mesmo empreendimento, buscou-se avaliar os fatores de segurança, probabilidades de falha e índices de confiabilidade das diferentes solicitações, e compará-los com referências de normas nacionais e internacionais que dispõem sobre barragens de rejeito, uma vez que ainda não há conhecimento de regulamentação para empilhamentos de rejeitos filtrados.

Os resultados indicaram os principais pontos:

- O aumento do grau de compactação gera ligeiro incremento do ângulo de atrito efetivo de pico para o rejeito, variando de 34,4° para 93% do GC até 36,3 em 100% do GC;
- As análises de estabilidade entre os diferentes graus de compactação para o rejeito com parâmetros do estado crítico ( $\varphi'_r$ ) não apresentaram diferenças significativas, uma vez que as únicas variáveis foram o peso específico do material e a malha de poropressões;
- Ao se utilizar valores de resistência de pico para o rejeito ( $\varphi'_p$ ), notou-se ligeiro incremento do fator de segurança em todos os graus de compactação, mas não proporcional à razão  $\varphi'_p / \varphi'_r$ ;
- A simulação da colmatção do sistema de drenagem interna por meio da redução de sua permeabilidade da ordem de 10 vezes não causou nenhuma diferença no fator de segurança obtido. Isso mostra que, para o modelo de chuvas adotado na análise de percolação e com o atual nível d'água descrito nas sondagens, não há elevação significativa deste de modo que interfira na estabilidade do maciço;
- A saturação de uma camada de 5 m próximo ao pé da pilha com comportamento não drenado foi a situação mais crítica, não satisfazendo o FS mínimo pré-estabelecido de 1,3 em nenhum dos graus de compactação. Sabe-se que esta é uma condição bastante

conservadora, mas foi realizada no intuito de se verificar as consequências de tal ocorrência;

- As análises de percolação por modelos numéricos indicaram tendência de saturação das camadas superficiais da pilha. A análise de estabilidade considerando este cenário mostrou desempenho satisfatório de estabilidade, com FS superior a 1,5 e pequena cunha de ruptura hipotética, afetando apenas uma bancada;
- As malhas de poropressão utilizadas indicam que não há a formação de nível freático no interior da pilha, ficando este restrito à fundação;
- As análises probabilísticas realizadas apresentaram resultados condizentes com os obtidos nas análises determinísticas, com FS, probabilidade de falha e índice de confiabilidade adequados. A situação mais crítica, sendo a única que apresentou PF maior que 0, foi a de saturação de camada de base com comportamento não drenado. Isto pode ser explicado pela faixa de variação da razão de resistência não drenada, variando do seu valor residual até o pico;
- As análises probabilísticas bidimensionais apresentaram valores com diferenças de cerca de 10% das 3D. Na maior parte dos casos, os FS obtidos foram menores. Os cenários que apresentaram valores superiores em relação ao 3D foram os que envolvem saturação do maciço. Acredita-se que, como nesta metodologia a análise foi desenvolvida pela importação da malha de poropressões, esta tenha uma influência maior no cenário tridimensional, havendo uma subestimação na interpolação para o caso 2D.

Destaca-se que, de forma geral, o modelo 3D é uma boa alternativa para avaliação de estruturas geotécnicas, uma vez que projetos bidimensionais nem sempre representam aspectos importantes do estado de tensões e demais características às quais o material está submetido, como o fluxo tridimensional e condições do relevo da fundação.

Apesar disto, ainda há limitações quanto ao uso desta abordagem, principalmente no que tange à disponibilidade de dados necessários para elaboração de um modelo fidedigno. A modelagem por meio do software é complexa e necessita de malha topográfica de boa resolução, bem como de muitas sondagens para interpolar a geologia da fundação.

Espera-se com este estudo contribuir para o estado da arte acerca da execução de empilhamentos drenados mediante determinação dos parâmetros de resistência de rejeitos de

minério de ferro sob diferentes graus de compactação, bem como sua influência no desempenho da estrutura sob algumas condições de carregamento. Esta pesquisa poderá ser utilizada em análises comparativas ou na estimativa de parâmetros iniciais para materiais semelhantes.

Sugere-se a execução de análises acopladas de tensão-deformação-percolação de maneira a simular o desenvolvimento de poropressões ao longo do alteamento da pilha. À medida que o rejeito é submetido a tensões crescentes, a água expulsa dos vazios tende a ficar aprisionada no material, que na maioria das vezes encontra-se compactado ao longo do ramo úmido da curva, podendo culminar em bolsões de saturação locais. Estas informações são cruciais na avaliação de novos cenários para estabilidade.

Como evidenciado no item 4.3.2.3, mesmo para 100% do grau de compactação, o rejeito ainda apresenta comportamento ligeiramente contrátil em tensões confinantes superiores a 800 kPa. Sugere-se um estudo complementar avaliando outras energias além da Proctor Normal de forma a averiguar o impacto destas no comportamento do material submetido a grandes tensões. Esta pode ser uma alternativa que minimize o risco de liquefação em estruturas similares de grande porte.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ABRAMSON, L. W., LEE, T. S., SHARMA, S., BOYCE, G. M. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods*, John Wiley & Sons, 2nd ed. New York, p. 330-378.

ALEVAN, G. M.; PIRES, A. C. G.; RIBEIRO, L. F. M. Análise das possibilidades de depósito de estéreis e rejeitos de mineração: as vantagens da codisposição e da disposição compartilhada. 2016. 10º Simpósio Nacional de Qualidade Ambiental – Regulamentação Ambiental, Desenvolvimento e Inovação, Porto Alegre.

AMARANTE, S.C. Filtragem de Minérios de Ferro – Comparação entre Métodos de Filtragem de Laboratório: Testes de Folha e de Funil de Büchner. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. 125p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. D4767 - 11 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken, 2011a, 14p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. D5084 - 16 - Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. West Conshohocken, 2016, 24p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. D7181 - 11 - Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, 2011b, 11p.

AMOAHA, N.; DRESSEL, W.; FOURIE, A. B. Characterisation of unsaturated geotechnical properties of filtered magnetite tailings in a dry stack facility. In: *Proceedings of the 21st International Seminar on Paste and Thickened Tailings*. Australian Centre for Geomechanics, 2018. p. 375-388.

ANCOLD (2012) *Guidelines on Tailings Dams: Planning, Design, Construction, Operation and Closure*, Australian National Committee on Large Dams Incorporated, Australia.

ARELLANO, D. & STARK, T. D. (2000). Importance of three-dimensional slope stability analysis in practice. In *Slope Stability 2000*, GSP no. 101 (eds D. V. Griffiths et al.), Reston, VA: ASCE, pp. 18 – 32.

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G., SILVA, P.D.E.A. & J.A. MAIA (2012). *Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia*. Publicação G.AP-002/2012. Apostila do curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UNB, Brasília.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 13028: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_\_NBR 13029: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_\_NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.

\_\_\_\_NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016b.

\_\_\_\_NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016c.

\_\_\_\_NBR 7180: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016d.

\_\_\_\_NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica - Procedimento. Rio de Janeiro, 2016e.

\_\_\_\_NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016f.

ASSUMPCÃO, Marcelo de Sousa; PIRCHINER, Marlon; DOURADO, João Carlos; BARROS, Lucas Vieira. Terremotos no Brasil: preparando-se para eventos raros. Boletim SBGf, Rio de Janeiro, Sociedade Brasileira de Geofísica, n. 96, p. 25-29, 2016. Disponível em: <[http://www.sbgf.org.br/home/images/Boletim\\_96-2016.pdf](http://www.sbgf.org.br/home/images/Boletim_96-2016.pdf)>. Acesso em: 20 abr. 2021.

AVERY, Q. e WILSON, K. Red Mud Pressure Filtration for the Alumina Refinery's Bauxite Residue Tailings Disposal, Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste 2013, Belo Horizonte – MG, Brasil, 2013.

AZAM, S. E IMRAN, S.A. A statistical model for slurry thickening. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, IACMAG. 2008. Goa, India. 71-77 pp.

BABA, K.; BAHY, L.; OUADIF, L.; AKHSSAS, A. Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element methods applied to a railway in the moroccan rif. Open Journal of Civil Engineering, vol. 2, p. 27-32. 2012.

BAECHER G. B. & CHRISTIAN J. T. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering, John Wiley & Sons, New York, p. 303-430. 2003.

BRASIL. Lei nº 14066, de 30 de setembro de 2020. 189. ed. Brasília. Seção 1, p. 3. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>. Acesso em: 27 mar. 2022.

BRASIL. Constituição (2019). Resolução nº 4, de 15 de fevereiro de 2019. Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido. Resolução Nº 4, de 15 de Fevereiro de 2019. 34. ed. Brasília, 18 fev. 2019. Seção 1, p. 58-58. Disponível em: <http://pesquisa.in.gov.br/imprensa/jsp/visualiza/index.jsp?data=18/02/2019&jornal=515&pagina=58>. Acesso em: 27 mar. 2020.

BROMHEAD, E. N. & MARTIN, P. L. Three-dimensional limit equilibrium analysis of the Taren landslide. In *Advances in geotechnical engineering (Skempton Conference)*, Vol. 2, 2004. pp. 789–802. London: Thomas Telford.

CALDWELL, Jack; CRYSTAL, Colleen. Filter-Pressed Tailings Facility Design, Construction, and Operating Guidelines, in *Proceedings Tailings and Mine Waste Conference*. 2015. Disponível em: <https://open.library.ubc.ca/cIRcle/collections/59368/items/1.0320844>. Acesso em: 18 maio. 2020.

CARNEIRO, Jessé Joabe Vieira. Caracterização e comportamento de rejeitos de minério de ferro: efeitos da compactação e nível de tensões. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 179p.

CDA (2014) *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*, Canadian Dam Association, Canada.

CHENG, Yung Ming; LAU, C. K. *Slope stability analysis and stabilization: new methods and insight*. CRC Press, 2014.

CRYSTAL, Colleen; HORE, Cameron; EZAMA, Ignacio. Filter-Pressed Dry Stacking: Design Considerations Based on Practical Experience, in *Proceedings Tailings and Mine Waste*. 2018. Disponível em: [https://www.na.srk.com/sites/default/files/file/CCrystal-CHore-IEzama\\_FilterPressedDryStacking\\_2018.pdf](https://www.na.srk.com/sites/default/files/file/CCrystal-CHore-IEzama_FilterPressedDryStacking_2018.pdf). Acesso em: 17 maio. 2020.

DAVIES, M.P. (2011). Filtered dry stacked tailings – the fundamentals. In *Proceedings Tailings and Mine Waste*, Vancouver, BC, Canada, disponível em <http://www.infomine.com/publications/docs/Davies2011.pdf>. Acesso em 21 de Abril de 2020.

DE SOUZA, Waldson José. Estudo da estabilidade de Taludes da Mina de Casa de Pedra, Congonhas (MG). 2000. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A.S. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. In: *COBRAMSEG*, 11, 1998, Brasília, Anais. Brasília, 1998.v.2, p.1289-1295.

ESPÓSITO, T.J. (1995). Controle geotécnico da construção da barragem de rejeito – Análise da estabilidade de taludes e estudos de percolação. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 159 p.

ESPÓSITO, T.J. Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construída por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2000, 363 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). ISO/TS 17892-3: Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 3: Determination of particle density — Pycnometer method. Bruxelles, 2004a.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). ISO/TS 17892-4: Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 4: Determination of particle size distribution. Bruxelles, 2004b.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR, M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo. NEGRO et al.(Ed.). Twin Cities: solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS, p. 155-187, 2012.

GOBIERNO DE CHILE. Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves, DS248, Ministerio de Minería, Santiago de Chile. 2007.

GODOY, N.S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

GOMES, Márcio Fernando Mansur. Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subprodutos da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro. 2009. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Ouro Preto, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola De Minas, Ouro Preto.

GOMES, Reinaldo Brandao; DE TOMI, Giorgio; ASSIS, Paulo Santos. Iron ore tailings dry stacking in Pau Branco mine, Brazil. *Journal of Materials Research and Technology*, v. 5, n. 4, p. 339-344, 2016.

GRIFFITHS, D. V.; MARQUEZ, R. M. Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Geotechnique*, v. 57, n. 6, p. 537-546, 2007.

GUIMARÃES, N. C. Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas. 2011. 129 f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas – Tecnologia Mineral) – Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte: 2011.

HAJIAZIZI, Mohammad; NASIRI, Masoud. The Effects of Strength Parameters on Slope Safety Factor in 2D & 3D Analyses using Numerical Methods. *International Journal of Mining and Geo-Engineering*, v. 54, n. 1, p. 71-75, 2020.

HATANAKA, Munenori; UCHIDA, Akihiko. Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and foundations*, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

HEAD, Kenneth H. et al. *Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests.* John Wiley & Sons, 1998.

HERRAMEN, R. (2016). Getting soil strength parameters for stiff unsaturated clay. Paper presented at AGS-SA 2016 Seminar – Design considerations for cuttings, revetments and retaining structures for unsaturated clay.

HERZA, J., ASHLEY, M. THORP, J. (2017). Factor of Safety?-Do we use it correctly?, in *Proceedings ANCOLD 2017*. Disponível em: [https://www.ghd.com/en/services/resources/PDF/ANCOLD\\_2017\\_Ashley\\_Factor-of-Safety-Do-we-use-it-correctly.pdf](https://www.ghd.com/en/services/resources/PDF/ANCOLD_2017_Ashley_Factor-of-Safety-Do-we-use-it-correctly.pdf). Acesso em: 20 maio. 2020.

HOEK, E. AND BRAY, J. W. Rock slope engineering, 3rd Edition, The Institute of Mining and Metallurgy, London. 1981.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS-ICOLD. Risk assessment in dam safety management. Bulletin 130. Paris, 2005. ISSN 0534-8293, 276 pg.

KALATEHJARI, Roohollah; ALI, Nazri. A review of three-dimensional slope stability analyses based on limit equilibrium method. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 18, p. 119-134, 2013.

KELESOGLU, M. K. The evaluation of three-dimensional effects on slope stability by the strength reduction method. KSCE Journal of Civil Engineering, v. 20, n. 1, p. 229-242, 2015.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL – PORTUGUAL (LNEC). E 197: Solos – Ensaio de compactação. Lisboa, 1966.

LACASSE, S. Hazard, Reliability and Risk Assessment - Research and Practice for Increased Safety. In: NGM 2016 Reykjavik. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting. Challenges in Nordic Geotechnic, 2016, Reykjavik. p.17-42.

LARA, J. L.; PORNILLOS, E. U.; MUÑOZ, H. E. Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits - State-of-the-art. In: International Seminar on Paste and Thickened Tailings, 16., 2013, Belo Horizonte. Proceedings [...]. Perth: Australian Centre For Geomechanics, 2013. p. 249-261.

LI, Shuai; CHEN, Qiusong; WANG, Xinmin. Superiority of filtered tailings storage facility to conventional tailings impoundment in southern rainy regions of China. Sustainability, v. 8, n. 11, p. 1130, 2016.

LUZ, A. B., & LINS, F. A. (2018). Introdução ao Tratamento de Minérios. Em A. B. Luz, S. C. França, P. F. Braga, & CETEM/MCTIC (Ed.), Tratamento de Minérios (6th ed., pp. 1-23). Rio de Janeiro.

MCKAY, M. D.; BECKMAN, R. J.; CONOVER, W. J. A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. Technometrics, v.21, n.2, p. 239-124, mai. 1979.

MILONAS, J.G. (2006). Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeito de minério de ferro em aterro hidráulico. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 146 p.

MINING JOURNAL. Paladin aims to improve Langer Heinrich and add vanadium, 06 de dezembro de 2018. Disponível em: <https://www.mining-journal.com/feasibility/news/1352585/paladin-aims-to-improve-langer-heinrich-and-add-vanadium>. Acesso em: 20 de setembro de 2022.

MORENO, P. & KENDALL, S. (2019). Considerations for Preparing Design Criteria for Dewatered Tailings Facilities, in Proceedings Tailings and Mine Waste. Disponível em:

- [https://www.asia-pacific.srk.com/sites/default/files/file/JMoreno\\_SKendall\\_Considerations\\_for\\_Preparing\\_Design\\_Criteria\\_for\\_Dewatered\\_Tailings\\_Facilities\\_0.pdf](https://www.asia-pacific.srk.com/sites/default/files/file/JMoreno_SKendall_Considerations_for_Preparing_Design_Criteria_for_Dewatered_Tailings_Facilities_0.pdf). Acesso em: 20 maio. 2020.
- MOTTA, H.P.G. (2008). Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica. Dissertação de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 132 p.
- NERY, K D. Caracterização geotécnica e avaliação da compactação de um resíduo da produção de alumina (lama vermelha) desaguado por filtro prensa. UFMG, Dissertação de Mestrado: 2013.
- OLIVEIRA, Ângelo Henrique Cruz. Análise Tensão-Deformação em uma Pilha de Rejeito Filtrado de Grandes Dimensões. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 191p.
- OLSON, Scott M.; MATTSON, Benjamin B. Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios. *Canadian geotechnical journal*, v. 45, n. 4, p. 574-587, 2008.
- ORMAN, M., SMALL, C., AL-MAMUN, M. (2017). Tailings Dam Classification and Breach Analyses, Perspective from the Canadian Dam Association, Presentation for the 25th Annual Mine Design, Operations & Closure Conference. Fairmont, Montana. Disponível em: [https://www.mtech.edu/mwtp/2017\\_presentations/wednesday/marc-orman.pdf](https://www.mtech.edu/mwtp/2017_presentations/wednesday/marc-orman.pdf). Acesso em: 20 maio. 2020.
- PALKOVITS, F. Paste Thickening: Considerations for Backfill vs. Tailings Management. *Engineering & Mining Journal* (00958948), [s. l.], v. 212, n. 9, p. 34–40, 2011. Disponível em: <http://search-ebshost-com.ez35.periodicos.capes.gov.br/login.aspx?direct=true&db=aph&AN=69712452&lang=pt-br&site=ehost-live>. Acesso em: 14 maio. 2020.
- PEIXOTO, Cláudio Lineu Pereira. Proposta de nova metodologia de desaguamento de rejeitos em polpa. 2012. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Ouro Preto, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Ouro Preto.
- PIMENTEL, Karla Cristina Araújo; SOUZA, Thiago Coutinho de; CAMPELLO, Izabela Couto; SILVA, Paulo Henrique Alfenas da. Avaliação dos métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes de barragens. In: seminário nacional de grandes barragens - SNG, 31., 2017, Belo Horizonte: Cbdb, 2017. p. 1-21.
- PORTES, Andréa M. C. Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte: 2013.
- Ritcey, G.M. Tailings management: Problems and Solutions in the Mining Industry; Elsevier: New York, NY, USA, 1989.
- ROCSCIENCE. 2013. User's guide of Rocplane: Reliability Index. Rocscience Inc., Toronto. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/rocplane/documentation/probabilistic-analysis/analysis-results/reliability->



TERZAGHI, K.; PECK, R. B., Soil mechanics in engineering practice. 2nd ed. New York, J. Wiley, 1967, 729 p.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies, Engineering Technical Letter ETL 1110-2-556, Department of the Army, Washington, DC 20314-1000. 1999.

US NUCLEAR REGULATORY COMMISSION. OFFICE OF INSPECTOR GENERAL. The United States Nuclear Regulatory Commission: The Office of the Inspector: History, Mission, Staff and Organization, Functions and Products. US Nuclear Regulatory Commission, 1997.

VALADÃO, G. E. S. Separação Sólido-Líquido. Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte: 2008.

VENTURIN, Amadeu Magnoni. Análise de percolação tridimensional em uma Pilha de Rejeito Filtrado. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 102p.

Vick, S.G. (1983). Planning, design, and analysis of tailing dams. John Wiley & Sons, New York, USA. 369 p.

VILHETE, Didoney Fernandes. Retroanálise da ruptura do talude de montante da barragem do açu no final do período construtivo. 2017. 111 f. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia da UFRN, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

WANG, Chen et al. Current state of fine mineral tailings treatment: A critical review on theory and practice. Minerals Engineering, v. 58, p. 113-131, 2014.

Wei, W. B. (2008). Three dimensional slope stability analysis and failure mechanism, PhD Thesis, The Hong Kong Polytechnic University.

WERNER, S. D. Engineering characteristics of earthquake ground motions. Nuclear Engineering and Design, v. 36, n. 3, p. 367-395, 1976.

WHITMAN, R.V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(2): 145-189.

WOLFF, T.F. (1989). "Pile capacity prediction using parameter functions," ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, pp. 96-107.

ZHANG, Y., CHEN, G., ZHENG, L., LI, Y., ZHUANG, X. (2013a). "Effects of geometries on three-dimensional slope stability." Can. Geotech. J., Vol. 50, No. 3, pp. 233-249, DOI: 10.1139/cgj-2012-0279.

ANEXO A RESULTADOS TRIAXIAIS POR TIPO DE ENSAIO E GRAU DE COMPACTAÇÃO

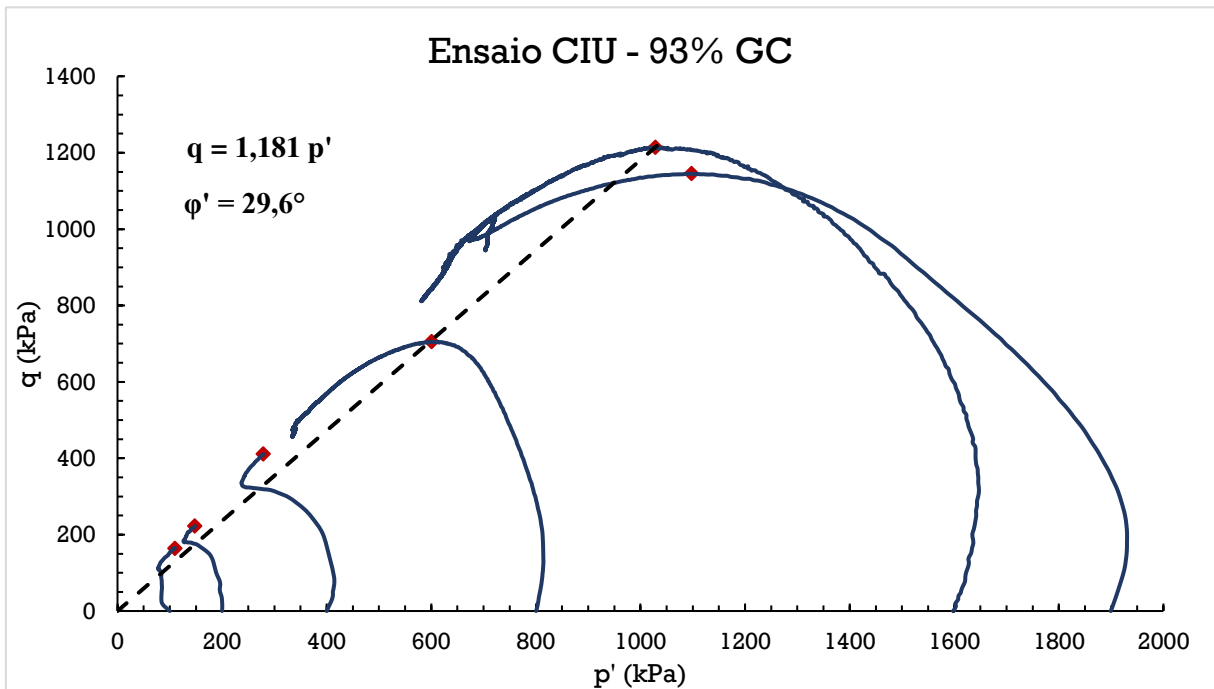


Figura A.1 - Envoltória de ruptura CIU para o rejeito compactado a 93% do GC. Fonte: O Autor.

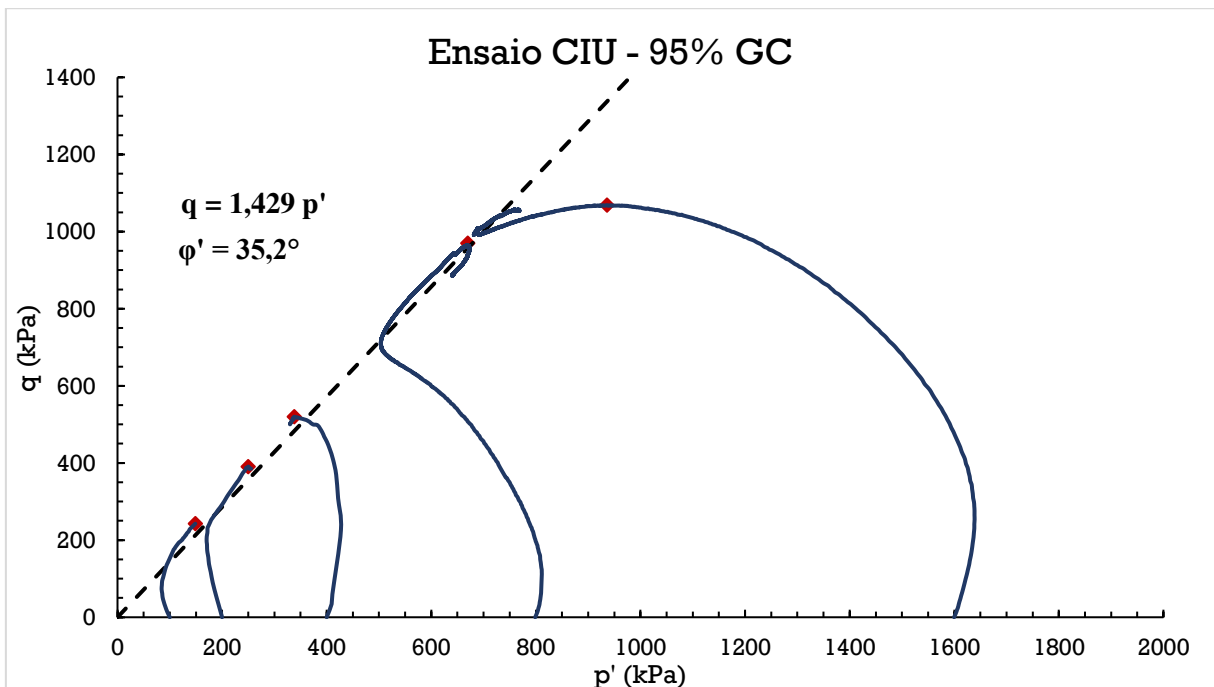


Figura A.2 - Envoltória de ruptura CIU para o rejeito compactado a 95% do GC. Fonte: O Autor.

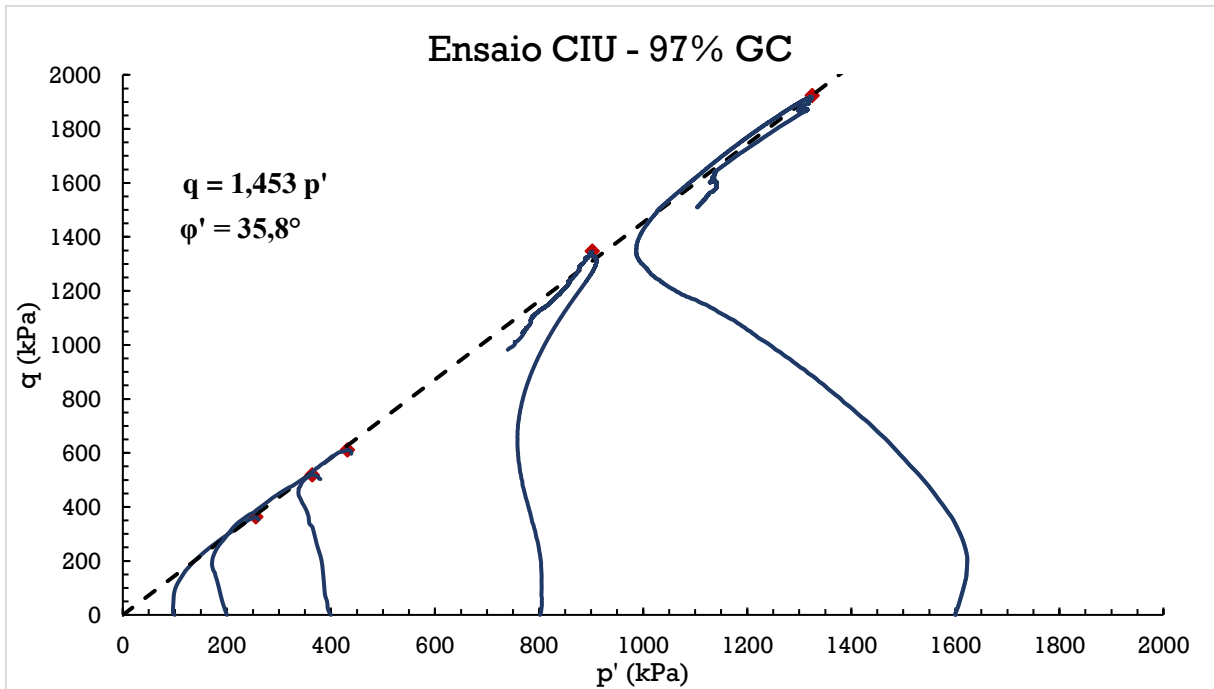


Figura A.3 - Envoltória de ruptura CIU para o rejeito compactado a 97% do GC. Fonte: O Autor.

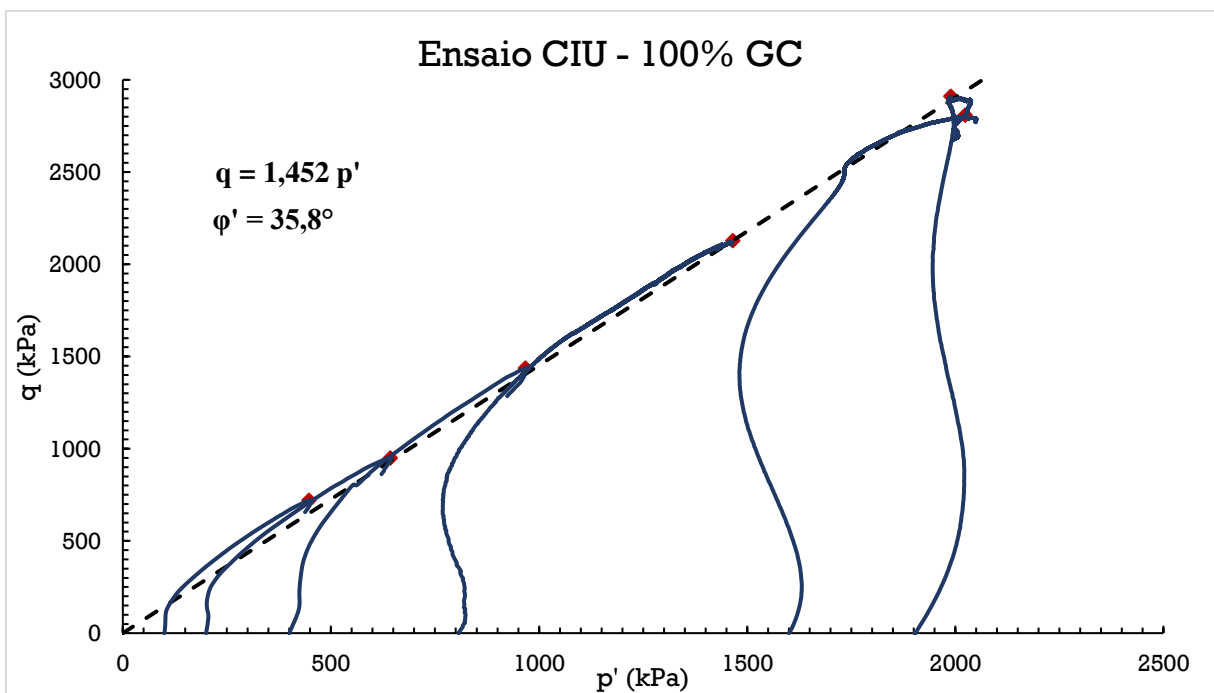


Figura A.4 - Envoltória de ruptura CIU para o rejeito compactado a 100% do GC. Fonte: O Autor.

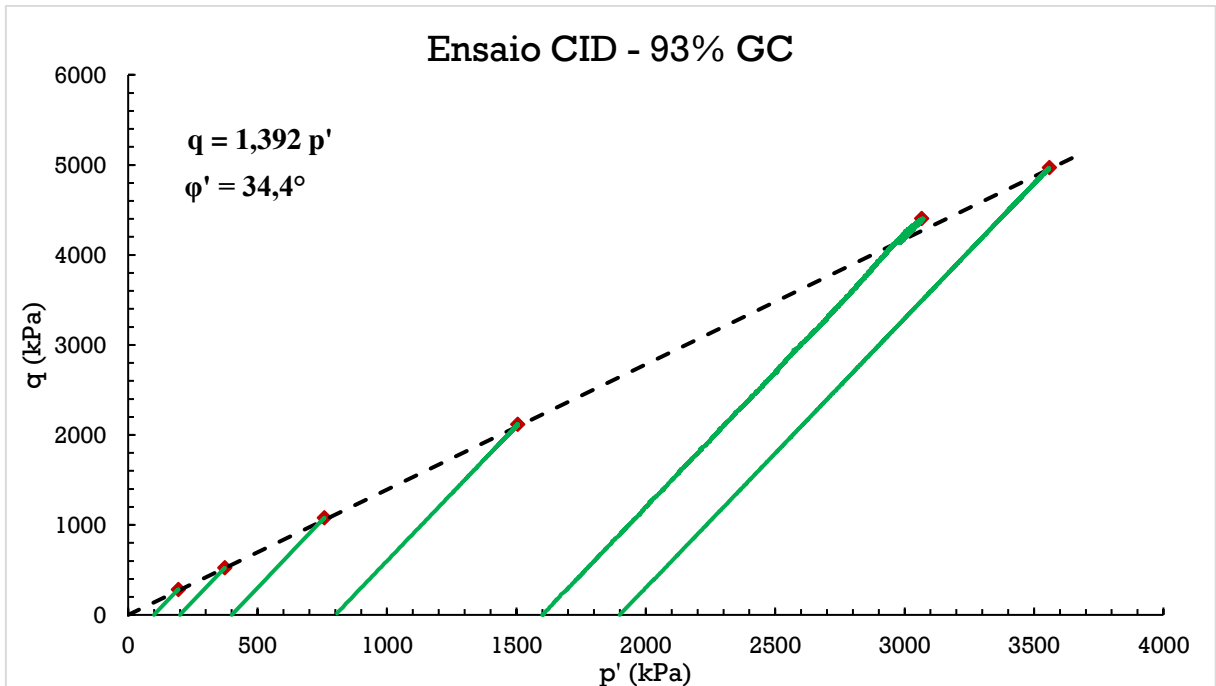


Figura A.5 - Envoltória de ruptura CID para o rejeito compactado a 93% do GC. Fonte: O Autor.

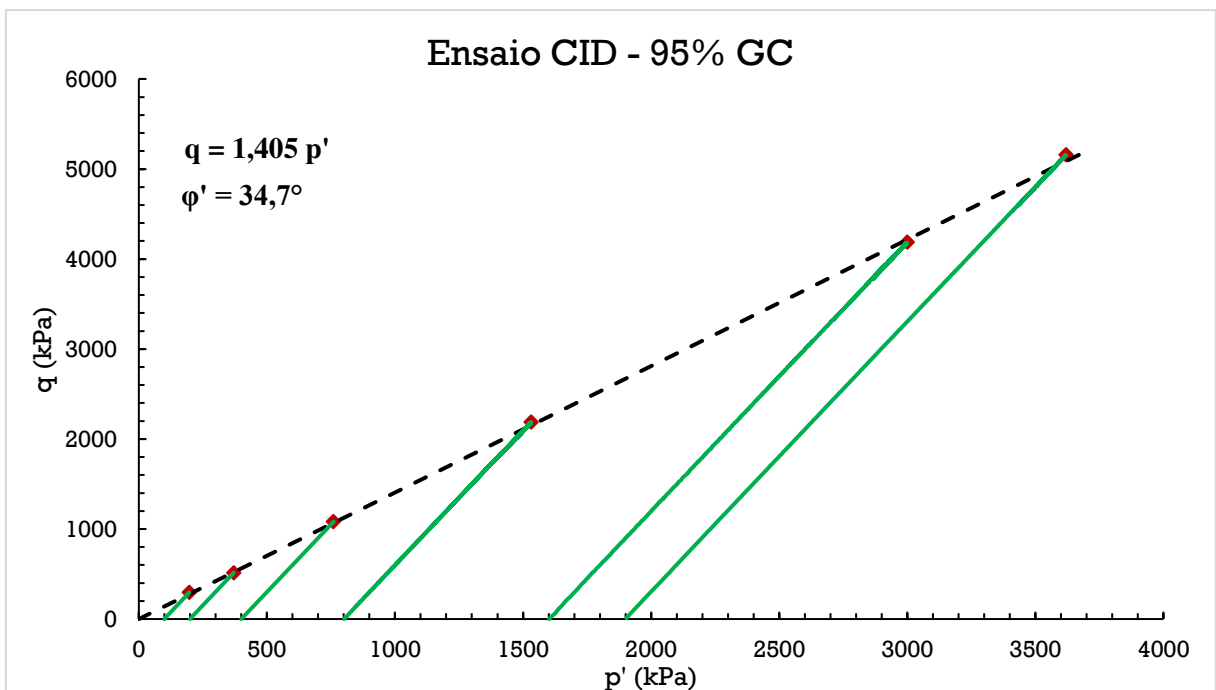


Figura A.6 - Envoltória de ruptura CID para o rejeito compactado a 95% do GC. Fonte: O Autor.

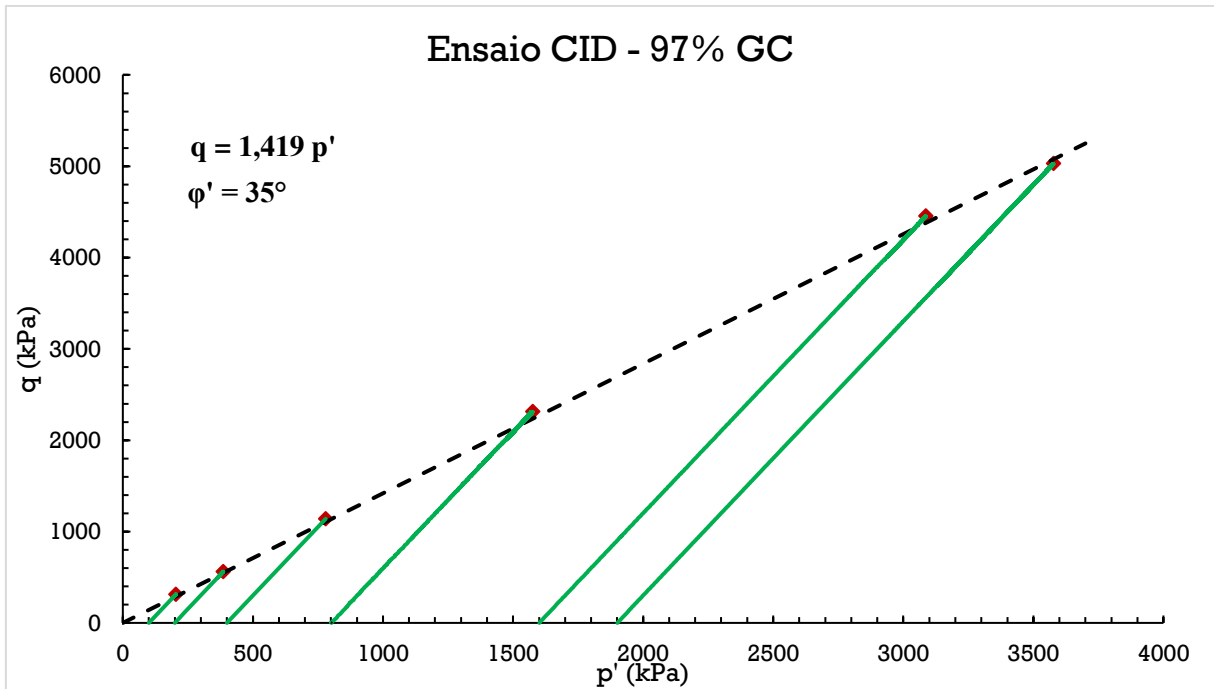


Figura A.7 - Envoltória de ruptura CID para o rejeito compactado a 97% do GC. Fonte: O Autor.

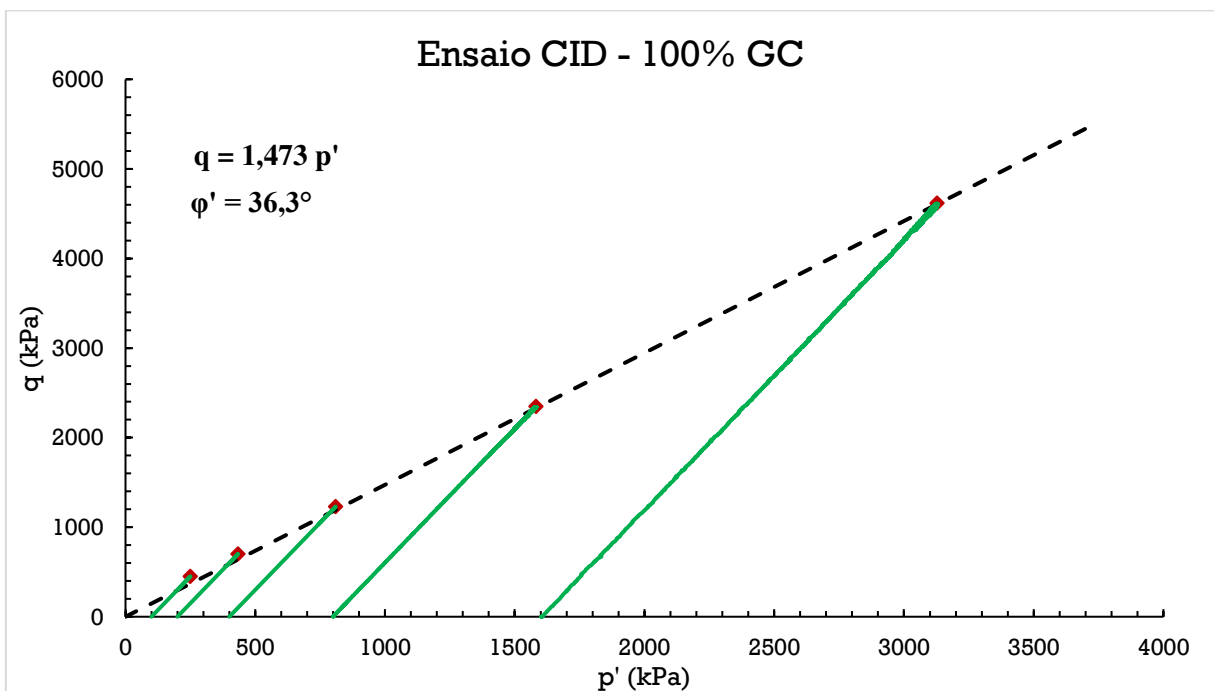


Figura A.8 - Envoltória de ruptura CID para o rejeito compactado a 100% do GC. Fonte: O Autor.