

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

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO POTENCIAL DE FALHA
POR LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE
BARRAGENS**

LUCAS OLIVEIRA MENDES

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-325/2019

BRASÍLIA / DF: ABRIL/2019

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

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO POTENCIAL DE FALHA
POR LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE
BARRAGENS**

LUCAS OLIVEIRA MENDES

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

APROVADA POR:

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**TEREZINHA DE JESUS ESPÓSITO BARBOSA, DSc (UFMG)
(EXAMINADORA EXTERNA)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 4 DE ABRIL DE 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

MENDES, LUCAS OLIVEIRA.

Análise Probabilística do Potencial de Falha por Liquefação Estática e Dinâmica de Barragens [Distrito Federal] 2019.

xx, 147 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2019)

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

- | | |
|----------------------------|---------------------------|
| 1. Barragens de rejeitos | 2. Liquefação |
| 3. Métodos Probabilísticos | 4. Modelos Computacionais |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MENDES, L.O. (2019). Análise Probabilística do Potencial de Falha por Liquefação Estática e Dinâmica de Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-325/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Oliveira Mendes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Probabilística do Potencial de Falha por Liquefação Estática e Dinâmica de Barragens

GRAU/ANO: Mestre em Geotecnia/ 2019

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

Lucas Oliveira Mendes

EPTG QE 02 Bloco A-10 Apartamento 301 - Lúcio Costa

71100-060, Brasília - DF, Brasil

eng.mendes.lucas@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, à Deus, que, com sua infinita misericórdia, mais uma vez me agracia com mais esta oportunidade de crescimento, não apenas profissional, mas pessoal. Agradeço também aos meus pais (Maria e Ribamar), minha primeira fonte de conhecimento e à minha namorada, Valéria, por todo carinho, compreensão e, algumas vezes, paciência nesses anos de Mestrado.

Meus agradecimentos ao meu orientador, o Prof. André Assis, não somente pela orientação, mas pelos conselhos e pela troca de ideias. Muito obrigado por todo o trabalho e empenho comigo, desde a época do Projeto Final de Graduação, em 2016, sobre estudo de *Dambreak*; até hoje tenho muito orgulho de ter realizado com o senhor meu TCC com esse tema.

Agradeço também todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, que me ajudaram a aprofundar meus estudos em Geotecnia ao longo desses dois últimos anos. O conhecimento na área e a excelência em transmitir o conteúdo são indiscutíveis para todos eles. Meus agradecimentos em especial ao Prof. Manoel, por me ajudar nas análises do Geostudio®, e ao Prof. Luis Fernando, que me ajudou sobre a mecânica dos rejeitos e sobre os processos na mineração. O Prof. Luis me acompanha desde a Iniciação Científica, em 2013, e desde então tenho nele um grande amigo; minha “iniciação” na Geotecnia foi graças à ele.

Ainda sobre o Geostudio®, meus agradecimentos ao Prof. Saulo Gutemberg, da Geofast, tanto por ter me providenciado a licença do programa quanto por ter me fornecido material para as análises de equilíbrio limite e por sempre estar disponível para resolver as minhas dúvidas por e-mail. Agradeço também ao Eng. Renato Raposo, também pela ajuda em algumas das análises.

Já sobre o programa R, agradeço ao Eng. Carlos Cuartas e ao André Ganem Coutinho, mestre em Ecologia pela UnB, os quais me ajudaram na elaboração da rotina no programa.

Por fim, muito obrigado a todos os meus colegas da Pós-Graduação, em especial os que entraram comigo para o mestrado em março de 2017. Foi um caminho muito duro até aqui, e vocês deixaram tudo mais leve. Muito obrigado a todos, de coração.

RESUMO – ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO POTENCIAL DE FALHA POR LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE BARRAGENS

O fenômeno da liquefação consiste na súbita queda na resistência ao cisalhamento do solo sob carregamentos estáticos ou dinâmicos a volume constante, resultado em grandes deformações. Para que o solo seja suscetível à liquefação, ele deve apresentar comportamento contrátil sob carregamento com variação de volume, já que sua resistência é diminuída sob carregamento a volume constante, com aumento de poropressão. Já na indústria minerária, as denominadas Barragens de Rejeito são estruturas comumente utilizadas para a disposição de rejeitos em polpa. No lançamento dos rejeitos, o processo da segregação hidráulica condiciona a formação de camadas no aterro, as quais apresentam grandes variabilidades geotécnicas. Além disso, caso a disposição dos rejeitos não seja feita de forma apropriada, pode haver a formação de camadas de baixa densidade (isto é, contráteis) de rejeito no interior do aterro, que são suscetíveis à liquefação. Logo, esta dissertação teve como objetivo a elaboração de uma metodologia probabilística para a liquefação de barragens. Foram calculadas três probabilidades: a probabilidade frequentista anual de ocorrência do gatilho de liquefação (P_g) e as probabilidades de mobilização das resistências não drenadas de pico [$P(FS_{pico} \leq 1)$] e liquefeita [$P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$]. Por fim, essas três probabilidades foram multiplicadas para calcular a probabilidade de falha por liquefação (P_f). Para tanto, foi considerada uma seção hipotética de uma Barragem de Rejeito. As análises de equilíbrio limite foram feitas no programa Geostudio®, cujas razões de resistência não-drenadas dos rejeitos foram calculadas pelas fórmulas estabelecidas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) a partir da resistência de ponta do cone (CPT), e as densidades de probabilidade para o Fator de Segurança foram obtidas pelos métodos probabilísticos FOSM, PEM e Monte-Carlo. Essas análises foram feitas considerando carregamentos estático e quase-estático (com aceleração sísmica). Como resultado, as análises pelos parâmetros de Sadrekarimi se mostraram mais conservadoras que as por Olson. Ainda, o método PEM apresentou valores de Fator de Segurança médio ligeiramente maiores que o método FOSM, mas com o mesmo desvio-padrão. Já o método de Monte-Carlo apresentou valores de Fator de Segurança médio e desvio-padrão bem superiores em relação aos outros métodos probabilísticos.

ABSTRACT – PROBABILISTIC ANALYSIS OF FAILURE OF DAMS DUE TO STATIC AND DYNAMIC LIQUEFACTION

The phenomenon of soil liquefaction consists in a sudden drop of shear resistance under static or dynamic loadings at a constant volume, resulting in great deformations. A soil which is susceptible to liquefaction has a contractile behaviour under loadings with volume change, because its shear resistance decreases under loadings at a constant volume due to an increase in porepressure. Regarding to mining industry, the so called Tailings Dams are structures commonly used to dispose slurry tailings. During the tailings disposal, the hydraulic segregation process leads to the formation of layers with significant geotechnical variability amidst them. Also, the lack of geotechnical control of slurry disposal may create zones with loose material (*i.e.*, contractile zones), which may be susceptible to liquefaction. So, the main aim of this Master Dissertation was the elaboration of a probabilistic methodology to evaluate the liquefaction of dams. Three probabilities were calculated: the annual probability of occurrence of liquefaction trigger (P_g) and the probabilities of mobilization of yield and liquefied undrained strengths [$P(FS_{pico} \leq 1)$ and $P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$, respectively]. Finally, these probabilities were multiplied to calculate the probability of failure due to liquefaction (P_f). To do so, a hypothetical tailing dam section was considered, and the limit equilibrium analyses were conducted in the software Geostudio®. Furthermore, the yield and liquefied strength ratios of the tailings were calculated by the formulae proposed by Olson (2001) and Sadrekarimi (2014) using the cone tip resistance (from CPT), and the probability densities for the Factor of Safety were calculated by the probabilistic methods FOSM, PEM and Monte-Carlo. In addition, static and quasi-static (with seismic accelerations) loadings were taken in account for the analyses. Consequently, the analyses using the Sadrekarimi parameters provided more conservative results compared to those using Olson parameters. Also, the standard deviations from FOSM and PEM are the same in almost all scenarios, even though the mean Factors of Safety from PEM are slightly bigger. Lastly, Monte-Carlo provided much bigger values for the mean Factor of Safety and standard deviation in comparison with FOSM and PEM.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.2. ESCOPO DO PROJETO	3
2. PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA APLICADAS À GEOTECNIA	5
2.1. COEFICIENTES DE VARIAÇÃO.....	5
2.2. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE.....	7
2.3. DISTRIBUIÇÃO NORMAL.....	9
2.4. DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL.....	10
2.5. AMOSTRAGEM, ESTIMAÇÃO E TEOREMA CENTRAL DO LIMITE.....	11
2.6. TESTES DE ADERÊNCIA.....	13
2.6.1. TESTE QUI-QUADRADO	13
2.6.2. TESTE KOLMOGOROV-SMIRNOV	15
2.7. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.....	16
2.7.1. MÉTODO DE MONTE-CARLO	16
2.7.2. MÉTODO FOSM.....	19
2.7.3. MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS	20
2.8. ESTIMATIVA DE DENSIDADE KERNEL	22
3. LIQUEFAÇÃO DE SOLOS.....	25
3.1. MODELO SHANSEP	25
3.2. COMPORTAMENTO DE SOLOS DURANTE A LIQUEFAÇÃO E RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS.....	26
3.3. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	27
3.4. CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS.....	30
3.4.1. ENSAIOS TRIAXIAL E DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES.....	30
3.4.2. ENSAIO CPT.....	32
3.4.3. ENSAIO DE PALHETA	34
3.4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS	36
3.5. TIPOS DE GATILHO.....	37
3.6. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO POR MEIO DE ENSAIOS	38
3.6.1. ENSAIOS TRIAXIAIS: ENSAIO CD VS ENSAIO CU.....	39

3.6.2.	ENSAIOS TRIAXIAIS E SUPERFÍCIE DE COLAPSO: SLADEN <i>ET. AL.</i> (1985)..	39
3.6.3.	CPT: FEAR & ROBERTSON (1995)	40
3.7.	MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA CONTRA A LIQUEFAÇÃO	41
3.7.1.	MÉTODO DE OLSON (2001)	42
3.7.2.	MÉTODO DE SADREKARIMI (2014)	43
4.	REJEITOS DE MINERAÇÃO	45
4.1.	PROCESSAMENTO DO MINÉRIO E TIPOS DE REJEITO	45
4.2.	ATERRO HIDRÁULICO E BARRAGENS DE REJEITO	48
4.2.1.	LANÇAMENTO DOS REJEITOS	48
4.2.2.	SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA	49
4.2.3.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO DEPÓSITO DE REJEITOS	49
4.2.4.	TIPOS DE BARRAGENS DE REJEITO	50
4.2.5.	NORMA NBR 13.028/2017	52
4.2.6.	RESOLUÇÃO ANM 4/2019	53
5.	GESTÃO DE RISCOS EM BARRAGENS	55
5.1.	CONCEITO DE RISCO E APLICAÇÃO EM BARRAGENS	55
5.2.	EXPERIÊNCIA E LEGISLAÇÃO BRASILEIRA NA GESTÃO DE RISCOS EM BARRAGENS	58
6.	METODOLOGIA PROBABILÍSTICA PARA AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	62
6.1.	BANCO DE DADOS DE CASOS DE LIQUEFAÇÃO E PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DO GATILHO	62
6.2.	SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO	63
6.3.	PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DAS RESISTÊNCIAS DE PICO E LIQUEFEITA	63
6.3.1.	ESTABILIDADE DE TALUDES NO GEOSTUDIO®	64
6.3.2.	ANÁLISES PRINCIPAIS	65
6.3.3.	ANÁLISES COMPLEMENTARES	70
7.	ANÁLISES E RESULTADOS	71

7.1.	SEÇÃO ANALISADA.....	71
7.2.	CASOS DE LIQUEFAÇÃO E PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DO GATILHO	73
7.3.	SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	75
7.4.	ANÁLISE DE PICO.....	76
7.4.1.	MÉTODO DE OLSON - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO	76
7.4.2.	MÉTODO DE SADREKARIMI - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO	81
7.5.	ANÁLISE LIQUEFEITA.....	85
7.5.1.	MÉTODO DE OLSON - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO	85
7.5.2.	MÉTODO DE SADREKARIMI - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO	91
7.6.	ANÁLISES COMPLEMENTARES	96
7.7.	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS.....	97
7.8.	CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE FALHA POR LIQUEFAÇÃO	98
8.	CONCLUSÕES.....	100
8.1.	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	105
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
A.	VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS MÉTODOS DE ALTEAMENTO .	110
B.	QUADROS DE CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS DE REJEITO	112
C.	CÓDIGO DO PROGRAMA R.....	116
D.	CASOS HISTÓRICOS DE LIQUEFAÇÃO.....	118
E.	PLANILHAS DE CÁLCULO (FOSM DUPLO E PEM).....	120
F.	GRÁFICOS GEOSTUDIO®.....	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Gráficos para a distribuição do Fator de Segurança (Assis, 2017).....	5
Figura 2.2. Dados entre $\mu \pm \sigma$ (a), $\mu \pm 2\sigma$ (b) e $\mu \pm 3\sigma$ (c) (Ang & Tang, 1975, citado por Assis, 2017).....	10
Figura 2.3. Gráfico da distribuição lognormal para $\mu = 0$ e $\sigma = 1$ (Weisstein, 2018)	11
Figura 2.4. Distribuição das médias amostrais para populações com diferentes distribuições de probabilidade (Levine <i>et. al.</i> , 2008)	13
Figura 2.5. Regiões de não rejeição e de rejeição para a distribuição Qui-quadrada (Levine <i>et. al.</i> , 2008).....	14
Figura 2.6. Concepção de D^+ e D^- (Fenton & Griffiths, 2008).....	15
Figura 2.7. Exemplo de convergência no método de Monte Carlo (modificado - Baecher & Christian, 2003).....	18
Figura 2.8. Gráficos das distribuições de probabilidade (a) e de probabilidade acumulada (b) (Assis, 2017)	18
Figura 2.9. Pontos de estimativa para $m = 2$ (a) e $m = 3$ (b) (modificado - Rosenbueh, 1975)	22
Figura 2.10. Estimativas de Densidade Kernel para a distribuição Normal (Rizzo, 2008).....	24
Figura 3.1. Normalização da resistência de amostras de ensaios triaxiais de compressão (moificado - Ladd & Foot, 1974).....	26
Figura 3.2. Comportamento do solo durante a liquefação (carregamento a volume constante) (modificado - Poulos <i>et. al.</i> , 1985).....	27
Figura 3.3. Linha de estados permanentes - SSL (modificado - Sladen <i>et. al.</i> , 1985).....	28
Figura 3.4. Comparação entre ensaios triaxiais drenados e não drenados para areias (modificado - Castro, 1969, citado por Casagrande, 1976).....	29
Figura 3.5. Determinação de Su_{liq} corrigido (modificado - Poulos <i>et. al.</i> , 1985).....	30
Figura 3.6. Variação do tipo de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (modificado - Sadrekarimi, 2014)	32
Figura 3.7. Razões de resistência de pico (a) e liquefeita (b) em função da resistência de ponta corrigida do cone (modificado - Olson, 2001).....	33
Figura 3.8. Gráficos de Su em função da rotação para solo argiloso (a) e solo argiloarenoso (b) (Schnaid & Odebrecht, 2012).....	34
Figura 3.9. Distribuição de tensões na palheta (Schnaid & Odebrecht, 2012)	35
Figura 3.10. Comparação entre as razões de resistência de pico para os ensaios triaxial e cisalhamento direto (modificado - Olson & Mattson, 2008)	36
Figura 3.11. Comparação entre as razões de resistência liquefeita para os ensaios triaxial e cisalhamento direto (modificado - Olson & Mattson, 2008).....	37
Figura 3.12. Gráfico tensão-deformação para liquefação com carregamento (gatilho) estático (modificado - Olson, 2016).....	38
Figura 3.13. Gráfico tensão-deformação para liquefação com elevação da linha freática (modificado - Olson, 2016).....	38

Figura 3.14. Gráfico tensão-deformação para liquefação com carregamento (gatilho) dinâmico (modificado - Olson, 2016).....	38
Figura 3.15. Superfície de colapso em condições não-drenadas no espaço p-q-e (a) e nos planos q-p e e-p (b) (modificado - Sladen <i>et. al.</i> , 1985).....	40
Figura 3.16. Zonas de suscetibilidade à liquefação pela superfície de colapso (modificado - Sladen <i>et.al.</i> , 1985).....	40
Figura 3.17. Curvas para determinação da suscetibilidade à liquefação (modificado - Olson, 2001).....	41
Figura 4.1. Processo de beneficiamento do minério (Pereira, 2005)	45
Figura 4.3. Disposição do rejeito em polpa (<i>Australian Government</i> , 2016).....	46
Figura 4.4. Rejeito em Pasta (Figueiredo, 2007)	47
Figura 4.5. Rejeito filtrado (<i>Australian Government</i> , 2016)	47
Figura 4.6. Disposição do rejeito: (a) em ponto único; (b) em linha (Ribeiro, 2000).....	48
Figura 4.7. Velocidade do fluxo em função do tamanho das partículas (Hjulstrom, 1935, citado por Ribeiro, 2000).....	49
Figura 4.8. Métodos de aterros hidráulicos (Presotti, 2002).....	51
Figura 5.1. Frequência de ocorrência dos acidentes em relação ao número de mortes (Assis, 2017).....	56
Figura 5.2. Gráfico F-N para aceitação de riscos em barragens (ANCOLD, 2003, citado por Reynolds & Viljoen, 2016).....	56
Figura 6.1. Fatores de segurança em função de λ (Geoslope, 2017).....	65
Figura 6.2. Superfícies de ruptura Grade e Raio	67
Figura 6.3. Janela de opções - Análises Determinística (Constante), Probabilística e de Sensibilidade	67
Figura 6.4. Análise de Sensibilidade - Entrada de dados	68
Figura 6.5. Resultados da simulação de Monte-Carlo.....	69
Figura 6.6. Simulação de Monte-Carlo - Convergência do valor do Fator de Segurança.....	69
Figura 6.7. Análise de Probabilidade (Monte-Carlo) - Entrada de dados	69
Figura 7.1. Seção analisada (linha freática normal em azul)	72
Figura 7.2. Gráfico F-N para os casos da Tabela 7.5	75
Figura 7.3. Avaliação da suscetibilidade dos rejeitos à liquefação	75
Figura 7.4. Superfície crítica - Pico - Olson - Estático.....	77
Figura 7.5. Distribuições normais - Pico - Olson - Estático	77
Figura 7.6. Monte-Carlo - Pico - Olson - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	78
Figura 7.7. Superfície crítica - Pico - Olson - Quase-Estático.....	79
Figura 7.8. Distribuições normais - Pico - Olson - Quase-Estático	80
Figura 7.9. Monte-Carlo - Pico - Olson - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	80
Figura 7.10. Superfície crítica - Pico - Sadrekarimi – Estático.....	82
Figura 7.11. Distribuições normais - Pico - Sadrekarimi - Estático.....	82

Figura 7.12. Monte-Carlo - Pico - Sadrekarimi - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	83
Figura 7.13. Superfície crítica - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático	84
Figura 7.14. Distribuições normais - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático.....	84
Figura 7.15. Monte-Carlo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	85
Figura 7.16. Superfície crítica - Liquefeito - Olson - Estático.....	87
Figura 7.17. Distribuições normais - Liquefeito - Olson - Estático	87
Figura 7.18. Monte-Carlo - Liquefeito - Olson - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	88
Figura 7.19. Superfície crítica - Liquefeito - Olson - Quase-Estático.....	89
Figura 7.20. Distribuições normais - Liquefeito - Olson - Quase-Estático	90
Figura 7.21. Monte-Carlo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	91
Figura 7.22. Superfície crítica - Liquefeito - Sadrekarimi – Estático	92
Figura 7.23. Distribuições normais - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático.....	93
Figura 7.24. Monte-Carlo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	94
Figura 7.25. Superfície crítica - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático	95
Figura 7.26. Distribuições normais - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático.....	95
Figura 7.27. Monte-Carlo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) <i>Boxplot</i>	96
Figura F.1. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Olson - Estático.....	140
Figura F.2. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Olson - Estático	140
Figura F.3. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Olson - Estático	140
Figura F.4. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Olson - Quase-Estático	141
Figura F.5. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Olson - Quase-Estático	141
Figura F.6. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Olson - Quase-Estático.....	141
Figura F.7. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Sadrekarimi - Estático	142
Figura F.8. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Estático	142
Figura F.9. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Estático	142
Figura F.10. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático	143
Figura F.11. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático	143
Figura F.12. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático.....	143

Figura F.13. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Olson - Estático.....	144
Figura F.14. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Estático.....	144
Figura F.15. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Estático	144
Figura F.16. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Olson - Quase-Estático.....	145
Figura F.17. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Quase-Estático	145
Figura F.18. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Quase-Estático	145
Figura F.19. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático	146
Figura F.20. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático	146
Figura F.21. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático	146
Figura F.22. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático	147
Figura F.23. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático	147
Figura F.24. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático.....	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Coeficientes de variação para diferentes propriedades dos solos (Lacasse & Nadim, 1996, Lumb, 1974, citados por Baecher & Christian, 2003).....	6
Tabela 2.2. Coeficientes de variação para medições de ensaios de campo e de laboratório (Phoon & Kulhawy, 1999, citado por Baecher & Christian, 2003)	7
Tabela 2.3. Momentos estatísticos importantes	9
Tabela 2.4. Tipos de distribuição de probabilidade para diferentes propriedades dos solos (Lacasse & Nadim, 1996, citados por Baecher & Christian, 2003)	9
Tabela 2.5. Valores críticos para o teste Kolmogorov-Smirnov (Fenton & Griffiths, 2008)....	16
Tabela 2.6. Número de rodadas em função do número de variáveis (m) e do nível de confiança (1-ε).....	17
Tabela 3.1. Razões de resistência para ensaios triaxial e de cisalhamento direto simples (Olson & Mattson, 2008).....	36
Tabela 4.1. Fatores de segurança para Barragens de Rejeito (ABNT, 2017)	53
Tabela 5.1. Critérios de classificação das barragens (Brasil, 2012).....	59
Tabela 5.2. Faixas de classificação das barragens (Brasil, 2012)	60
Tabela 6.1. Trabalhos com casos históricos de liquefação	63
Tabela 7.1. Dados de entrada dos materiais - SEEP/W	71
Tabela 7.2. Peso específico dos rejeitos - SLOPE/W (modelo SHANSEP).....	71
Tabela 7.3. Dados de entrada dos materiais - SLOPE/W (modelo Morh-Coulomb).....	73
Tabela 7.4. Número de rupturas de Barragens de Rejeito e probabilidades frequentistas anuais (Bowker, 2019)	74
Tabela 7.5. Casos de rupturas de Barragens de Rejeito (Ribeiro,2015; Morgenstern <i>et. al.</i> , 2016).....	74
Tabela 7.6. Valores das razões de resistência de pico por Olson (2001)	76
Tabela 7.7. Configuração Grade e Raio - Pico - Olson	76
Tabela 7.8. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Olson - Estático.....	77
Tabela 7.9. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Olson - Estático	78
Tabela 7.10. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Olson - Quase-Estático	79
Tabela 7.11. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Olson - Quase-Estático.....	80
Tabela 7.12. Valores das razões de resistência de pico por Sadrekarimi (2014).....	81
Tabela 7.13. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Sadrekarimi - Estático	82
Tabela 7.14. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Sadrekarimi - Estático	83
Tabela 7.15. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático	84
Tabela 7.16. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático	85
Tabela 7.17. Valores das razões de resistência de pico e liquefeita por Olson (2001)	86
Tabela 7.18. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Olson - Estático	86

Tabela 7.19. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Olson - Estático.....	87
Tabela 7.20. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Olson - Estático	88
Tabela 7.21. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Olson - Quase-Estático.....	89
Tabela 7.22. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Olson - Quase-Estático.....	89
Tabela 7.23. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Olson - Quase-Estático	90
Tabela 7.24. Valores das razões de resistência de pico e liquefeita por Sadrekarimi (2014)...	91
Tabela 7.25. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático.....	92
Tabela 7.26. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático	92
Tabela 7.27. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático	93
Tabela 7.28. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático	94
Tabela 7.29. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático ...	95
Tabela 7.30. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático.....	96
Tabela 7.31. Parâmetros para as análises complementares	97
Tabela 7.32. Resultados das análises complementares e das dos Itens 7.4.2 e 7.5.2	97
Tabela 8.1. Resumo - Olson - Estático	104
Tabela 8.2. Resumo - Olson – Quase-estático	104
Tabela 8.3. Resumo - Sadrekarimi - Estático.....	104
Tabela 8.4. Resumo - Sadrekarimi – Quase-Estático	104
Tabela A.1. Vantagens e desvantagens - Alteamento à montante (<i>Australian Government, 2016</i>).....	110
Tabela A.2. Vantagens e desvantagens - Alteamento à jusante (<i>Australian Government, 2016</i>)	111
Tabela B.1. Características técnicas - CT (Brasil, 2012).....	112
Tabela B.2. Estado de conservação - EC (Brasil, 2012).....	112
Tabela B.3. Plano de segurança da barragem - PS (Brasil, 2012)	113
Tabela B.4. Dano potencial associado - DPA (Brasil, 2012).....	114
Tabela D.1. Casos históricos de liquefação	118
Tabela E.1. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Estático - FOSM duplo.....	120
Tabela E.2. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Estático - PEM.....	121
Tabela E.3. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Quase-Estático - FOSM duplo.....	122
Tabela E.4. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Quase-Estático - PEM.....	123
Tabela E.5. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Estático - FOSM duplo	124
Tabela E.6. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Estático - PEM	125
Tabela E.7. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático - FOSM duplo	126
Tabela E.8. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático - PEM	127
Tabela E.9. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Estático - FOSM duplo	128
Tabela E.10. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Estático - PEM.....	129
Tabela E.11. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático - FOSM duplo.....	130

Tabela E.12. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático - PEM.....	131
Tabela E.13. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático - FOSM duplo	132
Tabela E.14. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático - PEM	133
Tabela E.15. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático - FOSM duplo	134
Tabela E.16. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático - PEM	135
Tabela E.17. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Estático - FOSM duplo	136
Tabela E.18. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Quase-Estático - FOSM duplo.....	137
Tabela E.19. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Estático - FOSM duplo.....	138
Tabela E.20. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Quase-Estático - FOSM duplo	139

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

%Fe: teor de Ferro

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss}$: tensão desvio no estado permanente

$(\sigma_1 - \sigma_3)_y$: tensão desvio de pico

a_{max} : aceleração sísmica máxima (Olson, 2001)

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ALARP: *as low as reasonable practible*

ANA: Agência Nacional de Águas

ANCOLD: *Australian National Comitee on Large Dams*

ANM: Agência Nacional de Mineração

b: razão de anisotropia entre as resistências não drenadas (i.e., $b = Su_v/Su_H$)

B_i : custo de reparo para prevenção do dano

C_m : limite superior da amplitude de fatores de escala recomendado por Youd & Idriss (1997, citado por Olson, 2001)

CPT: *cone penetration test*

CT: Características técnicas (Brasil, 2012)

CU: Consolidado não-drenado

CD: Consolidado drenado

CV: coeficiente de variação

D: estatística de teste (teste Kolmogorov-Smirnov)

D_j : danos do evento de risco

D_p : diâmetro da palheta (ensaio de palheta)

D_r : densidade relativa

DNPM: Departamento Nacional de Prospecção Mineral

DPA: Dano Potencial Associado (Brasil, 2012)

D_r : Densidade Relativa

DSS: cisalhamento direto simples

e: índice de vazios

e_{situ} : índice de vazios *in situ*

e_{ss} : índice de vazios no estado permanente

$E(X^n)$: N-ésimo momento (em torno de zero)

$E[x - E(x)]^n$: N-ésimo momento central (em torno da média)

EC: Estado de conservação (Brasil, 2012)

E_f : força normal entre as fatias (Morgenstern-Price)
 E_i : frequência esperada (teste qui-quadrado)
 $F(x)$: função de distribuição acumulada
 F_f : Fator de Segurança para o equilíbrio de forças (Morgenstern-Price)
 F_m : Fator de Segurança para o equilíbrio de momentos (Morgenstern-Price)
 FOSM: *first order second moment*
 FS_{liq} : Fator de Segurança para a resistência liquefeita
 FS_{pico} : Fator de Segurança para a resistência de pico
 g : aceleração da gravidade
 H : altura da palheta (ensaio de palheta)
 h, bw : largura de banda (*Kernel Density Estimation*)
 H_i : evento de risco
 H_0 : hipótese nula
 H_1 : hipótese alternativa
 ICOLD: *International Commission on Large Dams*
 IQR: amplitude interquartil (*inter-quartile range*)
 ISO: *International Organization for Standardization*
 K_x : permeabilidade na direção x
 K_y : permeabilidade na direção y
 m : número de variáveis independentes (métodos probabilísticos)
 M : torque máximo (ensaio de palheta)
 M_L : inclinação da superfície de colapso no plano p-q (Sladen *et. al.*, 1985)
 M_{ss} : inclinação da SSL no plano p-q (Sladen *et. al.*, 1985)
 N : força normal na base da fatia (Morgenstern-Price)
 N_{60} : número N do SPT equivalente a 60% da energia teórica total de queda
 N_b : número total de Barragens de Rejeito
 NBR: norma brasileira
 N_{rod} : número de rodadas (métodos probabilísticos)
 OCR: razão de pré-adensamento (*overconsolidation ratio*)
 O_i : frequência observada (teste qui-quadrado)
 P : probabilidade
 p, q : estados de tensões de Cambridge
 $P+, P-$: pesos (método das estimativas pontuais)
 P_{atm} : pressão atmosférica

PEM: *point estimate method* (método das estimativas pontuais)

P_f : probabilidade de falha por liquefação

P_g : probabilidade de ocorrência do gatilho

PS: Plano de Segurança (Brasil, 2012)

Q1: primeiro quartil

Q2: segundo quartil (*i.e.*, mediana)

Q3: terceiro quartil

q_c : resistência de ponta do cone

q_{c1} : resistência de ponta corrigida do cone

r_d : fator de redução da profundidade (Olson, 2001)

S: desvio-padrão amostral

SHANSEP: *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*

SPT: *standard penetration test*

SSL: linha de estados permanentes (*steady-state line*)

S_u : resistência não-drenada

$S_{u_{liq}}/\sigma'_{vo}$: razão de resistência liquefeita

$S_{u_{pico}}/\sigma'_{vo}$: razão de resistência de pico

t: tempo

TxC: compressão triaxial

TxE: extensão triaxial

$V(x_i)$: variância da variável x_i (método FOSM)

W: peso da fatia (Morgenstern-Price)

\bar{X} : média aritmética da amostra

$X_{\tau,l}$: força de cisalhamento da fatia da esquerda (Morgenstern-Price)

$X_{\tau,r}$: força de cisalhamento da fatia da direita (Morgenstern-Price)

Z: variável normal padronizada ($\mu = 0$; $\sigma = 1$)

$z_{\alpha/2}$: parâmetro de confiabilidade (simulação de Monte-Carlo)

α : nível de significância

α_3 : assimetria

α_4 : curtose

α_f : inclinação da base da fatia (Morgenstern-Price)

β : comprimento da base da fatia (Morgenstern-Price)

γ : peso específico

ε : erro admissível (simulação de Monte-Carlo)

θ_r : teor de umidade volumétrico residual
 θ_s : teor de umidade volumétrico saturado
 λ : porcentagem da função utilizada (Morgenstern-Price)
 μ : média populacional
 μ_{ln} : média populacional para a distribuição lognormal
 $\mu_{\bar{x}}$: média das médias aritméticas
 v_x : coeficiente de assimetria
 $\rho_{s,fe}$: massa específica do Ferro (5,25 g/cm³)
 $\rho_{s,quartz}$: massa específica do Ferro (2,65 g/cm³)
 σ : desvio-padrão populacional
 σ'_{1c} : tensão efetiva maior no fim da etapa de adensamento
 σ'_{vc} : tensão vertical efetiva no fim do adensamento
 σ'_{vo} : tensão vertical efetiva
 $\sigma'_{vo,m}$: média ponderada das tensões verticais efetivas ao longo da superfície de ruptura (Olson, 2001)
 σ^2 : variância populacional
 σ^2_{ln} : variância populacional para a distribuição lognormal
 $\sigma_{\bar{x}}$: desvio-padrão das médias aritméticas
 τ_d : tensão cisalhante monotônica (Olson, 2001)
 τ_s : tensão de cisalhamento devido à carga sísmica (Olson, 2001)
 τ_{ss} : tensão de cisalhamento no estado permanente
 τ_y : tensão de cisalhamento de pico
 ϕ' : ângulo de atrito efetivo
 ϕ'_{ss} : ângulo de atrito efetivo no estado permanente
 ϕ'_y : ângulo de atrito efetivo de pico
 χ^2_{θ} : estatística de teste com θ graus de liberdade (teste qui-quadrado)
 ψ : parâmetro de estado

1. INTRODUÇÃO

A atividade minerária tem uma grande relevância na economia mundial, na medida em que fornece matérias primas para várias indústrias e representa uma significativa parcela no PIB de alguns países. Em 2017 no Brasil, por exemplo, o valor da produção mineral foi de R\$ 105 bilhões, e 63,8% da exportação mineral no segundo semestre do mesmo ano foi de minério de Ferro (DNPM, 2018). Entretanto, nem todo o material oriundo da mineração tem valor comercial, havendo a necessidade da disposição adequada do resíduo gerado, minimizando os impactos ambientais e sociais. Esses resíduos podem ser classificados como estéreis, os quais são gerados a partir da extração do minério da jazida, e rejeitos, gerados após o beneficiamento do minério. Com relação ao rejeito, as estruturas de disposição comumente utilizadas são as denominadas Barragens de Rejeitos, nas quais o próprio rejeito pode ser utilizado como material de alteamento da barragem. De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens de 2016, o Brasil possui 839 Barragens de Rejeito, todas classificadas quanto à Categoria de Risco e Dano Potencial Associado (ANA, 2017).

Para dispor o rejeito na barragem é utilizado o método da disposição hidráulica, no qual o resíduo é transportado por via úmida, formando uma polpa cujo material sólido tem granulometria de areia ou de silte, com baixíssima coesão. Com a disposição hidráulica, contudo, diferentes regiões do maciço podem apresentar características granulométricas, mineralógicas e de resistência distintas, as quais são influenciadas pelas variáveis que controlam o lançamento da polpa. Além disso, dentre os métodos de alteamento conhecidos (à montante, à jusante e em linha de centro) o mais utilizado é o de montante, que, apesar de sua viabilidade econômica, pode ser bastante problemático para a segurança da barragem, visto que o alteamento muitas vezes é feito sobre rejeitos ainda não consolidados.

Caso a disposição do rejeito ocorra de forma inadequada, pode haver a formação de camadas de baixa densidade que, na condição saturada, podem estar sujeitas a fluxo por liquefação, no qual o solo apresenta uma súbita queda em sua resistência ao cisalhamento quando submetido a carregamentos estáticos ou dinâmicos a volume constante, resultando em altíssimas deformações. No geral, os solos ditos contráteis (em estado fofo) são os mais suscetíveis à liquefação, visto que sua resistência não drenada é menor que sua resistência drenada, ao contrário do que ocorre com os solos dilatantes (em estado compacto). Sendo assim, vários autores propuseram métodos para

avaliar o estado de compacidade do solo, relacionado com a suscetibilidade à liquefação, a partir de ensaios de campo e laboratoriais, como foi o caso de Fear & Robertson (1995) e Sladen *et. al.* (1985). Já outros autores formularam métodos para calcular o Fator de Segurança para a ruptura por liquefação, sendo o método de Olson (2001) um dos mais utilizados atualmente.

Com relação à gestão de riscos em barragens, há uma tendência da engenharia em promover análises que calculem a probabilidade de ruptura da estrutura e que quantifiquem as consequências do incidente. Essa abordagem probabilística, a qual considera os diversos eventos de falha e lança mão de distribuições de probabilidade conhecidas, contrapõe-se à abordagem determinística visto que as incertezas são quantificadas e são incorporadas na determinação da probabilidade de ruptura. Já a quantificação das consequências envolve aspectos econômicos, sociais, culturais e legais, e exige uma integração do engenheiro com diversos profissionais e setores da sociedade envolvidos para que essas consequências sejam devidamente quantificadas e monetizadas. Todo esse trabalho visa fornecer à sociedade medidas mais tangíveis sobre a segurança de barragens, e em vários países normas foram criadas para balizar essa análise. No Brasil, por exemplo, a lei 12.334/2010, denominada de Lei de Segurança de Barragens, estabeleceu as diretrizes para a gestão de riscos de barragens no país, bem como delimitou as características das estruturas cobertas pela lei.

No caso da liquefação em Barragens de Rejeitos, a análise da ruptura por métodos probabilísticos, tais como Monte Carlo, FOSM ou Estimativas Pontuais (PEM), mostra-se adequada devido à grande variabilidade dos parâmetros geotécnicos. As consequências do incidente na cidade de Mariana-MG devido à ruptura por liquefação da Barragem do Fundão, que causou a morte de 19 pessoas e a poluição da bacia do Rio Doce, e da ruptura da barragem B1 da Mina do Córrego do Feijão na cidade de Brumadinho-MG, que causou a morte de 201 pessoas (até o fim da edição desta dissertação) e a poluição do rio Paraopeba, mostram, além da importância do estudo mais detalhado do fenômeno da liquefação, que a gestão de riscos em barragens deve ser abordada com seriedade e cautela, não apenas pelo empreendedor da barragem, mas também pela sociedade e pelos agentes públicos envolvidos.

1.1. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo estabelecer uma metodologia de análise probabilística da ruptura por liquefação de Barragens de Rejeito de mineração, tendo em vista a probabilidade de

ocorrência do gatilho de liquefação e a probabilidade de mobilização das resistências não drenadas de pico e residual (que, neste caso, também é denominada de resistência liquefeita ou pós-gatilho). Para tanto, será utilizado o programa geotécnico Geostudio®, para as análises de equilíbrio limite, e também o programa estatístico R. Os objetivos específicos incluem:

- Cálculo da probabilidade do gatilho pela abordagem frequentista (P_g), a partir do banco de dados de casos de rupturas de Barragens de Rejeito;
- Cálculo da probabilidade do Fator de Segurança de pico ser menor que 1 [$P(FS_{pico} \leq 1)$] pelos métodos FOSM, Estimativas Pontuais e Monte-Carlo para a mobilização da resistência não drenada de pico (Su_{pico}) dos rejeitos, calculada pelas fórmulas dos métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) a partir dos dados de CPT;
- Cálculo da probabilidade do Fator de Segurança liquefeito ser menor que 1 [$P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$] pelos métodos FOSM, Estimativas Pontuais e Monte-Carlo para a mobilização da resistência não drenada liquefeita (Su_{liq}) dos rejeitos, calculada pelas fórmulas dos métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) a partir dos dados de CPT;
- Cálculo da probabilidade de falha por liquefação, a partir da fórmula:

$$P_f = P_g \times P(FS_{pico} \leq 1) \times P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1) \quad (1.1)$$

- Comparação entre os resultados dos métodos FOSM, Estimativas Pontuais e Monte-Carlo nos cálculos de $P(FS_{pico} \leq 1)$ e de $P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$;

1.2. ESCOPO DO PROJETO

Esta dissertação está dividida em oito capítulos. O primeiro capítulo consiste em uma introdução do trabalho, no qual é apresentado, brevemente, o tema, bem como os objetivos a serem cumpridos no restante do projeto.

O segundo capítulo aborda aspectos da probabilidade e estatística voltadas para análises de geotecnia. Neste capítulo são apresentados conceitos como distribuições de probabilidade, coeficiente de variação, teorema central do limite e teste de aderência. Também são abordados os métodos probabilísticos usados nesta dissertação (FOSM, Estimativas Pontuais - PEM e Monte-Carlo), além da Estimativa de Densidade Kernel.

O terceiro capítulo aborda a liquefação dos solos, bem como toda a mecânica envolvida neste fenômeno. São apresentados o modelo SHANSEP, as resistências não drenadas de pico e

liquefeita, a avaliação da suscetibilidade à liquefação e os tipos de gatilhos que disparam a liquefação. Também são apresentados os métodos para avaliação do Fator de Segurança para a ruptura por liquefação, como os métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014).

O quarto capítulo apresenta os aspectos sobre os rejeitos de mineração, tais como processamento do minério e tipos de rejeito. Também é abordada a disposição de rejeitos em polpa com o uso de aterros hidráulicos, sendo explicado como os rejeitos são lançados, o fenômeno da segregação hidráulica, a variabilidade geotécnica do depósito de rejeitos e os tipos de Barragens de Rejeito quanto aos métodos de alteamento (à montante, à jusante e em linha de centro). Por fim, são apresentadas a Norma NBR 13.028/2017 e a Resolução ANM 4/2019, que regulam a construção de Barragens de Rejeito no Brasil.

O quinto capítulo mostra a questão da gestão de riscos em barragens, sendo apresentado o gráfico F-N para barragens e as fórmulas para a determinação da probabilidade de falha por liquefação. Também é abordada a lei 12.334/2010, intitulada Lei de Segurança de Barragens, a qual estabelece os principais critérios para a elaboração dos Planos de Segurança de Barragem bem como para a classificação de segurança das barragens.

O sexto capítulo apresenta a metodologia para a análise probabilística da liquefação, com base na fórmula da probabilidade de falha por liquefação (P_f - Equação 1.1). A metodologia prevê o cálculo da probabilidade de ocorrência do gatilho (P_g), pela abordagem frequentista, e o cálculo das probabilidades de mobilização das resistências de pico [$P(FS_{pico} \leq 1)$] e liquefeita [$P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$] pelos métodos probabilísticos FOSM, PEM e Monte-Carlo, considerando os carregamentos estático e quase-estático (com acelerações sísmicas) e calculando as resistências não-drenadas dos rejeitos pelas fórmulas dos métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014). A metodologia também prevê a avaliação da suscetibilidade à liquefação dos rejeitos pela curva de Fear & Robertson (1995).

O sétimo capítulo mostra os resultados das análises, sendo apresentados os valores de média e desvio-padrão para cada análise, bem como as distribuições de probabilidade e as probabilidades de $FS \leq 1$ obtidas. Também são calculadas as probabilidades de falha por liquefação para cada tipo de carregamento. Por fim, o oitavo capítulo apresenta as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros que abordem a análise probabilística da liquefação.

2. PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA APLICADAS À GEOTECNIA

Embora o cálculo do Fator de Segurança muitas vezes seja feito por análises determinísticas, a presença de parâmetros de difícil controle e de grande variabilidade pode fazer com que esse valor varie entre análises distintas. Especificamente no caso dos aterros hidráulicos, a variabilidade pode ser tanto inerente ao rejeito como devido à segregação hidráulica. Sendo assim, faz-se necessária uma abordagem lançando mão da probabilidade e estatística. Um exemplo está representado na Figura 2.1, o qual mostra as distribuições de probabilidade para dois valores de Fator de Segurança (FS); nesse caso, a probabilidade de ruptura é a área sob o gráfico para $FS \leq 1$. Note que a distribuição com o maior FS médio é a que possui a maior probabilidade de ruptura, visto que os dados estão mais dispersos em relação à média, indicando uma maior variabilidade dos mesmos. Nos itens a seguir são mostrados alguns conceitos estatísticos importantes para uma adequada análise probabilística de eventos geotécnicos.

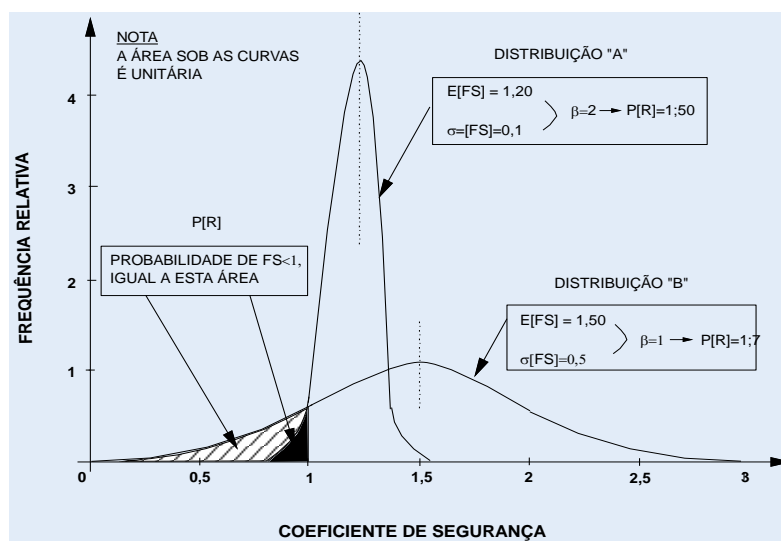


Figura 2.1. Gráficos para a distribuição do Fator de Segurança (Assis, 2017)

2.1. COEFICIENTES DE VARIAÇÃO

O coeficiente de variação é definido por Levine *et. al.* (2008) como uma medida relativa de variação, visto que mostra, em porcentagem, a dispersão dos dados em relação à média dos mesmos. A fórmula do coeficiente de variação é dada por:

$$CV (\%) = \left(\frac{S}{\bar{X}} \right) \times 100 \quad (2.1)$$

Na Equação 2.1, S é o desvio-padrão amostral e \bar{X} é a média aritmética da amostra. Um dos objetivos principais do coeficiente de variação é comparar a variabilidade de grandezas cujas unidades são diferentes; nesse caso, quanto maior o coeficiente de variação, maior é a variabilidade da grandeza.

De acordo com Assis (2017), o coeficiente de variação vem sendo considerado como um parâmetro característico da variável estatística, ou seja, mesmo com uma grande variação dos valores de média e desvio-padrão, o valor do coeficiente de variação se mantém bem mais constante, dentro de uma faixa bem estreita. Em geotecnia, o uso do coeficiente de variação pode ser importante para se estimar o valor do desvio-padrão de uma amostra com poucos dados. A Tabela 2.1 mostra a lista dos valores de CV para algumas variáveis geotécnicas, e a Tabela 2.2 mostra os valores de CV para as medições de alguns ensaios de campo e laboratoriais.

Tabela 2.1. Coeficientes de variação para diferentes propriedades dos solos (Lacasse & Nadim, 1996, Lumb, 1974, citados por Baecher & Christian, 2003)

Propriedade do solo	Tipo de solo	CV (%)
Resistência não-drenada (S_u)	Argila (triaxial)	5-20
	Argila (index S_u)	10-35
	Silte argiloso	10-30
Razão S_u/σ_{vo}	Argila	5-15
Limite de plasticidade (LP)	Argila	3-20
Limite de liquidez (LL)	Argila	3-20
Peso específico submerso	Todos os solos	0-10
Ângulo de atrito (ϕ)	Areias	2-5
Índice de vazios, porosidade	Todos os solos	7-30
Razão de pré-adensamento (OCR)	Argilas	10-35
Densidade	Todos os solos	5-10
Índice de vazios (e)	Todos os solos	15-30
Permeabilidade (k)	Todos os solos	200-300
Compressibilidade	Todos os solos	25-30
Coesão não-drenada (C_u)	Argilas	20-50
Coeficiente de adensamento (c_v)	Todos os solos	25-50

Tabela 2.2. Coeficientes de variação para medições de ensaios de campo e de laboratório (Phoon & Kulhawy, 1999, citado por Baecher & Christian, 2003)

Ensaio	Medição	Tipo de solo	CV (%)
CPT	q_t	Argila	< 20
	q_c	Argila	20-40
		Areia	20-60
Vane test	S_u	Argila	10-40
SPT	N	Argila e areia	25-50
Dilatômetro	A	Argila	10-35
		Areia	20-50
	B	Argila	10-35
		Areia	20-50
	I_D	Areia	20-60
	K_D	Areia	15-65
	E_D	Areia	15-65
Pressiômetro	p_L	Argila	10-35
		Areia	20-50
	E_{PMT}	Areia	15-65
Ensaio laboratoriais	γ, γ_d	Argila e silte	< 10
	D_r	Areia	10-40

2.2. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE

Ang & Tang (1975, citado por Assis, 2017) define a distribuição de probabilidade $[f(x)]$ como a regra para descrever o valor da probabilidade associada com os valores de uma variável aleatória (x) , ou seja:

$$f(x_i) = P(x = x_i) \quad (2.2)$$

Essa regra consiste em uma função no espaço amostral, podendo ser discreta ou contínua, dependendo se a variável é discreta ou contínua. As distribuições discretas consistem em distribuições cujo espaço amostral possui um número finito de dados, ao passo que as distribuições contínuas consistem em distribuições cujo espaço amostral possui um número infinito de dados. Ressalta-se que cada valor de probabilidade deve assumir valores entre 0 e 1.

Associada à função de distribuição existe a função de distribuição acumulada, que representa a soma de todos os números anteriores até certo valor de referência. Portanto, caso sejam somadas

todas as probabilidades, o resultado deve ser igual a 1. Portanto, sendo $f(x)$ a função de distribuição, a função de distribuição acumulada $[F(x)]$ é dada por:

- Variável discreta: $F(x) = \sum_{i=1}^n f(x_i)$ (2.3)

- Variável contínua: $F(x) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx$ (2.4)

Já para calcular a probabilidade de ocorrência de um dado intervalo de dados ($x_1 < x < x_2$), faz-se:

- Variável discreta: $P(x_1 < x < x_2) = \sum_{i=1}^2 f(x_i)$ (2.5)

- Variável contínua $P(x_1 < x < x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f(x) dx$ (2.6)

Assis (2017) lista algumas propriedades das distribuições de probabilidade contínuas:

- A área total sob a função de distribuição é igual a 1;
- $P(x_1 < x < x_2)$: área sob a curva de densidade entre x_1 e x_2 ;
- $0 \leq f(x) \leq 1$;
- $P(x = x_1) = 0$, *i.e.*, a probabilidade de um ponto é zero, e só faz sentido falar da probabilidade de uma variável aleatória x dentro de um intervalo, por menor que este seja.

Ainda com relação às distribuições de probabilidade contínuas, os momentos estatísticos são indicadores que caracterizam a função de distribuição. Há dois tipos de momentos:

- N-ésimo momento (em torno origem, *i. e.*, em torno de zero):

$$E(x^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n \cdot f(x) dx \quad (2.7)$$

- N-ésimo momento central (em torno da média):

$$E[x - E(x)]^n = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^n \cdot f(x) dx \quad (2.8)$$

Sendo assim, podem-se citar alguns momentos importantes para caracterizar a distribuição de probabilidade, tal como mostrado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Momentos estatísticos importantes

Nome	Tipo de momento	Representação	Significado
Valor esperado (média)	Primeiro momento: $E(x)$	μ	Média aritmética dos dados.
Variância	Segundo momento central: $E[x - E(x)]^2$	σ^2	Medida de dispersão dos dados.
Assimetria	Terceiro momento central: $E[x - E(x)]^3$	α_3	Medida da assimetria, em relação ao eixo x, do gráfico da distribuição.
Curtose	Quarto momento central: $E[x - E(x)]^4$	α_4	Medida do achatamento, em relação ao eixo y, do gráfico da distribuição.

As propriedades de geotecnia comumente trabalhadas podem ser consideradas como variáveis contínuas. Ademais, de acordo com a Tabela 2.4, as distribuições normal e lognormal conseguem descrever adequadamente as variabilidades dessas propriedades. Assim sendo, essas duas distribuições serão descritas com mais detalhes a seguir.

Tabela 2.4. Tipos de distribuição de probabilidade para diferentes propriedades dos solos (Lacasse & Nadim, 1996, citados por Baecher & Christian, 2003)

Propriedade do solo	Tipo de solo	Tipo de distribuição
Resistência não-drenada (S_u)	Argila (triaxial)	Lognormal
	Argila (index S_u)	
	Silte argiloso	Normal
Razão S_u/σ_{vo}	Argila	Normal/lognormal
Limite de plasticidade (LP)	Argila	Normal
Limite de liquidez (LL)	Argila	
Peso específico submerso	Todos os solos	
Ângulo de atrito (ϕ)	Areias	
Índice de vazios, porosidade	Todos os solos	
Razão de pré-adensamento (OCR)	Argilas	Normal/lognormal
Resistência de ponta do cone	Argila arenosa	Lognormal
	Argila	Normal/lognormal

2.3. DISTRIBUIÇÃO NORMAL

A distribuição Normal, também denominada de distribuição de Gauss, é a distribuição contínua mais utilizada na estatística, visto que o comportamento de inúmeras variáveis, tanto na natureza quanto as relacionadas às atividades antrópicas, seguem essa distribuição. Além disso, outras distribuições, tanto contínuas quanto discretas, têm seus comportamentos baseados na distribuição

normal. A fórmula da distribuição normal é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot e^{-1/2 \cdot \left[\frac{x-\mu}{\sigma}\right]^2} \quad (2.9)$$

Na Equação 2.9, μ é a média populacional (primeiro momento) e σ é o desvio-padrão populacional (σ^2 : variância, ou segundo momento central). Sendo assim, os parâmetros que definem a distribuição normal são a média e o desvio-padrão. Levine *et. al.* (2008) enumeram algumas características dessa distribuição:

- Possui formato de sino, sendo simétrica (em torno da média);
- As medidas de tendência central (*i.e.*, média, moda e mediana) possuem valores iguais;
- Possui amplitude total infinita ($-\infty < x < \infty$);
- A amplitude interquartil (IQR, *i.e.*, entre 25% e 75% dos dados a partir de $-\infty$) tem tamanho de $(4/3) \cdot \sigma$; ou seja, o intervalo $\mu - (2/3) \cdot \sigma < \mu < \mu + (2/3) \cdot \sigma$ engloba 50% dos dados. Já o intervalo $\mu - \sigma < \mu < \mu + \sigma$ compreende 68,3% dos dados, e o intervalo $\mu - 3\sigma < \mu < \mu + 3\sigma$ compreende 99,7% dos dados, conforme mostrado na Figura 2.2.

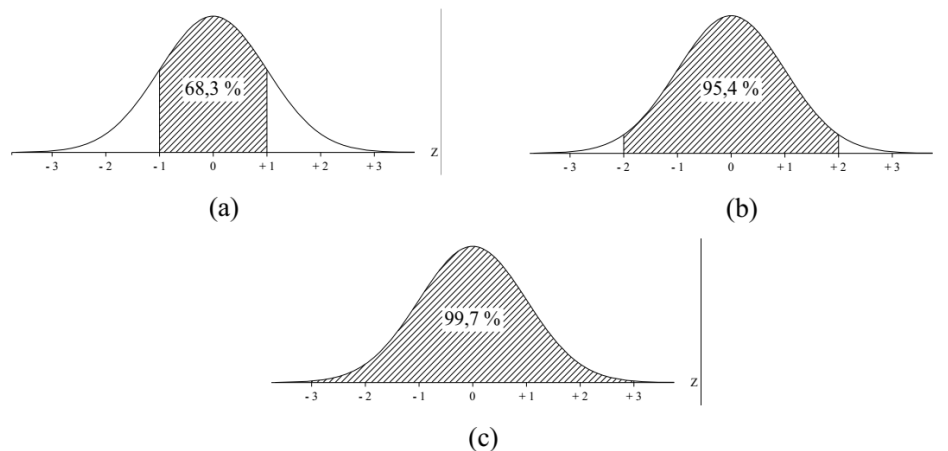


Figura 2.2. Dados entre $\mu \pm \sigma$ (a), $\mu \pm 2\sigma$ (b) e $\mu \pm 3\sigma$ (c) (Ang & Tang, 1975, citado por Assis, 2017)

2.4. DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL

A distribuição lognormal consiste em uma distribuição cujo logaritmo da variável aleatória segue uma distribuição normal. Sendo assim, sua fórmula é:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot e^{-1/2 \cdot \left[\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right]^2} \quad (2.10)$$

Na Equação 2.10, μ é a média populacional de $\ln(x)$ e σ é o desvio-padrão populacional de $\ln(x)$. A Figura 2.3 mostra o gráfico dessa função, que é comumente usada para variáveis que, fisicamente, não podem assumir valores negativos. A seguir são apresentadas as fórmulas da média (μ_{ln}) e da variância (σ_{ln}^2) populacionais da distribuição lognormal para a variável x (Assis, 2017):

$$\mu_{ln} = e^{\left[\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right]} \quad (2.11)$$

$$\sigma_{ln}^2 = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1) \quad (2.12)$$

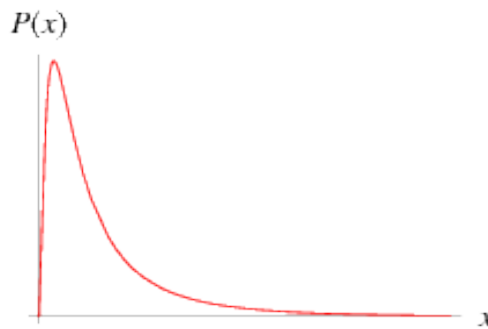


Figura 2.3. Gráfico da distribuição lognormal para $\mu = 0$ e $\sigma = 1$ (Weisstein, 2018)

2.5. AMOSTRAGEM, ESTIMAÇÃO E TEOREMA CENTRAL DO LIMITE

Na estatística, é comum a realização de censos, nos quais todos os membros de uma população são selecionados para se obter os dados precisos de certa variável. Entretanto, os censos são muitas vezes inviáveis, dada a infinidade de dados. Logo, é comum a tomada de amostras (*i.e.*, um subconjunto dentro da população) para estimar os parâmetros de uma população. Uma das formas de amostragem mais utilizadas é a Amostragem Aleatória Simples, no qual cada elemento de uma população tem a mesma chance de ser selecionado, bem como amostras de mesmo tamanho também têm a mesma chance de seleção. Ou seja, para uma população de N membros, a chance de cada um ser selecionado é de $1/N$. Ainda, o elemento selecionado pode ou não ser devolvido para a população; no primeiro caso, há a chance de ele ser selecionado de novo.

Uma vez obtida a amostra, a média populacional (μ) pode ser estimada pela média aritmética da amostra (\bar{x}), bem como o desvio-padrão populacional (σ) pode ser estimado pelo desvio-padrão da amostra (S). Ou seja, para uma amostra de n elementos:

$$\mu \approx \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (2.13)$$

$$\sigma \approx S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n - 1}} \quad (2.14)$$

Com base no apresentado, o Teorema Central do Limite afirma que, para amostras de mesmo tamanho (n), grandes o suficiente e independente da distribuição original da população, a distribuição das médias aritméticas das amostras (\bar{x}) segue uma distribuição normal, com média $\mu_{\bar{x}} = \mu$ (*i.e.*, a média das médias aritméticas pode ser substituída pela média populacional) e desvio-padrão $\sigma_{\bar{x}} = \sigma / \sqrt{n}$. Considerando a distribuição normal padrão ($\mu = 0, \sigma = 1$), a variável normal padronizada z fica:

$$z = \frac{\bar{x} - \mu}{\sigma / \sqrt{n}} \quad (2.15)$$

A Figura 2.4 mostra um exemplo com três populações que seguem as distribuições normal, uniforme e exponencial, respectivamente. No caso da população que segue a distribuição normal, os valores de \bar{x} já seguem a distribuição normal a partir de $n = 2$. Já para a população que segue a distribuição uniforme, os valores de \bar{x} já seguem a distribuição normal a partir de $n = 5$; isso também ocorre para outras populações que seguem distribuições simétricas que não sejam a normal. Por fim, para a população que segue a distribuição exponencial, os valores de \bar{x} já seguem a distribuição normal a partir de $n = 30$. De todo modo, para $n = 30$ a dispersão dos dados em torno da média é muito pequena nos três casos. Por isso, recomenda-se usar uma amostra com, pelo menos, 30 elementos para garantir uma boa estimação do valor da média populacional.

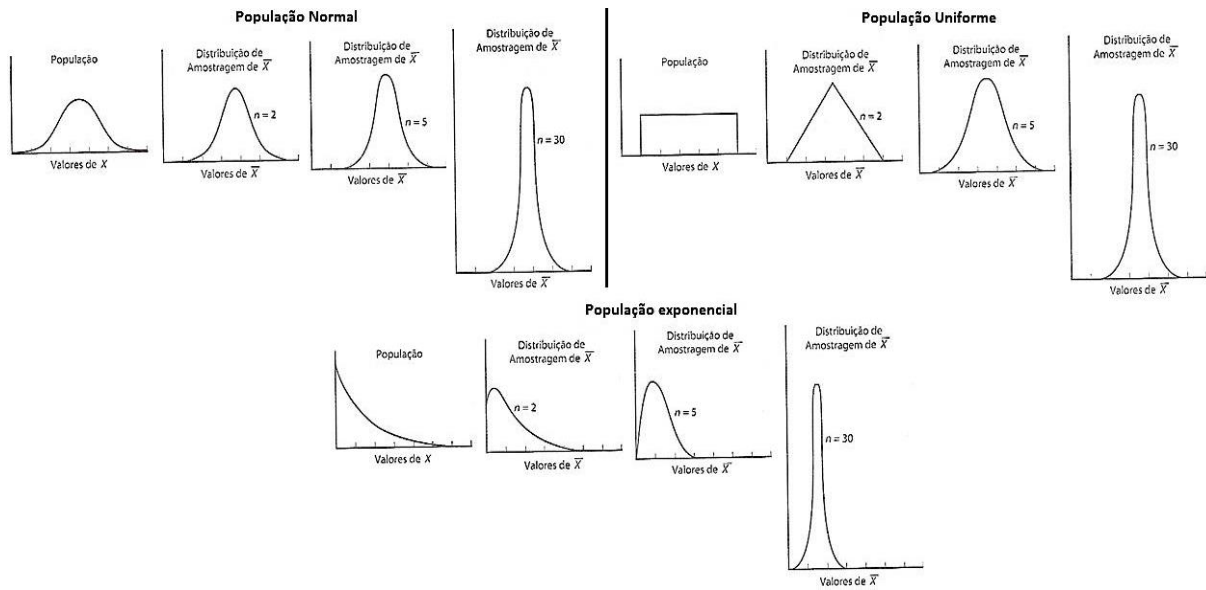


Figura 2.4. Distribuição das médias amostrais para populações com diferentes distribuições de probabilidade (Levine *et. al.*, 2008)

2.6. TESTES DE ADERÊNCIA

O teste de aderência, ou de ajuste, é um teste não-paramétrico, pois não depende dos parâmetros populacionais (μ , σ) nem de suas estimativas. Supondo uma amostra grande o suficiente (*i.e.*, com pelo menos 30 elementos) de uma variável aleatória contínua, os dados podem ser agrupados em intervalos de mesma amplitude, sendo assim representados em um histograma. Para um melhor tratamento desses dados pretende-se, então, ajustar os valores desse histograma pela curva de alguma distribuição de probabilidade conhecida, como a distribuição normal ou lognormal, por exemplo. Ou então já existe uma tabela de valores esperados para as probabilidades dos intervalos, que podem ou não seguir alguma distribuição conhecida. Nesses casos, os testes de aderência servem para verificar se a curva da distribuição se ajusta adequadamente aos dados do histograma, ou então se os dados obtidos concordam com os dados esperados. A seguir serão detalhados os principais testes de aderência.

2.6.1. TESTE QUI-QUADRADO

No teste Qui-quadrado, a estatística de teste χ^2 é dada pela fórmula:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.16)$$

Na Equação 2.16, O_i é o valor da frequência relativa observada, E_i é a frequência relativa esperada (com base na distribuição que se deseja ajustar), e k é o número de intervalos nos quais os dados foram divididos. A distribuição em que se baseia a estatística é a qui-quadrada (χ^2_θ), com θ graus de liberdade. O número de graus de liberdade pode ser $\theta = k-1$, caso as frequências esperadas (E_i) puderem ser calculadas sem a necessidade de se estimar os parâmetros populacionais, ou $\theta = k-1-r$, caso os valores de E_i tiverem que ser calculados a partir das estimativas de r parâmetros populacionais (Assis, 2017).

A Figura 2.5 mostra o formato da distribuição Qui-quadrada para θ graus de liberdade. Nota-se que esta é uma distribuição assimétrica, ao contrário da Normal. De todo modo, são delimitadas as regiões de não rejeição e de rejeição, conforme o nível de significância adotado (α). Nesse caso, a área da região de não rejeição é numericamente igual a $1-\alpha$. Assim sendo, as etapas para o teste Qui-quadrado estão listadas a seguir:

1. Enunciar as hipóteses H_0 (hipótese nula) e H_1 (hipótese alternativa). H_0 é a hipótese de concordância entre as frequências observadas e esperadas (no caso do ajuste da curva da distribuição, implica que a distribuição adotada é adequada para representar as frequências observadas), ao passo que H_1 é a hipótese de que as frequências observadas e esperadas diferem entre si;
2. Arbitrar o nível de significância (α), calcular o valor crítico e delimitar a região de não rejeição;
3. Calcular a estatística χ^2 conforme a Equação 2.16. Caso o valor de χ^2 estiver dentro da região de não rejeição, H_0 não deve ser rejeitada, isto é, a distribuição adotada representa adequadamente as frequências observadas. Já se o valor de χ^2 estiver dentro da região de rejeição, H_0 deve ser rejeitada.

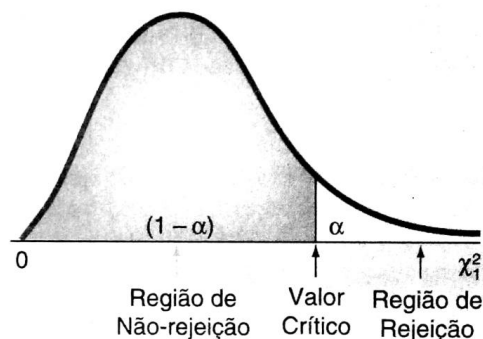


Figura 2.5. Regiões de não rejeição e de rejeição para a distribuição Qui-quadrada (Levine *et. al.*, 2008)

2.6.2. TESTE KOLMOGOROV-SMIRNOV

No teste Kolmogorov-Smirnov (ou teste K-S), o ajuste é verificado pela função de distribuição acumulada, apresentada no Item 2.2. Nesse caso, também é necessário plotar o histograma acumulado dos dados. Considerando que haja k intervalos no histograma acumulado, que $F(x_i)$ é o valor da função de distribuição acumulada de ajuste em x_i , $F_h(x_i)$ é a altura da barra do histograma acumulado em x_i , e $F_h(x_{i-1})$ é a altura da barra do histograma acumulado em x_{i-1} , tal como mostrado na Figura 2.6, a estatística de teste D é dada pelas fórmulas a seguir:

$$D = \max \{D^+; D^-\} \quad (2.17)$$

$$D^+ = \max \{F_h(x_i) - F(x_i)\}, 1 \leq i \leq k \quad (2.18)$$

$$D^- = \max \{F(x_i) - F_h(x_{i-1})\}, 1 \leq i \leq k \quad (2.19)$$

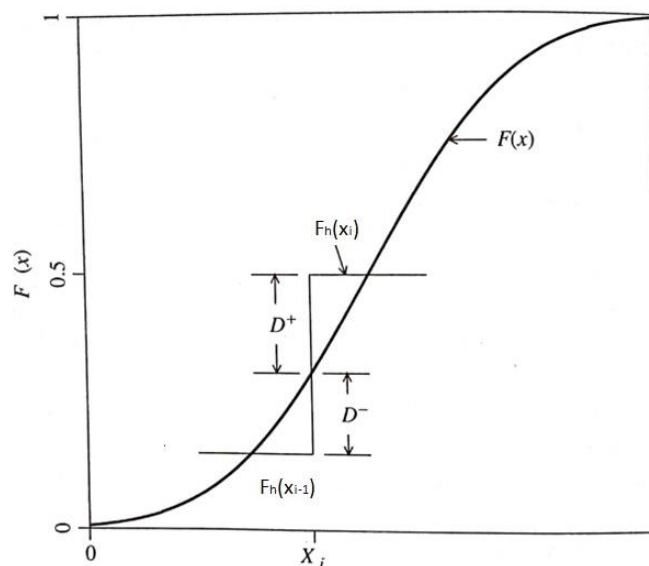


Figura 2.6. Concepção de D^+ e D^- (Fenton & Griffiths, 2008)

Faz-se necessário, ainda, corrigir o valor de D para contabilizar o comportamento de diferentes distribuições. As formulas para calcular o valor de D corrigido (D_c) são (Fenton & Griffiths, 2008):

- Para todos os parâmetros populacionais conhecidos:

$$D_c = \left(\sqrt{n} + 0,12 + \frac{0,11}{\sqrt{n}} \right) D \quad (2.20)$$

- Normal (parâmetros populacionais estimados):

$$D_c = \left(\sqrt{n} - 0,01 + \frac{0,85}{\sqrt{n}} \right) D \quad (2.21)$$

O valor de D_c é comparado com o valor crítico ($D_{\text{crítico}}$), conforme o nível de significância (α) adotado e o tipo de distribuição de ajuste (ver Tabela 2.5). Caso $D < D_{\text{crítico}}$, então a hipótese H_0 , de que a distribuição adotada é adequada para representar as frequências observadas, não deve ser rejeitada; caso contrário, a hipótese H_0 deve ser rejeitada.

Tabela 2.5. Valores críticos para o teste Kolmogorov-Smirnov (Fenton & Griffiths, 2008)

Distribuição/situação	1 - α				
	0,850	0,900	0,950	0,975	0,990
Todos os parâmetros conhecidos	1,138	1,224	1,358	1,480	1,628
Normal (parâmetros populacionais estimados)	0,775	0,819	0,895	0,955	1,035

2.7. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Para uma variável y que é função de x_1, x_2, \dots, x_m , isto é, $y = g(x_1, x_2, \dots, x_m)$, os métodos probabilísticos visam estimar os valores dos parâmetros populacionais (μ, σ) para a variável dependente (y) conhecendo-se os parâmetros populacionais das variáveis independentes (x). No caso da engenharia geotécnica, a variável dependente pode ser algum indicador de desempenho, como o Fator de Segurança, por exemplo. Sendo esse indicador de desempenho função das propriedades geotécnicas que foram medidas por meio de ensaios de laboratório ou de campo, a partir do conhecimento das distribuições dessas propriedades (Tabela 4), bem como de seus parâmetros populacionais, é possível determinar os parâmetros populacionais para o indicador de desempenho. A seguir serão apresentados os métodos probabilísticos mais utilizados.

2.7.1. MÉTODO DE MONTE-CARLO

O método de Monte-Carlo consiste em uma sequência de análises determinísticas independentes, denominadas de rodadas, cujos valores das variáveis independentes são valores aleatórios obtidos a partir de uma relação de recorrência. Como resultado, é gerada uma amostra de valores para a variável dependente; portanto, os valores de média e desvio-padrão populacionais (μ, σ) podem ser calculados por uma das seguintes formas:

- Pelas fórmulas de estimação da média e do desvio-padrão (Equações 2.13 e 2.14);
- Organizando os dados em um histograma e ajustando por uma distribuição de probabilidade, lançando mão dos testes Qui-quadrado (Item 2.6.1) e Kolmogorov-Smirnov (Item 2.6.2) para verificar a aderência. Nesse caso, o número de intervalos do histograma (k) é determinado

pela Fórmula de Struges apresentada a seguir, sendo n o número de elementos da amostra:

$$k = 1 + \frac{\log n}{\log 2} \quad (2.22)$$

Uma das preocupações no método de Monte-Carlo é estimar o número de rodadas necessárias. Assis (2017) apresenta o número de rodadas (N_{rod}) como:

$$N_{rod} = \left(\frac{z_{\alpha/2}^2}{4 \cdot \alpha^2} \right)^m \quad (2.23)$$

Na Equação 2.23, ε é o erro admissível, que assume valores entre 0 e 1, $z_{\varepsilon/2}$ é denominado parâmetro de confiabilidade, que é função de $1 - \varepsilon$ (nível de confiança) e está expresso na Tabela 2.6, e m é o número de variáveis independentes. Note que o número de rodadas aumenta com a diminuição do quadrado do erro; em outras palavras, o aumento do número de rodadas faz com que o erro diminua, e os valores dos parâmetros populacionais tendem a convergir. Além disso, o número de rodadas aumenta exponencialmente com o número de variáveis, como também pode ser notado na Tabela 2.6. Essa quantidade muito grande de rodadas impossibilita que o método seja feito manualmente, sendo necessário o auxílio de computador. Entretanto, mesmo com a grande capacidade de cálculo dos equipamentos atuais, o número de rodadas ainda é muito grande, podendo demandar um tempo considerável de cálculo dependendo das especificações da máquina. Em vista disso, um modo de verificar a convergência do Monte Carlo é por método gráfico, tal como mostrado na Figura 2.7.

Tabela 2.6. Número de rodadas em função do número de variáveis (m) e do nível de confiança ($1-\varepsilon$)

Nível de confiança ($1-\varepsilon$) %	$z_{\varepsilon/2}$	N_{rod}	
		$m = 1$	$m = 2$
90	1,64	68	4522
95	1,96	385	147579
98	2,33	3394	11512874
99	2,58	16641	276922881
99,5	2,81	78961	6234839521
99,9	3,29	2706025	$7,3 \cdot 10^{12}$

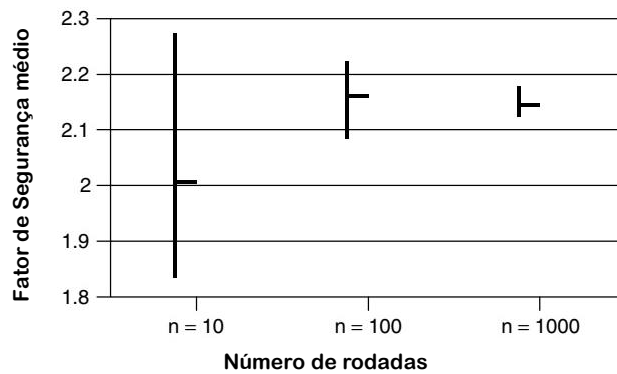


Figura 2.7. Exemplo de convergência no método de Monte Carlo (modificado - Baecher & Christian, 2003)

Outra preocupação quanto ao método é o modo de sorteio das variáveis independentes. Para que os valores sorteados sejam aleatórios, foram estabelecidos dois critérios (Baecher & Christian, 2003):

- Os números devem ser uniformemente distribuídos ao longo do intervalo de interesse;
- O valor de determinado número deve ser estatisticamente independente dos demais.

Para variáveis que seguem distribuições de probabilidade, os valores aleatórios podem ser gerados por suas funções de distribuição acumuladas $[F(x)]$, visto que essas funções estão uniformemente distribuídas no intervalo $0 < F(x) < 1$. Para tanto, executa-se o seguinte procedimento (Assis, 2017):

1. Transforma-se a distribuição de probabilidade da variável x na distribuição de probabilidade acumulada, como mostrado na Figura 2.8;
2. Gera-se um valor aleatório $F(x) = a$, dentro do intervalo $0 < F(x) < 1$;
3. No gráfico de $F(x)$, encontra-se o valor de x equivalente ao valor de a .

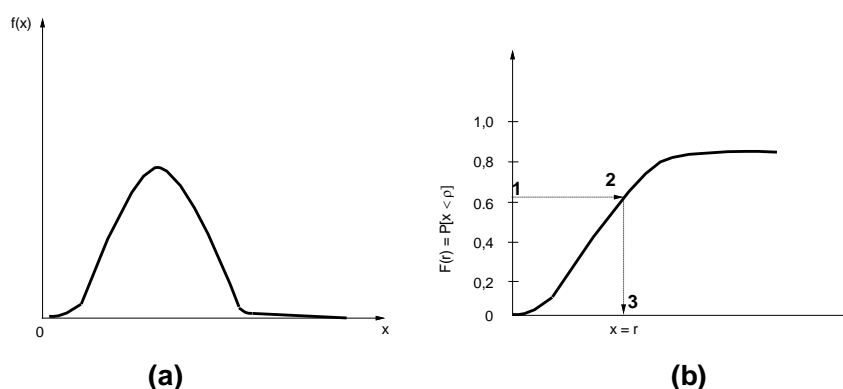


Figura 2.8. Gráficos das distribuições de probabilidade (a) e de probabilidade acumulada (b) (Assis, 2017)

2.7.2. MÉTODO FOSM

O método FOSM (*First Order Second Moment*, ou aproximação de primeira ordem do segundo momento) é baseado no truncamento em primeira ordem da expansão em Série de Taylor da fórmula da variância (segundo momento central) para a variável $y = g(x_1, x_2, \dots, x_m)$. Nesse método só é possível estimar os valores de média e desvio-padrão populacionais para a variável dependente, não sendo gerada uma amostra de valores para y , ao contrário do que ocorre no método de Monte Carlo. Sendo assim, não é gerado histograma e, portanto, não é possível ajustar uma curva de distribuição, devendo ser esta arbitrariamente adotada.

Após todos os cálculos com as expansões em Série de Taylor, as estimativas dos valores de média (μ) e variância (σ^2) para $y = g(x_1, x_2, \dots, x_m)$ são dadas pelas seguintes fórmulas:

$$\mu_y = g(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_m) \quad (2.24)$$

$$\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \cdot V(x_i) \quad (2.25)$$

Pela Equação 2.24, a média da variável dependente é igual à função $g(x_1, x_2, \dots, x_m)$ avaliada nos valores médios das variáveis independentes; em uma simulação computacional, por exemplo, serão utilizados os valores médios de x_i . Já na Equação 2.25, $V(x_i)$ é a variância da variável x_i , sendo igual ao quadrado do desvio-padrão (σ), que pode ser estimado por meio dos Coeficientes de Variação (Tabela 2.1 e Tabela 2.2). Nessa mesma equação, percebe-se que σ_y^2 consiste em um somatório ponderado das variâncias das variáveis independentes, cujo peso é $(\partial g / \partial x_i)^2$; é de se esperar, então, que esses pesos assumam valores entre 0 e 1. Portanto, a variância de cada x_i tem uma participação na variância total: quanto menor o peso, menor a participação, e vice-versa. Por esse motivo, recomenda-se executar o método FOSM antes do método de Monte Carlo: ao se conhecer o peso de cada variável independente no cálculo da variância da variável dependente, as variáveis que pouco interferem podem ser consideradas constantes no método de Monte Carlo, diminuindo o número de rodadas necessárias para a convergência.

Contudo, como não se sabe ao certo o comportamento da função $g(x_1, x_2, \dots, x_m)$, faz-se necessário estimar o valor de $\partial g / \partial x_i$. Para tanto, podem ser utilizados um dos artifícios a seguir:

1. **FOSM Simples:** Somar a \bar{x}_i um Δx_i pequeno (recomenda-se $\Delta x = 0,1 \cdot \bar{x}_i$) e calcular $g(\bar{x}_i +$

Δx). Assim, $\partial g/\partial x_i = [g(\bar{x}_i + \Delta x) - g(\bar{x}_i)] / \Delta x_i$, sendo $g(\bar{x}_i) = \mu_y$;

2. **FOSM Duplo:** Somar a \bar{x}_i um Δx_i pequeno (recomenda-se $\Delta x = 0,1 \bar{x}_i$), calcular $g(\bar{x}_i + \Delta x_i)$, diminuir de \bar{x}_i também Δx_i , e calcular $g(\bar{x}_i - \Delta x_i)$. Assim, $\partial g/\partial x_i = [g(\bar{x}_i + \Delta x_i) - g(\bar{x}_i - \Delta x_i)] / 2\Delta x_i$.

O número de rodadas necessárias (N_{rod}) no FOSM dependerá de como será estimado $\partial g/\partial x_i$. Caso seja utilizado o FOSM simples, $N_{rod} = 1 + m$, sendo m o número de variáveis independentes; nesse caso, será uma rodada com todas as variáveis em seus valores médios para calcular μ_y , e em cada uma das demais m rodadas o valor de uma das variáveis será acrescido de Δx enquanto que as demais variáveis serão mantidas em seus valores médios, obtendo assim $g(\bar{x}_i + \Delta x)$. Já se for utilizado o FOSM duplo, $N_{rod} = 1 + 2m$.

2.7.3. MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS

O método das Estimativas Pontuais foi desenvolvido por Rosenblueth (1975), no qual as formulas dos momentos estatísticos para uma variável continua dependente, representadas por integrais (Equações 2.7 e 2.8), são aproximadas por somatórios. Nesse caso, os valores dos momentos podem ser calculados como a soma ponderada de valores da variável dependente avaliados em pontos em torno da média da variável independente, denominados pontos de estimativa. Portanto, o método das Estimativas Pontuais é similar aos métodos de integração numérica e quadratura gaussiana. Por exemplo, para dois pontos de estimativa a fórmula do n -ésimo momento da variável $y = g(x)$, que admite expansão em Série de Taylor, é dada por:

$$E[y^n] = P_+ y_+ + P_- y_- \quad (2.26)$$

Na Equação 2.26, y_+ e y_- são valores de y avaliados nos pontos de estimativa $x_+ > \mu_x$ e $x_- < \mu_x$, respectivamente, e P_+ e P_- são os respectivos pesos. Assim, sendo v_x o coeficiente de assimetria de x (relacionado com o terceiro momento central - ver Tabela 2.3), os valores de P_+ , P_- , x_+ e x_- devem satisfazer as seguintes equações simultaneamente:

$$P_+ + P_- = 1 \quad (2.27)$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \mu_x \quad (2.28)$$

$$P_+ (x_+ - \mu_x)^2 + P_- (x_- - \mu_x)^2 = \sigma_x^2 \quad (2.29)$$

$$P_+ (x_+ - \mu_x)^3 + P_- (x_- - \mu_x)^3 = v_x^3 \sigma_x^3 \quad (2.30)$$

A solução das Equações 2.27 a 2.30 é dada pelas seguintes equações:

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 - (v_x/2)^2}} \right] \quad (2.31)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (2.32)$$

$$x_{\pm} = \mu_x \pm \sigma_x \sqrt{P_-/P_+} \quad (2.33)$$

Supondo que não se saiba o valor de v_x , considera-se que $v_x = 0$. Portanto, a partir das Equações 2.31 a 2.33, tem-se que $P_+ = P_- = 1/2$ e $x_{\pm} = \mu_x \pm \sigma_x$. Ou seja, os pontos de estimativa (x_{\pm}) podem ser calculados apenas com os valores da média e do desvio-padrão populacionais da variável independente. Logo, aplicando os valores de P_+ e P_- na Equação 2.27, as estimativas de μ_y (média populacional), de σ_y (desvio-padrão populacional) e de CV (coeficiente de variação) foram calculadas como:

$$\mu_y = \frac{y_+ + y_-}{2} \quad (2.34)$$

$$\sigma_y = \left| \frac{y_+ - y_-}{2} \right| \quad (2.35)$$

$$CV = \left| \frac{y_+ - y_-}{y_+ + y_-} \right| \quad (2.36)$$

Nas Equações 2.34 a 2.36, $y_+ = g(x_+) = g(\mu_x + \sigma_x)$ e $y_- = g(x_-) = g(\mu_x - \sigma_x)$. Agora, caso a variável y estiver em função de mais de uma variável independente, *i.e.*, $y = g(x_1, x_2, \dots, x_m)$, a distribuição de probabilidade estará concentrada em uma região delimitada por 2^m pontos em um espaço de m dimensões, sendo m o número de variáveis independentes. Por exemplo, se $m = 2$, isto é, para $y = g(x_1, x_2)$, têm-se quatro pontos de estimativas cujas coordenadas são $(\mu_{x1} \pm \sigma_{x1}; \mu_{x2} \pm \sigma_{x2})$, conforme mostrado na Figura 2.9a. Note que os pontos são simétricos em relação à μ_{x1} e μ_{x2} , e que, portanto, todos os pesos são iguais a $P = 1/4$. Além disso, considerando que o desvio-padrão de cada x_1 não dependa de x_2 , e vice versa, o espaço mostrado na Figura 2.9a trata-se de um retângulo. Já se $m = 3$, e considerando que o desvio-padrão de cada x_i não dependa dos demais, têm-se oito pontos de estimativas que formam um paralelepípedo, cujas coordenadas são $(\mu_{x1} \pm \sigma_{x1}; \mu_{x2} \pm \sigma_{x2}; \mu_{x3} \pm \sigma_{x3})$ e cujos pesos são todos iguais a $P = 1/8$, conforme mostrado na Figura 2.9b.

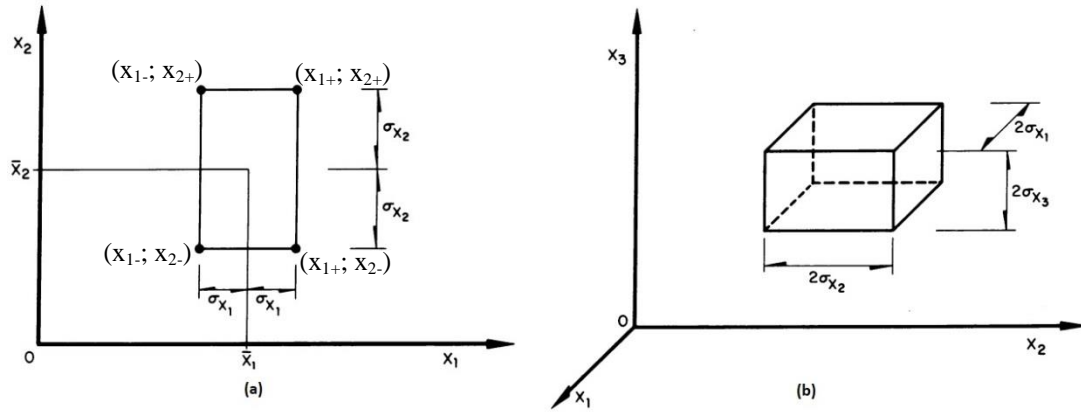


Figura 2.9. Pontos de estimativa para $m = 2$ (a) e $m = 3$ (b) (modificado - Rosenbueh, 1975)

O uso de 2^m pontos, cada um correspondente a uma rodada de cálculos, pode tornar o método bastante dispendioso, visto que a quantidade de pontos a serem calculados cresce exponencialmente. Por exemplo, para $m = 10$ serão necessárias $2^{10} = 1024$ rodadas. Para tanto, Rosembueh (1975) sugere o uso das seguintes fórmulas para calcular μ_y e o coeficiente de variação da variável $y = g(x_1, x_2, \dots, x_m)$:

$$\frac{\mu_y}{\bar{y}} = \frac{\mu_{y1}}{\bar{y}} \cdot \frac{\mu_{y2}}{\bar{y}} \dots \frac{\mu_{ym}}{\bar{y}} \quad (2.37)$$

$$1 + CV^2 = (1 + CV_{y1}^2) \cdot (1 + CV_{y2}^2) \dots (1 + CV_{ym}^2) \quad (2.38)$$

Na Equação 2.37, \bar{y} é o valor de y avaliado nos valores médios de suas variáveis e μ_{yi} é o valor de y modificando somente a variável x_i ($\mu_{xi} \pm \sigma_x$), calculado pela Equação 2.34, mantendo as demais variáveis em seus valores médios. Já na Equação 2.38, CV_{yi} é o valor do coeficiente de variação de y modificando somente a variável x_i , calculado pela Equação 2.36. Essas equações podem ser utilizadas caso as variáveis independentes forem estatisticamente independentes. Usando as Equações 2.37 e 2.38, o número de rodadas cai para $2m + 1$.

2.8. ESTIMATIVA DE DENSIDADE KERNEL

A Estimativa de Densidade Kernel (*Kernel Density Estimation* - KDE) generaliza a ideia da estimação de densidade para um histograma, e é utilizada em estatística para produzir uma função de densidade para dados sem forma paramétrica conhecida. Para explicar o KDE, considere um histograma com largura de banda h (*i.e.*, largura da barra do histograma) construída de uma amostra X_1, X_2, \dots, X_n . Sendo assim, uma estimativa de densidade para um ponto x dentro do

intervalo de dados é dado por (Rizzo, 2008):

$$f(x) = \frac{1}{2 \cdot h \cdot n} \cdot n_h \quad (2.39)$$

Na Equação 2.39, n_h é o número de amostras dentro do intervalo $(x-h; x+h)$. Este estimador também pode ser reescrito como:

$$f(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{h} w\left(\frac{x-X_i}{h}\right) \quad (2.40)$$

Na Equação 2.40, $w(t)$ é uma função peso, e tem como propriedades $\int_{-1}^1 w(t) = 1$ e $w(t) \geq 0$; portanto, $w(t)$ é uma densidade de probabilidade estabelecida no intervalo $[-1;1]$. No KDE, a função $w(t)$ é substituída pela função Kernel $[K(t)]$, cuja principal propriedade é $\int_{-\infty}^{\infty} K(t) = 1$ e que normalmente é uma densidade de probabilidade simétrica. Neste caso, a função 2.40 fica:

$$f_K(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{h} K\left(\frac{x-X_i}{h}\right) \quad (2.41)$$

Supondo que a função $K(t)$ seja uma distribuição Normal, o KDE plota uma curva de Gauss em cada ponto X_i e suaviza todas essas curvas, tal como mostrado na Figura 2.10. Nesse caso, a largura de banda h , o qual passa a se chamar parâmetro de suavização, vai determinar o refinamento da curva em relação aos dados do histograma: valores pequenos de h produzem curvas mais grosseiras, captando melhor intervalos com maior concentração de dados, ao passo que valores maiores de h produzem curvas mais suaves; neste último caso, é importante evitar a suavização exagerada do histograma. Sendo assim, Silverman (1986, citado por Rizzo, 2008) estabeleceu a seguinte equação para o cálculo da largura de banda otimizada para a distribuição normal:

$$h = 0,9 \cdot \sigma \cdot n^{-1/5} = 0,9 \cdot \min(S, IQR/1,34) \cdot n^{-1/5} \quad (2.42)$$

Na Equação 2.42, S é o desvio-padrão da amostra, n é o número de elementos da amostra e IQR é a amplitude interquartil, isto é, a diferença entre o valor correspondente a 25% dos dados (quartil 1 - Q_1) e 75% dos dados (quartil 3 - Q_3), ambos a partir de $-\infty$; assim, Q_1 e Q_3 estabelecem uma faixa contendo 50% dos dados em torno da mediana (quartil 2 - Q_2). No programa estatístico R,

por exemplo, a função *density*, a qual aplica o KDE em histogramas, usa como *default* a largura de banda de Silverman.

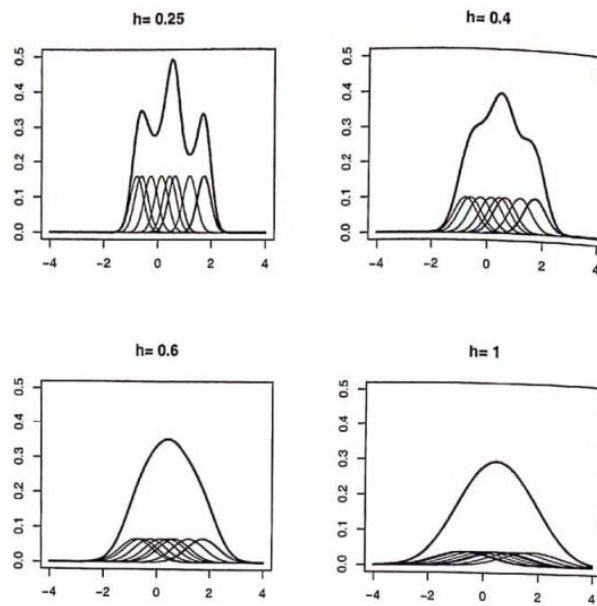


Figura 2.10. Estimativas de Densidade Kernel para a distribuição Normal (Rizzo, 2008)

3. LIQUEFAÇÃO DE SOLOS

De acordo com Poulos *et. al.* (1985), o fenômeno da liquefação consiste na redução da resistência ao cisalhamento de um solo quando submetido a carregamentos monotônicos, cíclicos ou dinâmicos a volume constante, levando a grandes deformações, como se estivesse fluindo. Nesse fenômeno ocorre o amolecimento (*strain-softening*) do solo devido a carregamentos rápidos o suficiente para que o solo se mantenha em volume constante, com conseqüente aumento de poropressão; esse carregamento que vai disparar o processo é denominado de gatilho, o qual pode ser carregamento estático (*e.g.*, peso próprio de aterros) ou dinâmico (*e.g.*, sismos).

Ao fim da liquefação, o solo tende ao estado permanente de deformação, no qual continua deformando mantendo constante seu volume e suas tensões normal (efetiva) e cisalhante, sendo esse estado atingido depois que a estrutura do solo é completamente remoldada, perdendo assim todo seu histórico de tensões (Poulos *et. al.*, 1985; Casagrande, 1976).

3.1. MODELO SHANSEP

Antes da abordagem sobre a mecânica da liquefação, faz-se necessário explicar o modelo SHANSEP (*Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*), elaborado por Ladd & Foot (1974), e que será uma das bases para a análise da liquefação. Nesse modelo, as propriedades de resistência do solo são expressas pela normalização da tensão de cisalhamento pela tensão vertical efetiva, sendo a normalização mais utilizada S_u/σ'_v .

Esse modelo é baseado em ensaios realizados com amostras de argila com a mesma razão de pré-adensamento (OCR), mas com diferentes tensões confinantes (conseqüentemente, com diferentes tensões de pré-adensamento). Como resultado, as amostras apresentaram comportamentos tensão-deformação bastante similares quando normalizados em relação à tensão confinante. Um exemplo é mostrado na Figura 3.1a, na qual são mostradas curvas tensão-deformação ideais para ensaios triaxiais de compressão isotropicamente adensados, com tensões de adensamento de 200 kPa e 400 kPa. Nesse exemplo, quando os gráficos são novamente plotados normalizando a tensão desvio pela tensão confinante [*i.e.*, $(\sigma_1 - \sigma_3/\sigma_c)$], os gráficos coincidem (Figura 3.1b). Entretanto, o comportamento não é tão perfeito como mostrado na Figura 3.1, e pequenas divergências entre os gráficos normalizados podem ocorrer devido a heterogeneidades no depósito.

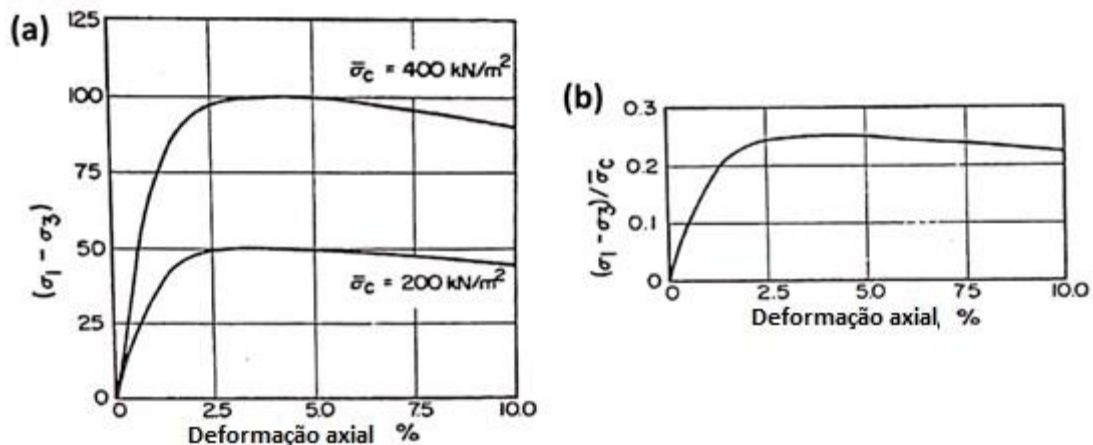


Figura 3.1. Normalização da resistência de amostras de ensaios triaxiais de compressão (moificado - Ladd & Foot, 1974)

3.2. COMPORTAMENTO DE SOLOS DURANTE A LIQUEFAÇÃO E RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS

Os gráficos da Figura 3.2 mostram o comportamento do solo durante o processo de liquefação. Com relação à Figura 3.2c, que mostra o gráfico tensão-deformação, percebe-se que o solo atinge uma resistência máxima (ponto P), com posterior queda na resistência até o estado residual (ponto S), mantendo-se constante, uma vez que alcançou o estado permanente, em um claro processo de amolecimento. De acordo com Olson (2001), essas resistências podem ser denominadas como:

- Ponto P: Resistência não drenada de pico (Su_{pico}): é definida como a resistência de pico durante um carregamento não-drenado. Sendo assim, a Razão de Resistência de Pico (RRP) representa a condição de tensão no momento em que é disparado o gatilho, sendo definida como a normalização da Su_{pico} pela tensão efetiva pré-falha (σ'_{vo}). Ou seja:

$$RRP = Su_{pico} / \sigma'_{vo} \quad (3.1)$$

Considerando o modelo Mohr-Coulomb, a RRP pode ser considerada como a inclinação da envoltória de ruptura, e que, portanto:

$$RRP \sim \tan \phi_y \quad (3.2)$$

sendo ϕ_y o ângulo de atrito mobilizado para a resistência de pico. Com base em retroanálises de casos de liquefação os valores da RRP podem variar entre 0,23 e 0,31, correspondendo a ângulos de atrito para a envoltória de pico entre 13° e 17°.

- Ponto S: Resistência não drenada liquefeita (Su_{liq}): é definida como a resistência mobilizada depois do disparo do fluxo de liquefação. Nesse caso, a Su_{liq} é igual à resistência não-drenada residual, no estado permanente (Su_{ss}). Sendo assim, a Razão de Resistência Liquefeita (RRL)

representa a condição de tensão pós-gatilho, sendo definida como a normalização da Su_{liq} pela tensão efetiva pré-falha (σ'_{vo}). Ou seja:

$$RRL = Su_{liq}/\sigma'_{vo} \quad (3.3)$$

Com base em retroanálises de casos de liquefação, os valores da RRL podem variar entre 0,05 e 0,12. Além disso, com base em ensaios de laboratório com solos não-coesivos, cada valor de RRL está relacionado com um único valor de parâmetro de estado (ψ).

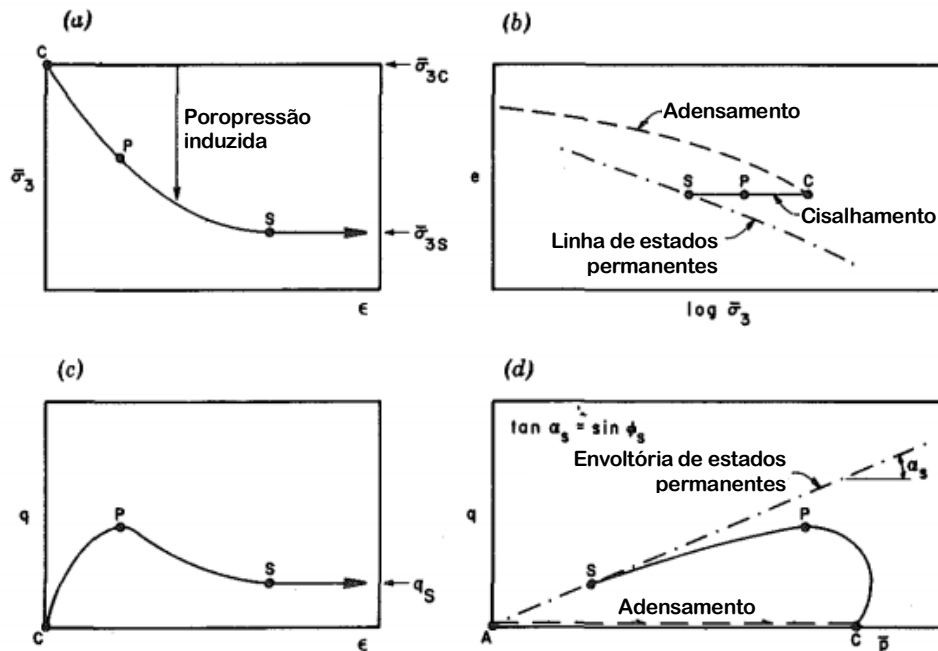


Figura 3.2. Comportamento do solo durante a liquefação (carregamento a volume constante) (modificado - Poulos *et. al.*, 1985)

3.3. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Entretanto, além da ocorrência do gatilho, é necessário que o solo seja suscetível à liquefação para que o fenômeno ocorra. Para tanto, serão analisados os níveis de compactidade e de tensões do solo, como representado na Figura 3.3. Nessa figura está representada a linha SSL (*steady state line*), ou linha de estados permanentes, nos gráficos $e-p$ e $q-p$ (p e q de Cambridge). Além disso, os pontos A e B representam solos saturados e adensados a certo índice de vazios (e) e estado de tensões (p e q). Dependendo do tipo de cisalhamento pode ocorrer uma das quatro situações a seguir:

- Cisalhamento com variação de volume (*e.g.*: ensaio triaxial drenado):
 - Solo A: $\Delta e < 0$ (comportamento contrátil); estado permanente no ponto C;
 - Solo B: $\Delta e > 0$ (comportamento dilatante); estado permanente no ponto C;

- Cisalhamento sem variação de volume ($\Delta e = 0$ - e.g.: ensaio triaxial não-drenado):
 - Solo A: $\Delta\sigma < 0$; $\Delta u > 0$; estado permanente no ponto D;
 - Solo B: $\Delta\sigma > 0$; $\Delta u < 0$; estado permanente no ponto E.

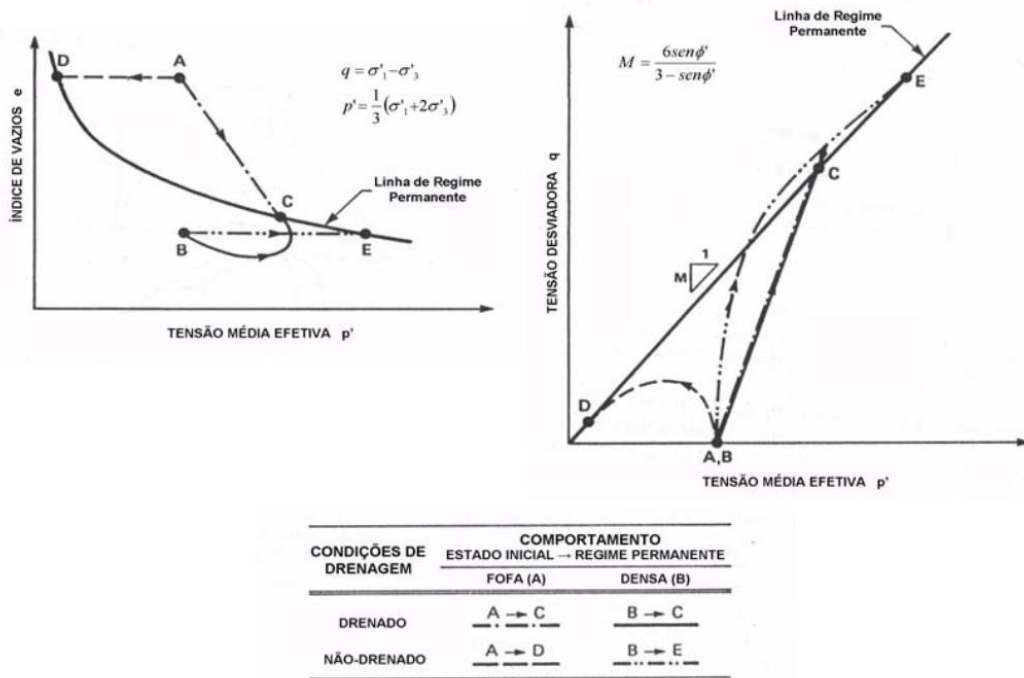


Figura 3.3. Linha de estados permanentes - SSL (modificado - Sladen *et. al.*, 1985)

Ou seja, solos com comportamento contrátil em carregamentos com variação de volume têm sua resistência diminuída quando submetido a carregamentos sem variação de volume, com conseqüente aumento das poropressões. Por outro lado, solos com comportamento dilatante têm sua resistência aumentada quando submetidos a carregamento sem variação de volume, visto que há uma diminuição das poropressões. Portanto, definir se o solo é suscetível ou não a liquefação é saber se ele é contrátil ou dilatante sob carregamento com variação de volume. Para tanto, deve-se determinar o estado inicial do solo (e , σ_0) em relação à SSL, o que pode ser expresso pelo parâmetro de estado (ψ), que por sua vez é definido como:

$$\Psi = e - e_{ss} \quad (3.4)$$

Na Equação 3.4, e é o índice de vazios inicial e e_{ss} é o índice de vazios no estado permanente para a mesma tensão efetiva inicial. Portanto, solos contráteis têm valores de ψ positivos, ao passo que solos dilatantes têm valores de ψ negativos.

Sendo assim, vale comparar o comportamento de solos contráteis e dilatantes em ensaios com

carregamentos com ou sem variação de volume, que no contexto dos ensaios triaxiais equivalem aos ensaios drenados e não drenados, respectivamente. A Figura 3.4 mostra os gráficos de ensaios triaxiais executados por Castro (1969, citado por Casagrande, 1976) para uma areia quartzosa, variando o grau de compactidade e o tipo de ensaio (ensaio R: adensado e não-drenado - CU; ensaio S: adensado e drenado - CD), para uma tensão confinante inicial de 400 kPa. No caso dos ensaios não-drenados, Olson & Mattson (2008) distinguiu três tipos de respostas:

- Solo A - Comportamento puramente contrativo: ao ser cisalhado, o solo apresenta comportamento elástico até atingir a resistência de pico; em seguida, o solo sofre amolecimento até atingir a resistência mínima, no estado permanente. Sendo assim, os valores de Su_{pico} e Su_{liq} são bem definidos;
- Solo B - Contrativo e dilatante: a resposta é similar ao do solo A, mas após atingir a resistência mínima o solo volta a ter sua resistência aumentada. Alarcon-Guzman *et. al.* (1998, citado por Olson & Mattson, 2008) nomeou essa resistência mínima de resistência quase-liquefeita, que, muitas vezes, é confundida com a Su_{liq} .
- Solo C - Puramente dilatante: o solo é continuamente endurecido sob cisalhamento, sem atingir o estado permanente.

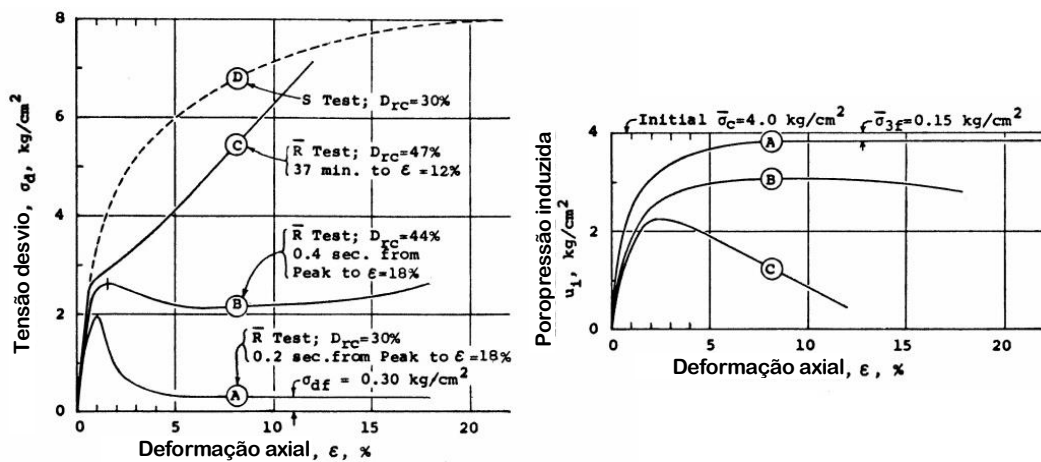


Figura 3.4. Comparação entre ensaios triaxiais drenados e não drenados para areias (modificado - Castro, 1969, citado por Casagrande, 1976)

Note, para os ensaios não-drenados, a tendência de aumento da resposta dilatante com o aumento da densidade relativa (Dr), acompanhado de redução na poropressão. Já comparando os ensaios drenado e não-drenado para $Dr = 30\%$ (curvas A e D, respectivamente), observa-se um comportamento puramente dilatante no ensaio drenado e puramente contrátil no ensaio não-drenado. Comparando com a Figura 3.3, o ensaio A equivaleria à trajetória AD, ao passo que o ensaio D equivaleria à trajetória AC.

3.4. CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS NÃO-DRENADAS

Com base no exposto, faz-se necessário determinar Su_{pico} e Su_{liq} . A seguir serão mostrados como essas resistências podem ser calculadas a partir de ensaios laboratoriais e de campo.

3.4.1. ENSAIOS TRIAXIAL E DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES

Para a realização de ensaios de laboratório em materiais arenosos, vários autores relatam a dificuldade de se obter amostras indeformadas, como Poulos *et. al.* (1985). Devido a essa dificuldade, esses autores formularam um método para calcular a resistência liquefeita (Su_{liq}) para amostras indeformadas a partir da correção dessa resistência pelo índice de vazios in-situ (e_{situ}) e pela linha de estados permanentes. Para tanto, são seguidas quatro etapas:

1. Determinação do índice de vazios in-situ (e_{situ}) para a amostra de campo de interesse;
2. Determinação da linha de estados permanentes para amostras compactadas;
3. Determinação dos índices de vazios e das resistências no estado permanente para várias amostras de campo, a partir de ensaios triaxiais adensados e não-drenados - CU): nesse caso, é calculada uma resistência média entre os valores obtidos, que é plotado no mesmo gráfico da curva de estado permanente (Etapa 2);
4. Obtenção de Su_{liq} corrigida: para tanto, desloca-se a linha de estados permanentes para o ponto da resistência média. Em seguida, calcula-se Su_{liq} usando e_{situ} da amostra de interesse (Etapa 1), tal como mostrado na Figura 3.5.

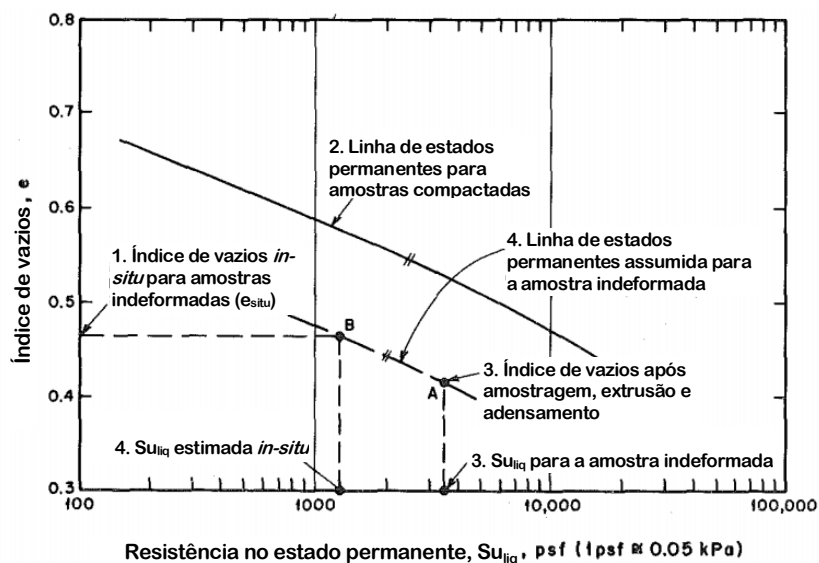


Figura 3.5. Determinação de Su_{liq} corrigido (modificado - Poulos *et. al.*, 1985)

Já Olson & Mattson (2008) determinaram as razões de resistência de pico e liquefeita a partir do estudo de um total de 386 ensaios triaxiais (compressão e extensão) e de cisalhamento direto simples (DSS). Eles sugerem que, durante a ruptura por liquefação, os solos estão sujeitos a diferentes modos de cisalhamento (compressão, extensão e cisalhamento simples), os quais ocorrem em regiões distintas da superfície de ruptura, tal como mostrado na Figura 3.6. Por outro lado, Olson & Stark (2002, 2003, citados por Olson & Mattson, 2008), a partir de retroanálises de casos históricos de ruptura por fluxo de liquefação, propõem que a resposta ao cisalhamento de solos sujeitos à liquefação pode ser aproximada por condições de cisalhamento direto simples, o que é corroborado por Bjerrum (1972, citado por Ladd & Foot, 1974), o qual mostrou que, para superfícies circulares de ruptura, o uso apenas de parâmetros de ensaios DSS geram valores de resistência similares ou ligeiramente menores se comparado ao uso simultâneo das condições triaxiais (compressão e extensão) e de cisalhamento direto simples. Por conseguinte, Olson & Mattson (2008) obtiveram as seguintes equações para as razões de resistência de pico e liquefeita:

- Ensaios Triaxiais de Compressão e Extensão:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_{vc}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_y}{2\sigma'_{1c}} \quad (3.5)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_{vc}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss} \cos \phi'_{ss}}{2\sigma'_{1c}} \quad (3.6)$$

- Ensaio de Cisalhamento Direto:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_{vc}} = \frac{\tau_y}{\sigma'_{vc}} \quad (3.7)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_{vc}} = \frac{\tau_{ss}}{\sigma'_{vc}} \quad (3.8)$$

Nas Equações 3.5 a 3.8, $(\sigma_1 - \sigma_3)_y$ é a tensão desvio de pico, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss}$ é a tensão desvio no estado permanente, ϕ_{ss} é o ângulo de atrito no estado permanente, σ'_{1c} é a tensão efetiva maior no fim da etapa de adensamento, τ_y é a tensão de cisalhamento de pico, τ_{ss} é a tensão de cisalhamento no estado permanente, e σ'_{vc} é a tensão vertical efetiva no fim do adensamento. Note que o termo $\cos \phi'_y$ não aparece explicitamente na Equação 3.5, sendo ϕ_y é o ângulo de atrito de pico. Isso ocorre visto que a resistência de pico em areias fofas é mobilizada sob ângulos de atrito muito menores que ϕ_{ss} , sendo, portanto, $\cos \phi'_y$ aproximadamente igual a 1.

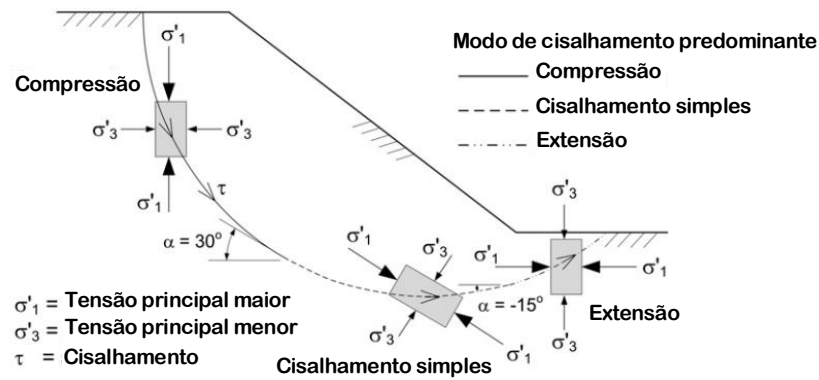


Figura 3.6. Variação do tipo de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (modificado - Sadrekarimi, 2014)

3.4.2. ENSAIO CPT

Em alternativa aos ensaios laboratoriais, ensaios de campo são amplamente utilizados na determinação das resistências não-drenadas. Um dos ensaios mais utilizados é o CPT (*Cone Penetration Test*), com a medição da resistência de ponta do cone (q_c). Algumas das vantagens desse ensaio incluem a maior padronização e reprodutibilidade em relação ao SPT além da realização de medições contínuas, fornecendo um perfil detalhado do solo; por outro lado, o uso do CPT para avaliar a liquefação exige correções baseadas nas características do solo que podem ser significantes para solos arenosos com alto teor de finos (Olson, 2001; Robertson, 2015). Sendo assim, Olson (2001) montou um banco de dados de 33 casos de liquefação com dados de CPT disponíveis (que incluem diques, barragens de acumulação de água, barragens de rejeitos, aterros ferroviários e depósitos arenosos), na qual foi notada uma tendência linear das razões de resistência de pico e liquefeita em função da resistência de ponta corrigida do cone (q_{c1}), tal como mostrado nos gráficos da Figura 3.7. A partir desses gráficos, as seguintes equações de ajuste foram estabelecidas para calcular ambas razões de resistências:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_v} = 0,205 + 0,0143 \cdot q_{c1} \quad (q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa}) \quad (3.9)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_v} = 0,03 + 0,0143 \cdot q_{c1} \quad (q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa}) \quad (3.10)$$

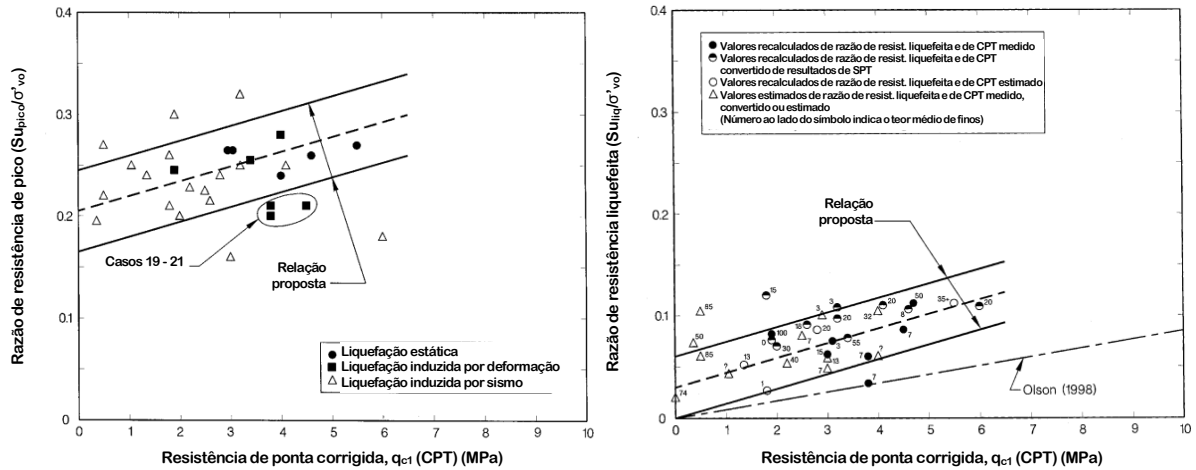


Figura 3.7. Razões de resistência de pico (a) e liquefeita (b) em função da resistência de ponta corrigida do cone (modificado - Olson, 2001)

Já Sadrekarimi (2014) estabeleceu equações para calcular Su_{pico} e Su_{liq} que variam conforme os tipos de cisalhamento (compressão, extensão e cisalhamento simples), tal como mostrado na Figura 3.6. Essas equações são:

- Compressão:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_{vo}} = 0,219 + 0,008 \cdot q_{c1} \pm 0,049 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.11)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_{vo}} = 0,019 + 0,016 \cdot q_{c1} \pm 0,012 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.12)$$

- Extensão:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_{vo}} = 0,132 + 0,005 \cdot q_{c1} \pm 0,020 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.13)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_{vo}} = 0,012 + 0,01 \cdot q_{c1} \pm 0,005 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.14)$$

- Cisalhamento simples:

$$\frac{Su_{pico}}{\sigma'_{vo}} = 0,189 + 0,008 \cdot q_{c1} \pm 0,025 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.15)$$

$$\frac{Su_{liq}}{\sigma'_{vo}} = 0,017 + 0,015 \cdot q_{c1} \pm 0,006 \quad (q_{c1} \leq 8 \text{ MPa}) \quad (3.16)$$

Para as Equações 3.9 a 3.16, a resistência de ponta corrigida do cone (q_{c1}) é calculada pela seguinte fórmula (Kayen *et. al.*, 1992, citado por Olson, 2001):

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c = \frac{1,8 \times q_c}{0,8 + (\sigma'_{vo}/P_{atm})} \quad (3.17)$$

Na Equação 3.17, σ'_{vo} é a tensão vertical efetiva e P_{atm} é a pressão atmosférica.

3.4.3. ENSAIO DE PALHETA

O ensaio de palheta é um dos mais utilizados na determinação da resistência não-drenada. Para tanto, Schnaid & Odebrecht (2012) indicam as situações nas quais o ensaio pode ser utilizado:

- Solos com $q_c < 1000$ kPa;
- Granulometria predominantemente argilosa ($> 50\%$ passando na peneira 200, Limite de liquidez > 25 , Índice de Plasticidade > 4);
- Ausência de lentes de areia. Nesse caso, a presença de lentes de areia pode provocar um aumento na resistência devido à drenagem parcial durante a rotação da palheta. Por exemplo, a Figura 3.8a mostra o gráfico do ensaio com solo argiloso, ao passo que a Figura 3.8b mostra o gráfico do ensaio com solo argilo-arenoso, no qual a presença de areia provoca um aumento linear de S_u com a rotação da palheta.

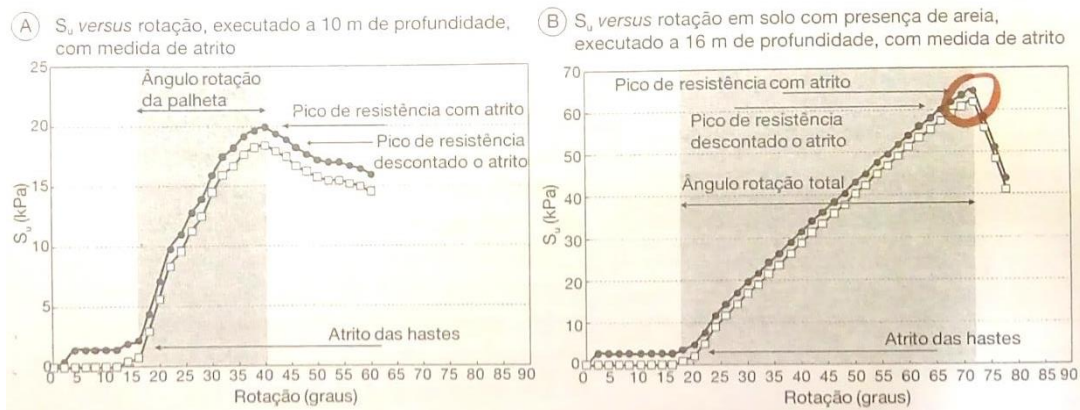


Figura 3.8. Gráficos de S_u em função da rotação para solo argiloso (a) e solo argiloarenoso (b) (Schnaid & Odebrecht, 2012)

No ensaio de palheta, a resistência não drenada pode ser calculada pela fórmula:

$$S_u = \frac{0,86 \cdot M}{\pi \cdot D_p^3} \quad (3.18)$$

Na Equação 3.18, M é o torque máximo medido e D_p é o diâmetro da palheta. Essa fórmula considera a palheta retangular, com a altura igual ao dobro do diâmetro, e que as tensões se distribuem de modo uniforme ao longo das linhas horizontal e vertical da palheta. Donald *et. al.* (1977, citados por Schnaid & Odebrecht, 2012), a partir da simulação em elementos finitos tridimensional, buscou verificar a validade da premissa da distribuição uniforme, cujos resultados foram confirmados por Menzies & Merrieffield (1980, citados por Schnaid & Odebrecht, 2012)

para a argila de Londres. Os autores chegaram à conclusão de que a hipótese de distribuição uniforme das tensões na linha vertical é razoável, mas que não é aplicável para a linha horizontal, conforme mostrado na Figura 3.9. Logo, Lund *et. al.* (1996, citados por Schnaid & Odebrecht, 2012) deduziram a seguinte fórmula para o cálculo de Su na horizontal (Su_H), que é aplicável para distribuições não-uniformes de tensões:

$$Su_H = \frac{n + 3}{D_p + Hb(n + 3)} \cdot \frac{2M}{\pi D_p^2} \quad (3.19)$$

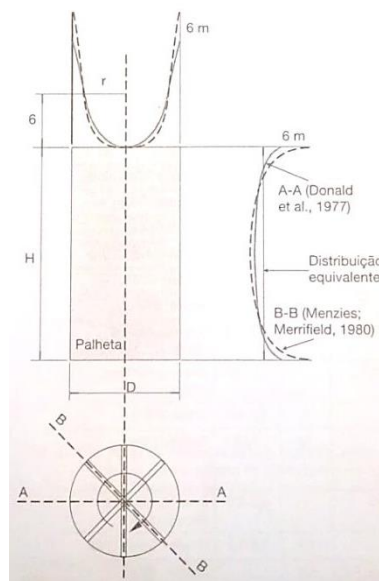


Figura 3.9. Distribuição de tensões na palheta (Schnaid & Odebrecht, 2012)

Na Equação 3.19, H é a altura da palheta, n representa o formato da distribuição de tensões e b é a razão de anisotropia entre as resistências não-drenadas horizontal e vertical (*i.e.*, $b = Su_V/Su_H$). Agora, supondo comportamento isotrópico do solo (*i.e.*, $b = 1$) e sendo $a = n + 3$, a Equação 3.19 se transforma na seguinte fórmula de resistência não-drenada, elaborada por Jackson (1969, citado por Schnaid & Odebrecht, 2012):

$$Su = \frac{2M}{\pi D_p^2 \left(H + \frac{D_p}{a} \right)} \quad (3.20)$$

Na Equação 3.20, $a = 3$ para distribuição uniforme, $a = 3,5$ para distribuição parabólica e $a = 4$ para distribuição triangular de tensões. Contudo, ainda é necessário multiplicar o valor da Equação 3.20 por um fator de correção, devido a fatores como velocidade de rotação da palheta,

amolamento e efeito do tempo. No Brasil, esse fator de correção é por volta de 0,65.

3.4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS

Vários autores buscaram comparar os ensaios apresentados, visando verificar qual deles melhor se ajusta aos dados históricos, com a menor dispersão. Por exemplo, Silva *et. al.* (2017) mostrou a grande dispersão dos dados para Ensaios de Palheta, com valores de Su_{liq}/σ'_{vo} entre 0,18 e 0,75; para o CPT, essa razão varia entre 0,21 e 0,30, e para o ensaio triaxial CU varia entre 0,30 e 0,75. Já Olson & Mattson (2008), ao comparar os ensaios triaxiais e de cisalhamento direto simples para amostras reconstituídas de solos arenosos, mostram que os ensaios triaxiais de compressão (TxC) geram os maiores valores de razão de resistência (tanto de pico quanto liquefeita), ao passo que os ensaios triaxiais de extensão (TxE) geraram os menores valores e os ensaios de cisalhamento direto simples (DSS) geraram valores intermediários, tal como mostrado na Tabela 3.1. Além disso, Olson & Stark (2003, citados por Olson & Mattson, 2008) analisaram 30 casos históricos de liquefação estática e dinâmica com dados de razão de resistência mobilizada no disparo da liquefação; foi constatado que os valores de razão de resistência para esses casos estão praticamente todos dentro da faixa correspondente ao ensaio de cisalhamento direto, como mostrado na Figura 3.10, na Figura 3.11 e na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Razões de resistência para ensaios triaxial e de cisalhamento direto simples (Olson & Mattson, 2008)

Razão de resistência	Modo de cisalhamento			Casos históricos
	Compressão triaxial (TxC)	Cisalhamento direto simples (DSS)	Extensão triaxial (TxE)	
Pico	0,18 - 0,43	0,13 - 0,29	0,11 - 0,24	0,23 - 0,31
Liquefeita	0,01 - 0,32	0,01 - 0,22	0,01 - 0,19	0,05 - 0,12

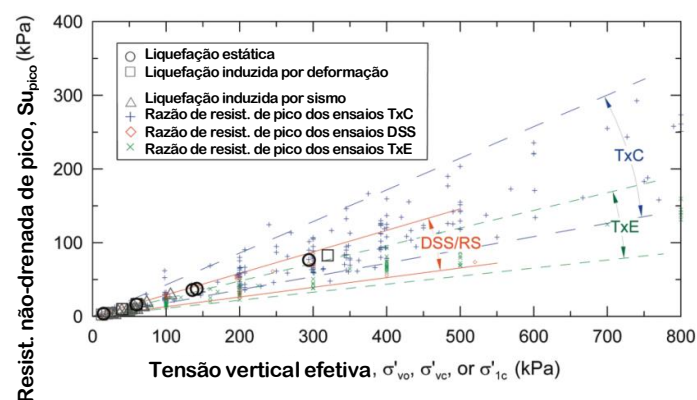


Figura 3.10. Comparação entre as razões de resistência de pico para os ensaios triaxial e cisalhamento direto (modificado - Olson & Mattson, 2008)

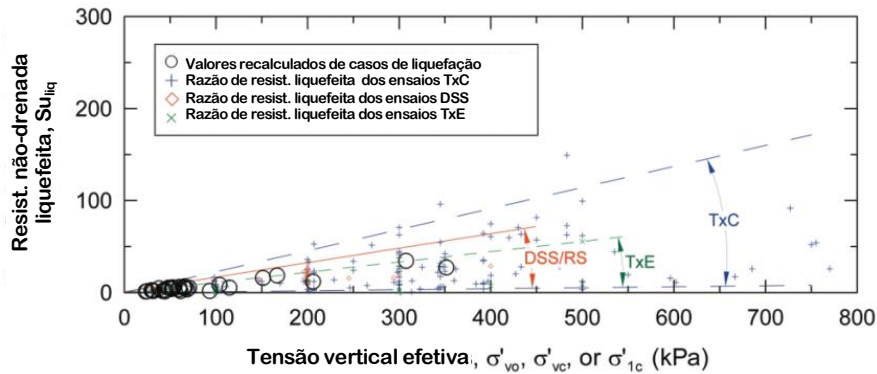


Figura 3.11. Comparação entre as razões de resistência liquefeita para os ensaios triaxial e cisalhamento direto (modificado - Olson & Mattson, 2008)

3.5. TIPOS DE GATILHO

Sendo o solo suscetível à liquefação, o gatilho será o carregamento que vai disparar o processo de amolecimento do solo. Contudo, o tipo de carregamento vai determinar como a liquefação vai se desenvolver. Há dois tipos de gatilhos: estático ou dinâmico, cujos gráficos estão representados da Figura 3.12 à Figura 3.14.

A Figura 3.12 mostra o gráfico tensão-deformação durante a liquefação devido a carregamento estático (ou monotônico), como devido à implantação de um aterro, por exemplo. O comportamento é idêntico ao apresentado na Figura 3.2c, no qual as tensões aumentam com o aumento das deformações até que seja atingida a Su_{pico} (ponto A), e, em seguida, o solo se torna instável e a resistência cai até o valor de Su_{liq} (ponto B). Já a Figura 3.13 também mostra o gráfico tensão-deformação para a elevação da linha freática, que também pode ser considerada um caso de carregamento estático. Nesse caso, o amolecimento ocorre sem necessariamente ser atingida a Su_{pico} .

Já no caso da liquefação devido a carregamentos dinâmicos, como mostrado na Figura 3.14, o solo pode atingir várias resistências de pico, acumulando deformações até se tornar instável, momento no qual a resistência cai até o valor residual. Portanto, o amolecimento do solo em carregamentos dinâmicos pode ocorrer para valores de carga menores que no caso estático (Olson, 2001).

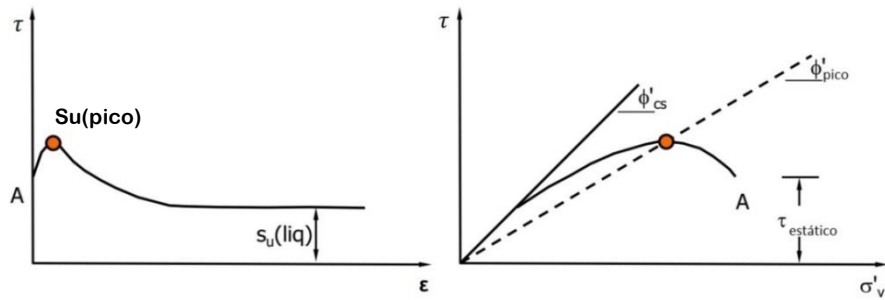


Figura 3.12. Gráfico tensão-deformação para liquefação com carregamento (gatilho) estático (modificado - Olson, 2016)

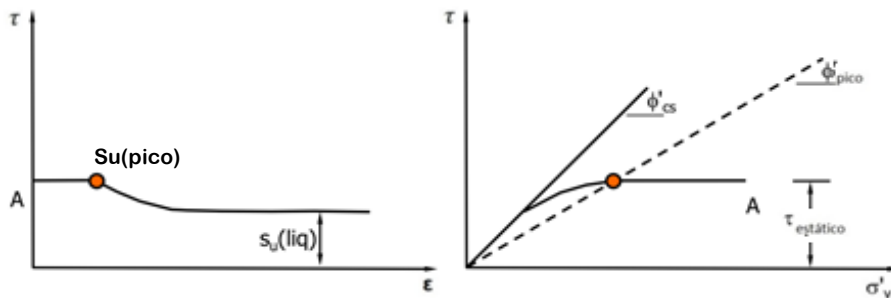


Figura 3.13. Gráfico tensão-deformação para liquefação com elevação da linha freática (modificado - Olson, 2016)

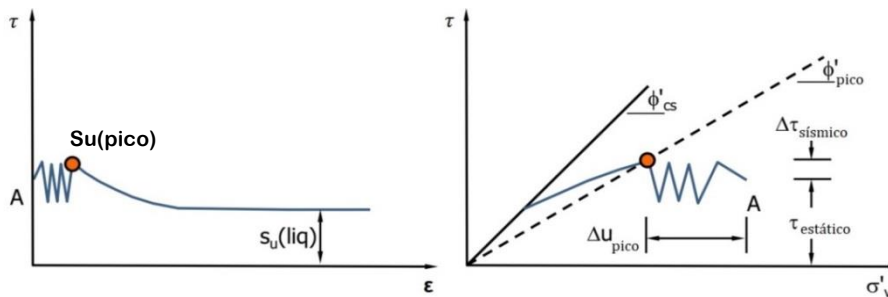


Figura 3.14. Gráfico tensão-deformação para liquefação com carregamento (gatilho) dinâmico (modificado - Olson, 2016)

3.6. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO POR MEIO DE ENSAIOS

Diante do exposto, uma das preocupações com respeito à liquefação é determinar se o solo é ou não suscetível ao fenômeno, o qual está diretamente ligado à determinação da linha de estados permanentes (SSL). Para tanto, vários autores tentaram fazer essa determinação tanto por meio de ensaios laboratoriais (*e.g.*, ensaios triaxiais) como de campo (*e.g.*, CPT).

3.6.1. ENSAIOS TRIAXIAIS: ENSAIO CD VS ENSAIO CU

Vários autores tentaram determinar a linha de estados permanentes por meio de ensaios triaxiais drenados, a exemplo de Poulos *et. al.* (1985). Entretanto, Casagrande (1976), com base em ensaios para a investigação da ruptura da barragem de Fort Peck (EUA), concluiu que as resistências de pico geradas durante ensaios triaxiais CD foram muito maiores que as resistências em ensaios triaxiais CU convencionais (cerca de 10 vezes maior), deslocando a SSL para a direita. Além disso, não foi verificado o fluxo por liquefação nos ensaios CD.

3.6.2. ENSAIOS TRIAXIAIS E SUPERFÍCIE DE COLAPSO: SLADEN *ET. AL.* (1985)

De forma alternativa, Sladen *et. al.* (1985) propuseram a adoção de uma superfície de colapso no espaço p-q-e de Cambridge, na qual qualquer solo cujo estado de tensões esteja sobre essa superfície terá sua liquefação iniciada por meio de um gatilho estático. Segundo os autores, a superfície de colapso representaria “o limite da estabilidade caso a drenagem seja impedida sob condições de carga controlada”. A Figura 3.15a mostra a superfície de colapso para condições não-drenadas no espaço p-q-e, e a Figura 3.15b mostra a mesma superfície nos planos q-p e e-p. Nota-se que, para estados do solo com mesmo índice de vazios, mas com valores de p e q diferentes, todas as trajetórias de tensões concorrem para o mesmo ponto, que está localizado na SSL, o qual foi denominado de ponto de estado permanente. Esse ponto pode ser determinado a partir de ensaios triaxiais CU para amostras com o mesmo índice de vazios; logo, para diferentes índices de vazios, é possível determinar toda a SSL. Já a superfície de colapso no plano p-q para um dado valor de índice de vazios pode ser obtida ligando-se os pontos de máximo das trajetórias de tensões. Sendo ϕ_y e ϕ_{ss} os ângulos de atrito de pico e no estado permanente, respectivamente, as inclinações da SSL (M_{ss}) e da superfície de colapso (M_L) podem ser calculadas como:

$$M_{ss} = \frac{6 \cdot \text{sen}\phi_{ss}}{3 - \text{sen}\phi_{ss}} \quad (3.21)$$

$$M_L = \frac{6 \cdot \text{sen}\phi_L}{3 - \text{sen}\phi_L} \quad (3.22)$$

Por conseguinte, foram estabelecidas zonas, no espaço p-q, nas quais pode-se avaliar a suscetibilidade à liquefação, bem como qual tipo de gatilho poderá disparar o fenômeno, com base no estado de tensões de solo para um dado valor de índice de vazios, como mostrado na

Figura 3.16. Vale ressaltar que a mudança no índice de vazios altera a superfície de colapso, alterando também a configuração das zonas. Essas zonas são:

- Zona A: Não suscetível;
- Zona B: Suscetível sob carregamento dinâmico;
- Zona C (Sobre a superfície de colapso): Suscetível sob carregamento estático.

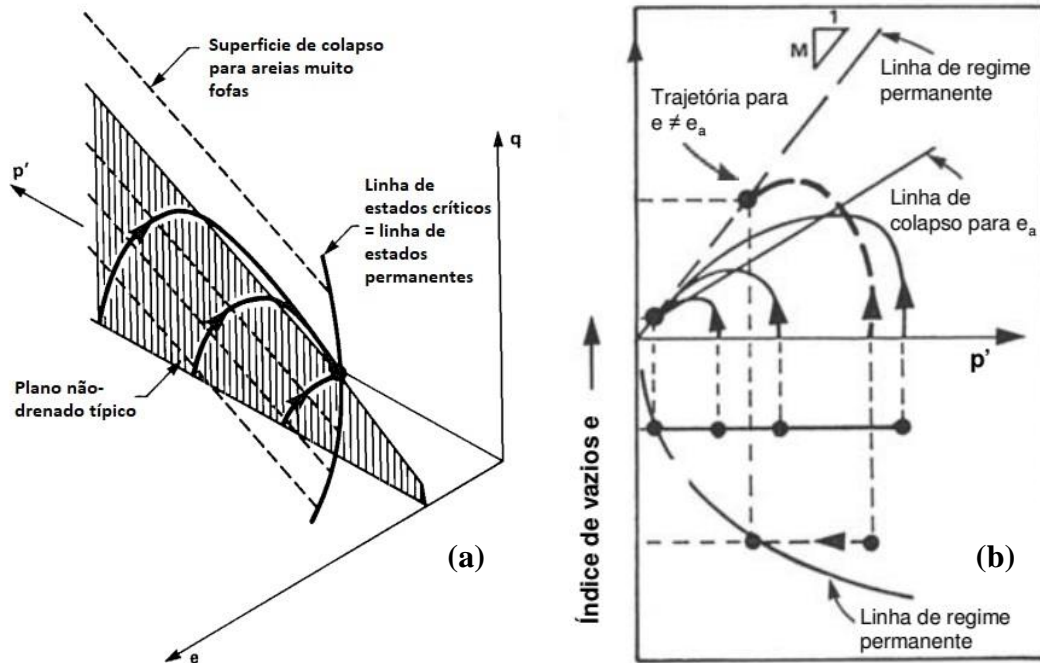


Figura 3.15. Superfície de colapso em condições não-drenadas no espaço p-q-e (a) e nos planos q-p e e-p (b) (modificado - Sladen *et. al.*, 1985)

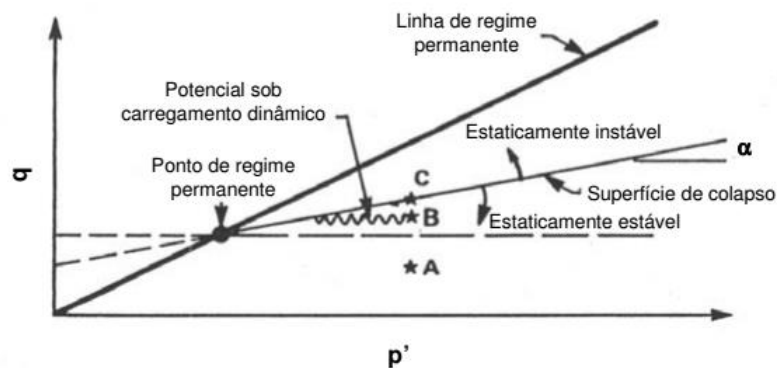


Figura 3.16. Zonas de suscetibilidade à liquefação pela superfície de colapso (modificado - Sladen *et.al.*, 1985)

3.6.3. CPT: FEAR & ROBERTSON (1995)

Já outros autores determinaram curvas para determinar a suscetibilidade dos solos à liquefação a partir de resultados de ensaios de campo, como o CPT, por exemplo. A Figura 3.17 mostra algumas dessas curvas para o referido ensaio. Dentre estas a mais utilizada é a envoltória de Fear

& Robertson (1995), para $q_c/N_{60} = 0,6$, cuja equação é:

$$\sigma'_v = 1,1047 \cdot 10^{-2} \cdot q_{c1}^{4,7863} \quad (3.23)$$

Na Equação 3.23, σ'_v é a tensão vertical efetiva, em kPa, e q_{c1} é a resistência de ponta corrigida do cone, em MPa, cuja fórmula está representada pela Equação 3.17. Nesta curva, todos os pontos localizados à esquerda representam solos com comportamento contrátil, ou seja, suscetíveis à liquefação; já os pontos à direita representam solos dilatantes, ou seja, não suscetíveis ao fenômeno. Além disso, a razão $q_c/N_{60} = 0,6$ (q_c : resistência de ponta do cone; N_{60} : número N do SPT equivalente a 60% da energia teórica total de queda) é o fator de conversão da curva relativa ao SPT para a curva relativa ao CPT. Olson (2001) recomenda o uso da envoltória de Fear & Robertson (1995) visto que a curva foi elaborada a partir de casos históricos e ensaios laboratoriais.

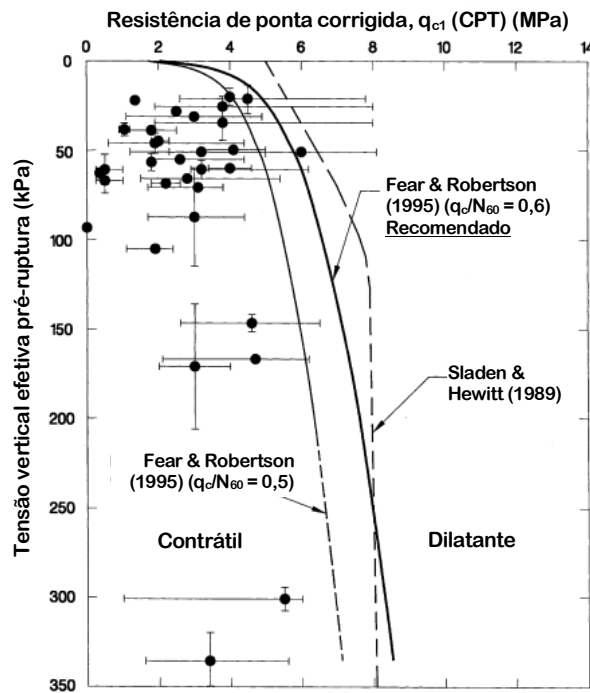


Figura 3.17. Curvas para determinação da suscetibilidade à liquefação (modificado - Olson, 2001)

3.7. MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA CONTRA A LIQUEFAÇÃO

Para o cálculo do Fator de Segurança contra a liquefação, foram elaborados métodos baseados em ensaios de campo, como o CPT, visto tanto a facilidade e a reprodutibilidade desse ensaio, como também a dificuldade na obtenção de amostras indeformadas para ensaios triaxiais. A seguir serão

apresentados dois desses métodos.

3.7.1. MÉTODO DE OLSON (2001)

Esse método está apresentado na tese de Olson (2001) e se baseia nos cálculos das razões de resistência não-drenadas (de pico e liquefeita) a partir do SPT e do CPT. Para o CPT, as fórmulas das razões de resistência estão apresentadas nas Equações 3.9 e 3.10. De acordo com o autor, o método tem a vantagem de não requerer ensaios laboratoriais nem fatores de correção muito significativos. O método é dividido em três etapas: suscetibilidade à liquefação, análise do gatilho e análise pós-gatilho (ou liquefeita), as quais estão descritas a seguir:

- Suscetibilidade à liquefação: nessa etapa é avaliado se o solo é contrátil (ou seja, suscetível à liquefação) ou dilatante (ou seja, não suscetível). Para tanto, Olson (2001) recomenda a adoção da envoltória de Fear & Robertson (1995) para $q_c/N_{60} = 0,6$, tal como mostrado na Figura 3.17.
- Análise do gatilho: nessa etapa é avaliado se a sollicitação excede a resistência de pico dos materiais contráteis. Para tanto, são executadas as seguintes etapas:
 1. Análise da estabilidade de taludes para a geometria original (antes da ruptura), para estimar a tensão cisalhante monotônica (τ_d) nos materiais contráteis, devendo ser consideradas tanto superfícies de rupturas circulares quanto não-circulares;
 2. Dividir a superfície de ruptura em fatias, preferencialmente entre 10 e 15;
 3. Calcular a média ponderada das tensões efetivas verticais ($\sigma'_{vo,m}$) ao longo da superfície de ruptura e calcular a razão de cisalhamento ($\tau_d/\sigma'_{vo,m}$);
 4. Calcular a tensão de cisalhamento devido à carga sísmica aplicada a cada fatia (τ_s), dada pela fórmula:

$$\tau_s = \frac{0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma'_{vo,m} \cdot r_d}{C_m} \quad (3.24)$$

5. Se for o caso, estimar outras tensões cisalhantes atuantes (τ_{outras});
6. Determinar a razão de resistência de pico global (Su_{pico}/σ'_{vo}). Para o CPT, deve ser utilizada a Equação 3.9;
7. Calcular os valores de Su_{pico} e τ_d para cada segmento, multiplicando as razões Su_{pico}/σ'_{vo} e $\tau_d/\sigma'_{vo,m}$ por σ'_{vo} de cada segmento;
8. Por fim, o Fator de Segurança contra o gatilho para cada segmento (FS_{pico}) é calculado como:

$$FS_{pico} = \frac{Su_{pico}}{\tau_d + \tau_s + \tau_{outras}} \quad (3.25)$$

Os segmentos cujo $FS_{pico} > 1$ não sofrerão liquefação, ao contrário dos segmentos com $FS_{pico} < 1$, os quais terão a liquefação disparada pelo carregamento.

- Análise pós-gatilho (ou liquefeita): nessa fase será avaliado se a sollicitação é maior que a resistência ao cisalhamento ainda disponível. Para tanto, será feita uma nova análise de estabilidade de taludes (usando a geometria original) para o cálculo do Fator de Segurança liquefeito global (FS_{liq}); mas, nesse caso, para as fatias cujo $FS_{pico} > 1$ serão atribuídas a Su_{pico} (Equação 3.9), ao passo que para as fatias com $FS_{pico} < 1$ serão atribuídas a Su_{liq} (Equação 3.10). Caso a $FS_{liq} < 1$, a ruptura por fluxo de liquefação irá ocorrer. Contudo, caso $1 < FS_{liq} < 1,1$, alguma deformação poderá ocorrer (sem, necessariamente, ocorrer a ruptura global); assim sendo, as fatias nas quais $1 < FS_{pico} < 1,1$ deverão ter suas resistências ao cisalhamento alteradas para Su_{liq} , e a análise pós-gatilho deverá ser refeita.

3.7.2. MÉTODO DE SADREKARIMI (2014)

O método de Sadrekarimi (2014) é muito similar ao método de Olson (2001), visto que também é dividido em três etapas (susceptibilidade à liquefação, análise do gatilho e análise pós-gatilho) e prevê tanto a divisão da superfície de ruptura em vários segmentos bem como o cálculo do Fator de Segurança para cada segmento. A principal diferença é o cálculo das razões de resistência em cada segmento conforme o tipo de cisalhamento (extensão, compressão, cisalhamento simples). O autor aponta como vantagens do método a dispensa de ensaios laboratoriais e a previsão de um resultado mais realista, visto que o uso de uma única razão de resistência para toda a superfície de ruptura poderia sobrestimar o valor do Fator de Segurança. Contudo, o autor alerta que o método só é válido para casos de liquefação disparados por cargas monotônicas. A etapa de susceptibilidade à liquefação é semelhante à executada no método de Olson (2001), com a adoção da envoltória de Fear & Robertson (1995) para $q_c/N_{60} = 0,6$. Já as outras duas etapas estão descritas a seguir:

- Análise do gatilho:
 1. A superfície de ruptura é dividida em várias fatias, e o modo de ruptura predominante em cada uma é determinado conforme mostrado na Figura 3.6;
 2. Cálculo das razões de resistência de pico (Su_{pico}/σ'_{vo}) pelas Equações 3.11, 3.13 e 3.15;
 3. Na base de cada fatia, Su_{pico} é calculado multiplicando a tensão vertical efetiva média ($\sigma'_{vo,m}$) pela razão Su_{pico}/σ'_{vo} equivalente ao tipo de cisalhamento na referida fatia;
 4. A liquefação é disparada na fatia se as tensões cisalhantes monotônicas (τ_d) atuantes na base da fatia excederem o valor de Su_{pico} ; em termos de Fator de Segurança de pico (FS_{pico}), a

liquefação será disparada se:

$$FS_{pico} = \frac{Su_{pico}}{\tau_d} < 1 \quad (3.26)$$

- Análise pós-gatilho (ou liquefeita): nessa fase será feita uma nova análise de estabilidade de taludes (usando a geometria original e sem as cargas de gatilho) para o cálculo do Fator de Segurança liquefeito global (FS_{liq}), devendo ser testadas superfícies de rupturas circulares e não-circulares. Tal como no método de Olson (2001), as fatias cujo $FS_{pico} > 1$ serão atribuídas com a Su_{pico} (Equações 3.11, 3.13 e 3.15), ao passo que as fatias com $FS_{pico} < 1$ serão atribuídas com a Su_{liq} (Equações 3.12, 3.14, 3.16), devendo ser utilizada a equação conforme o modo de cisalhamento na fatia. Caso a $FS_{liq} < 1$, a ruptura por fluxo de liquefação irá ocorrer.

4. REJEITOS DE MINERAÇÃO

Os rejeitos de mineração são produzidos durante o beneficiamento do minério, e suas características variam conforme a origem geológica, o tamanho da partícula, o tipo de beneficiamento e o tipo de disposição. Esse tipo de material não possui relevante valor econômico, mas há uma preocupação para a sua adequada disposição. Nos itens a seguir serão discutidos aspectos referentes ao processamento do minério e à disposição dos rejeitos, com foco nas Barragens de Rejeito.

4.1. PROCESSAMENTO DO MINÉRIO E TIPOS DE REJEITO

Para a obtenção do mineral de interesse o minério passa por várias etapas de beneficiamento, esquematizadas na Figura 4.1, que resulta na gradual redução do tamanho das partículas. A seguir tem-se a descrição de cada uma dessas etapas (European Commission, 2009).

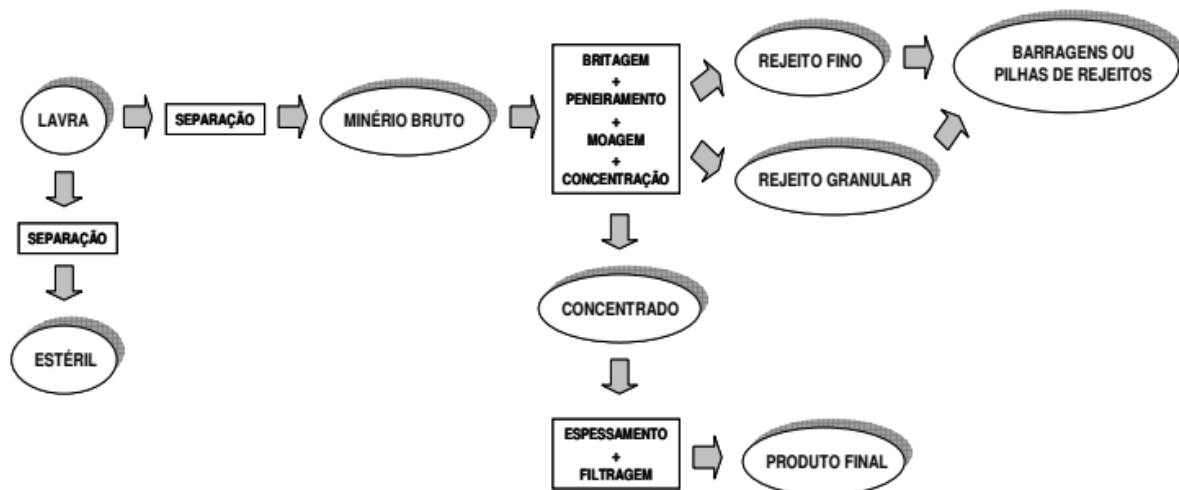


Figura 4.1. Processo de beneficiamento do minério (Pereira, 2005)

- **Britagem:** nessa etapa o minério é quebrado por impacto contra uma superfície rígida ou por compressão, sendo o processo a seco. Não há produção de rejeitos nessa etapa;
- **Moagem:** nessa etapa o minério é disposto em moinhos, os quais são providos com bolas ou hastes que se chocam contra as partículas. Pode ser executado úmido ou seco;
- **Peneiramento:** nessa etapa há a separação das partículas conforme sua granulometria. Além de controlar o tamanho das partículas, o peneiramento é importante também para evitar que partículas muito grandes passem para as etapas seguintes à moagem;

- Concentração: nessa etapa há a separação dos minerais conforme suas densidades, ocorrendo pela própria força gravitacional ou por força centrífuga. Para tanto, o minério pode ser submetido à força resistiva de algum fluido de baixa viscosidade, como água. Nessa etapa já é produzido o rejeito úmido;
- Separação magnética: usado principalmente em minérios de ferro, os minerais são separados conforme suas propriedades magnéticas (diamagnéticos x paramagnéticos x ferromagnéticos). Pode ser executado úmido ou seco;
- Desidratação: nessa etapa o objetivo é retirar o máximo de água do rejeito produzido nas etapas de Concentração e de Separação Magnética. Há dois tipos de desidratação:
 - Espessamento: consiste na sedimentação do rejeito em tanques, denominados de espessadores. Nesse caso, as partículas sedimentadas são retiradas pelo fundo do tanque e a água flutuante é direcionada por um conduto na parte superior;
 - Filtragem: consiste no uso de um septo permeável que permite a passagem do fluido e retém a porção sólida do rejeito. Para tanto, o Espessamento pode servir como uma preparação do rejeito para a Filtragem. Nesse caso, floculantes podem ser adicionados ao rejeito espessado, sendo dispostos em agitadores previamente à filtragem em si.

O beneficiamento do minério determina o tipo de rejeito que é produzido, cujas características principais são a granulometria e o teor de água. Quanto ao teor de água, os rejeitos podem ser classificados como (Davies *et. al.*, 2010, citado por Souza, 2018; Gomes, 2006, citado por Figueiredo, 2007):

- Rejeito em polpa (Figura 4.2): possui concentração de sólidos entre 30% e 40%, é produzido na etapa de Concentração e pode ser bombeado. É normalmente disposto em aterro hidráulico, que é o caso das Barragens de Rejeito;



Figura 4.2. Disposição do rejeito em polpa (Australian Government, 2016)

- Rejeito espessado: possui concentração de sólidos entre 40% e 65% e pode ser bombeado;
- Rejeito em pasta (Figura 4.3): possui concentração de sólidos entre 65% e 80% e é espessado

mediante a incorporação de aditivo químico;



Figura 4.3. Rejeito em Pasta (Figueiredo, 2007)

- Rejeito filtrado ou torta (Figura 4.4): possui concentração de sólidos entre 80% e 85%, podendo formar uma massa saturada (*wet cake*) ou não saturada (*dry cake*). Não pode ser bombeado.



Figura 4.4. Rejeito filtrado (Australian Government, 2016)

Já com relação à granulometria, os rejeitos podem ser classificados como (Pereira, 2005):

- Rejeitos granulares: são predominantemente formados por partículas de tamanho maior que 0,074 mm, estando na faixa de areia fina (ou siltosa) à média, sem apresentar plasticidade. Seu comportamento geotécnico tem grande influência da mineralogia da rocha de origem. Um exemplo é o teor de ferro em rejeitos de minério de ferro, que influi diretamente na massa específica dos grãos. Muitos desses rejeitos possuem massa específica da ordem de 5,00 g/cm³, que é um valor próximo à massa específica da hematita (5,25 g/cm³);
- Rejeitos finos: nesses rejeitos predominam as frações silte e argila (com mais de 90% dos grãos com diâmetro inferior a 0,074 mm), podendo apresentar plasticidade e alta compressibilidade. São originados dos espessadores e são lançados separadamente dos rejeitos granulares.

4.2. ATERRO HIDRÁULICO E BARRAGENS DE REJEITO

Especificamente para a disposição do rejeito em polpa, comumente lança-se mão das Barragens de Rejeito, as quais são construídas pelo sistema de Aterro Hidráulico. Nesse sistema, a estrutura inicial é o dique de partida, que é construído com solo e enrocamento. Em seguida, já com a mina em pleno funcionamento, o rejeito é lançado hidráulicamente na barragem, e quando o reservatório atinge o nível de projeto a estrutura é alteada com solo compactado ou com a fração grossa do rejeito. Esse sistema apresenta uma vantagem econômica com relação aos maciços compactados usuais, visto que estes últimos são fechados pouco tempo antes do enchimento; entretanto, as barragens de aterro hidráulico são conhecidas pelo precário controle geotécnico, e são vários os casos históricos mundiais do rompimento dessas barragens. Nos itens a seguir serão abordados aspectos importantes dos aterros hidráulicos, como o lançamento do material, a segregação e as características geotécnicas. Além disso, serão apresentados os tipos de Barragens de Rejeito, bem como a norma brasileira NBR 13.028/2017.

4.2.1. LANÇAMENTO DOS REJEITOS

A disposição do rejeito em polpa pode ocorrer por um único ponto de lançamento (Figura 4.5a) ou por vários pontos em linha (Figura 4.5b) com o uso de hidrociclones ou *spigottings*. No caso do hidrociclone apenas a fração grossa é lançada no aterro, pela descarga de fundo (*underflow*), sendo a fração fina coletada por um tubo conectado à saída superior (*overflow*). Pode ocorrer ainda a adequação da praia pela movimentação do material por tratores ou pás carregadeiras, ocasionando a alteração da distribuição granulométrica.

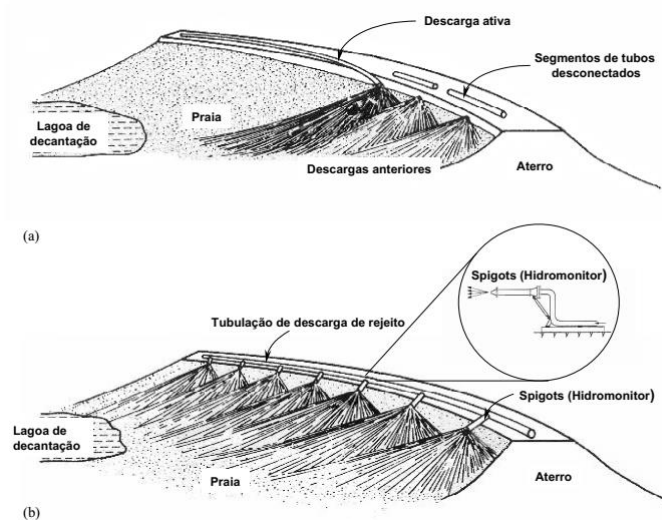


Figura 4.5. Disposição do rejeito: (a) em ponto único; (b) em linha (Ribeiro, 2000)

4.2.2. SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA

O processo de segregação hidráulica consiste na tendência de sedimentação da fração sólida ao longo da praia de rejeitos, criando um gradiente de concentração. Nesse caso, ocorre o arraste das partículas mais finas em direção ao reservatório, ficando as partículas mais grossas mais próximas do ponto de lançamento. Esse fenômeno está diretamente ligado ao tipo de fluxo da polpa de rejeitos (laminar x turbulento), sendo que a velocidade de fluxo é função dos números de Reynolds e Froude, do tamanho e do peso da partícula. A Figura 4.6 mostra a relação entre o tamanho das partículas e o logaritmo da velocidade de fluxo. Nota-se que a velocidade crítica (velocidade mínima do fluxo para provocar o movimento da partícula) aumenta com o aumento do tamanho da partícula.

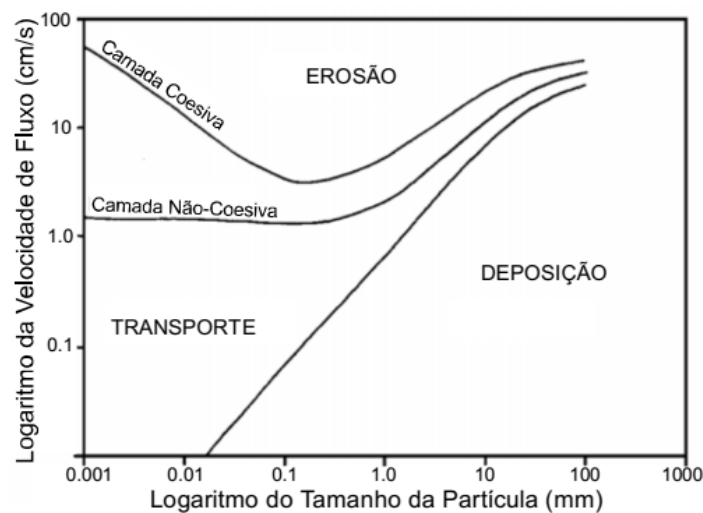


Figura 4.6. Velocidade do fluxo em função do tamanho das partículas (Hjulstrom, 1935, citado por Ribeiro, 2000)

Devido às diferentes condições de fluxo e de acordo com as características das partículas, pode ocorrer a formação de estruturas sedimentares de características geotécnicas distintas. Em outras palavras, o processo de segregação hidráulica condiciona a formação de acamamentos no aterro, criando assim uma estrutura com alta variabilidade, os quais estão diretamente ligados a fatores como: velocidade de descarga; vazão, concentração e viscosidade da polpa; altura e inclinação do lançamento; e interação entre a polpa e as camadas do depósito.

4.2.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO DEPÓSITO DE REJEITOS

A caracterização geotécnica dos rejeitos depositados é de difícil determinação, vista a grande

variabilidade dos parâmetros nas camadas de deposição hidráulica. No geral, os rejeitos apresentam pouca ou nenhuma coesão, embora a granulometria esteja na faixa de silte à argila. Por conta disso, há a dificuldade de amostragem nas praias de rejeito, principalmente a grandes profundidades. Sendo assim, há a preferência pelo uso de ensaios de campo, como o CPT. Já com relação à densidade, o processo de segregação hidráulica e a perda de finos durante a deposição pode provocar a formação de camadas de baixa densidade dentro do depósito, com consequente comportamento contrátil e que podem ser suscetíveis à liquefação.

Dentre os trabalhos que buscou avaliar as variabilidades dos parâmetros geotécnicos no depósito de rejeito, vale destacar o de Espósito (2000), no qual foram avaliados os parâmetros nas Pilhas do Xingu e Monjolo, em Minas Gerais, para rejeito de minério de Ferro. Uma das análises foi a avaliação da variação dos valores de Porosidade, Teor de Ferro e Massa específica dos grãos em função da distância em relação à crista para a Pilha do Xingu. Não foi observada uma tendência nítida com relação à porosidade, mas o teor de ferro e a massa específica diminuem com o aumento da distância da crista. Além disso, Espósito (2000) estabeleceu a seguinte fórmula para calcular a massa específica do rejeito em função do teor de Ferro:

$$\rho_s = \%Fe \cdot \rho_{s, Fe} + (1 - \%Fe) \cdot \rho_{s, \text{quartzo}} = 0,026 \cdot \%Fe + 2,65 \quad (4.1)$$

Na Equação 4.1, %Fe é o teor de ferro (em porcentagem), $\rho_{s, Fe}$ é a massa específica do ferro (5,25 g/cm³) e $\rho_{s, \text{quartzo}}$ é a massa específica do quartzo (2,65 g/cm³). Espósito (2000) também estabeleceu correlações da permeabilidade e do ângulo de atrito em função da porosidade, os quais foram melhor ajustados por funções exponenciais e potência.

Outro trabalho que buscou a caracterização geotécnica do depósito de rejeito foi o de Presotti (2002), cujo foco foi o de avaliar a influência do teor de ferro nos parâmetros geomecânicos do rejeito. Como resultado, foi verificada que a resistência ao cisalhamento é puramente friccional, visto que os valores de coesão na envoltória de ruptura foram muito próximos de zero. Ademais, verificou-se que o aumento no teor de ferro resulta em aumento na densidade dos grãos, aumento nos índices de vazios máximo e mínimo e aumento nos ângulos de atrito de pico e residual.

4.2.4. TIPOS DE BARRAGENS DE REJEITO

As Barragens de Rejeito são diferenciadas conforme os métodos de alteamento, tal como

mostrado na Figura 4.7. Sendo assim, os tipos de Barragens de Rejeito são:

- Barragem de alteamento à montante: nesse método o rejeito é lançado à montante da linha de simetria do dique de partida, e a praia de rejeitos funciona como fundação ou como material de construção do próximo alteamento. Dentre as vantagens estão o baixo custo, a velocidade de alteamento e o pequeno volume de aterro a cada alteamento. Contudo, o fato do alteamento se dar sobre a praia de rejeitos, que pode apresentar acamamentos não-consolidados, fofos, saturados, com baixa resistência ao cisalhamento e alto potencial de liquefação, é a principal desvantagem do método. Mais vantagens e desvantagens do método podem ser conferidas na Tabela A.1;
- Barragem de alteamento à jusante: nesse método o rejeito é lançado à jusante da linha de simetria do dique de partida, e a crista da barragem também se move para jusante a cada alteamento. A principal vantagem é que o alteamento não se dá sobre a praia de rejeitos. Já a principal desvantagem é o grande volume de material para o alteamento. Mais vantagens e desvantagens do método podem ser conferidas na Tabela A.2;
- Barragem de alteamento em linha de centro: é uma variação do método de jusante, mas nesse caso a crista da barragem se move verticalmente, alinhada com o eixo do dique de partida. Como consequência, parte do espaldar de montante fica sobre a praia de rejeitos.

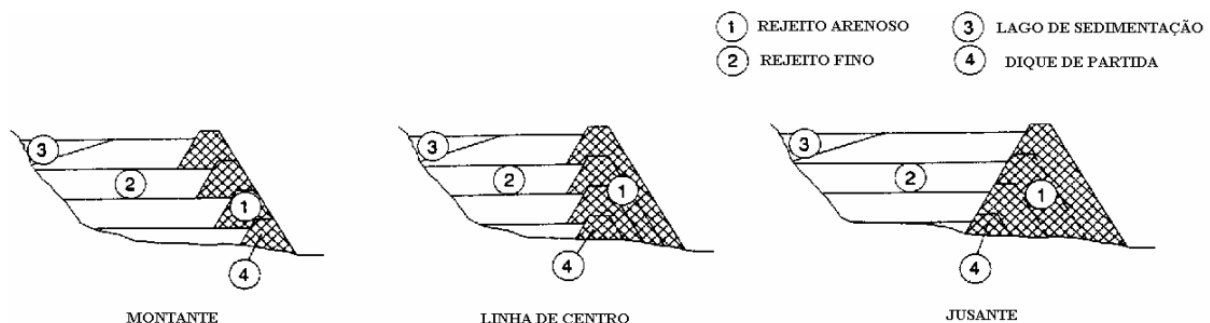


Figura 4.7. Métodos de aterros hidráulicos (Presotti, 2002)

Com relação às barragens de alteamento à montante, autores e normas internacionais tendem a desaconselhar o uso desse método, visto o difícil controle construtivo e o elevado potencial de liquefação. Agora, caso ainda se opte por esse modelo é necessário um rígido controle do nível freático, implantação de eficientes sistemas de drenagem, densificação do rejeito e a realização de análises de estabilidade a cada alteamento.

4.2.5. NORMA NBR 13.028/2017

A norma brasileira NBR 13.028/2017 estabelece os principais requisitos para o projeto das Barragens de Rejeito no Brasil, e é baseado no boletim 139 da *International Comittee on Large Dams* (ICOLD). O Subitem 4.4 nessa norma afirma que os métodos de alteamento podem utilizar ou não os próprios rejeitos para sua construção e prevê os três métodos de alteamentos (alteamento à montante, à jusante e em linha de centro). Entretanto, o Subitem 4.5 estabelece que o método de alteamento à montante exija “atenção especial nas fases de projeto, construção, operação e desativação, e sua escolha deve ser pautada em um maior nível de detalhamento na engenharia dos rejeitos” (ABNT, 2017).

Já o Item 5 da norma, denominado “Requisitos para a elaboração e apresentação do projeto”, apresenta o escopo do projeto geral da Barragem de Rejeito, detalhando os documentos, estudos e projetos que precisam ser apresentados em cada parte. Nesse item cabe destacar o Subitem 5.4.10, denominado “Maciço da barragem”, o qual aborda as análises de estabilidade necessárias, bem como os fatores de segurança a serem respeitados. Tais análises devem ser executadas a cada alteamento e devem envolver, isoladamente e em conjunto, o dique de partida e sua fundação, os alteamentos e suas fundações, e o rejeito. A Tabela 4.1 mostra os fatores de segurança requeridos para cada etapa de operação, sendo a etapa final de construção referente à barragem já fechada, ou seja, fora de operação; sendo assim, os alteamentos devem atender aos fatores de segurança das fases de operação.

As análises também devem considerar carregamentos drenados e não-drenados, e o uso de parâmetros de resistência de pico ou residual, tais como os elaborados por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014), podem ser utilizados em diversas situações encontradas, desde que devidamente justificadas em projeto. Ainda, a norma estabelece que na utilização de parâmetros de resistência não-drenadas os fatores de segurança mínimos devem ser estabelecidos pelo projetista, conforme as boas práticas da engenharia. Já com relação à liquefação, a segurança deve ser avaliada pelo uso de envoltórias de resistências não-drenadas (*e.g.*, Fear & Robertson, 1995) para avaliar o comportamento contrátil por meio de ensaios de campo ou laboratoriais.

Tabela 4.1. Fatores de segurança para Barragens de Rejeito (ABNT, 2017)

Fase	Tipo de ruptura	Talude	FS mínimo
Final de construção	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório.	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,1

4.2.6. RESOLUÇÃO ANM 4/2019

Frente aos desdobramentos da ruptura da Barragem B1, da Mina Córrego do Feijão (Brumadinho-MG), ocorrida em 25 de janeiro de 2019, a Agência Nacional de Mineração (ANM) promulgou, em 15 de fevereiro de 2019, a resolução 4/2019 (Brasil, 2019), o qual estabelece medidas regulatórias cautelares para a segurança de barragens de mineração. A principal medida é a proibição, em todo o território brasileiro, do método de alteamento à montante (Art. 1º). Uma das justificativas é o histórico recente de rompimento de barragens que utilizam o referido método (na resolução foram citadas a Barragem B1 da Mina do Córrego Sapecado, em Itabirito-MG, a Barragem do Fundão, em Mariana-MG, e a Barragem B1 da Mina Córrego do Feijão, em Brumadinho-MG), cuja segurança e eficiência, segundo a resolução, são “controversos”. Dentre as demais medidas adotadas, podem-se destacar as seguintes:

- Art. 3º: Este artigo proíbe a construção na Zona de Autossalvamento (zona equivalente ao tempo de chegada da inundação de 30 min ou à distância percorrida pela onda de 10 km, o que for menor – ANA, 2016) de outros barramentos ou de instalações, permanentes ou temporárias, que incluam presença humana, independentemente do método construtivo da barragem de mineração;
- Art. 4º: Por este artigo, as estruturas que atualmente encontram-se na Zona de Autossalvamento de barragens de mineração devem ser desativadas e descomissionadas:
 - I. Até 15 de agosto de 2019, para instalações, obras e serviços;
 - II. Até 15 de agosto de 2020, para os barramentos;

- Art. 6º: Por este artigo, cabe ao projetista estabelecer os fatores de segurança para as barragens de mineração, independentemente do método construtivo, conforme a NBR 13.028/2017 (Tabela 4.1), sendo 1,3 o Fator de Segurança mínimo para os estudos de estabilidade contra a liquefação, utilizando parâmetros de resistência não-drenados;
- Art. 8º: Referente exclusivamente às barragens de alteamento à montante cujo último alteamento tenha sido maior que 5 m, este artigo estabelece os seguintes prazos:
 - I. 15 de agosto de 2019: conclusão da elaboração do projeto técnico de descomissionamento ou descaracterização da estrutura;
 - II. 15 de fevereiro de 2020: conclusão das obras de reforço do barramento à jusante ou de estruturas de contenção à jusante;
 - III. 15 de agosto de 2021: conclusão do descomissionamento ou descaracterização da barragem;
- Art. 9º: Por este artigo, as barragens de mineração de alteamento à montante ainda em operação na data de entrada em vigor da resolução (18 de fevereiro de 2019) devem ser desativadas até 15 de agosto de 2021, desde que as providências descritas no Art.8º sejam executadas nos prazos estabelecidos (exceto a conclusão do descomissionamento, cujo prazo passa a ser 15 de agosto de 2023).

5. GESTÃO DE RISCOS EM BARRAGENS

5.1. CONCEITO DE RISCO E APLICAÇÃO EM BARRAGENS

O risco pode ser conceituado de várias formas, a depender da abordagem e do contexto avaliado. Baecher & Christian (2003), por exemplo, apresenta o risco como uma combinação entre a probabilidade do evento de risco e a quantificação das consequências adversas; essa definição é a mesma apresentada pela NBR ISO 31000:2009 (ABNT, 2009). Para tanto, o risco deve englobar:

- Uma amostra de cenários (ou eventos);
- As probabilidades associadas a cada evento;
- As consequências associadas a cada evento.

Assim sendo, é importante falar sobre a aceitação do risco. Todos os dias as pessoas precisam enfrentar diversas situações de risco; por exemplo, o risco de acidente ao se utilizar algum meio de transporte. Em muitos casos, as consequências de um determinado evento de risco para uma dada atividade podem ser catastróficas; por outro lado, a baixíssima probabilidade de ocorrência do risco associada aos benefícios da atividade, ou então associada à falta de alternativas viáveis, faz com que esse risco seja aceitável. No caso da engenharia, a aceitação do risco está ligada à aplicação de boas práticas, o que inclui, por exemplo, o seguimento das normas e uma profunda e cautelosa análise nas tomadas de decisão (Whipple, 1986, citado por Fenton & Griffiths, 2008). Uma das formas para avaliar a aceitação do risco é por meio dos gráficos F-N, ou gráficos de Farmer, os quais relacionam a probabilidade anual do evento de risco com as consequências, que podem ser expressas em prejuízo financeiro ou em número de mortes. A Tabela 5.1 mostra o gráfico para incidentes em diversas atividades. No caso das barragens, por exemplo, a chance anual de ruptura é estimada em 1 em 10000. Em contrapartida, manuais em vários países estabeleceram seus próprios gráficos F-N, estabelecendo zonas de aceitação, ou não, do risco. Por exemplo, a Figura 5.2 mostra o gráfico F-N para barragens elaborado pelo comitê australiano de barragens (ANCOLD). Nesse gráfico são identificadas três zonas: risco aceitável, ALARP (*as low as reasonable practible* - o mais baixo possível) e risco inaceitável.

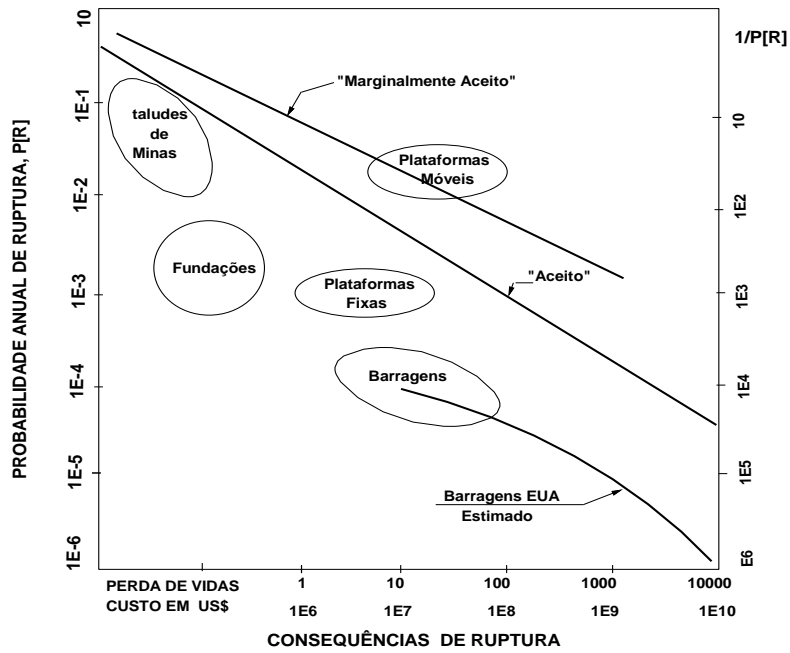


Figura 5.1. Frequência de ocorrência dos acidentes em relação ao número de mortes (Assis, 2017)

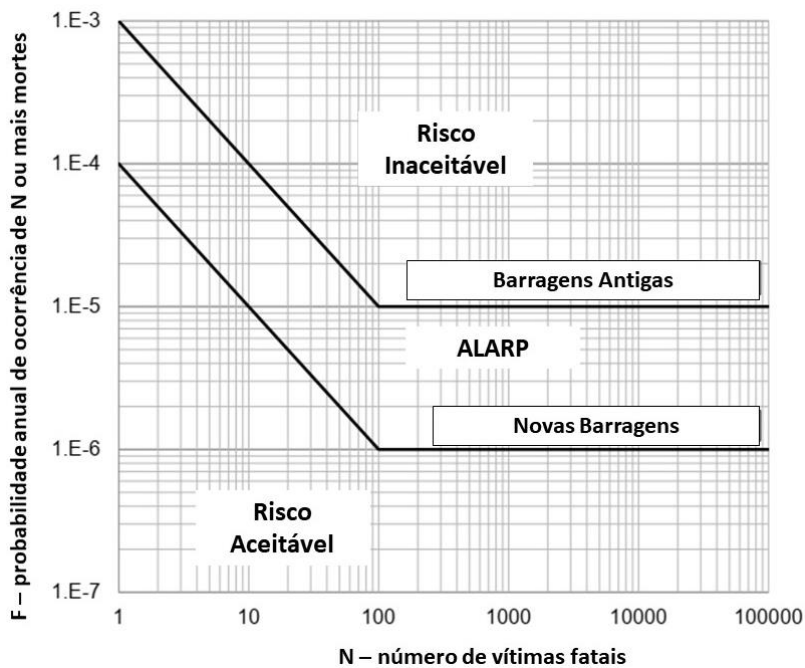


Figura 5.2. Gráfico F-N para aceitação de riscos em barragens (ANCOLD, 2003, citado por Reynolds & Viljoen, 2016)

Uma das formas de calcular o risco é em termos monetários. Portanto, o risco (R) pode ser calculado como:

$$R = \sum_{i=1}^n p_i c_i \quad (5.1)$$

Na Equação 5.1, n é o número de eventos de risco, p_i é a probabilidade de ocorrência do evento e c_i é a quantificação das consequências do dado evento, em valores monetários. Este processo de monetização do risco tem relevância na tomada de decisões em projetos de engenharia, principalmente nos estudos de viabilidade do empreendimento. Para uma dada estrutura, o cálculo da Equação 5.1 ainda pode ser destrinchado em três etapas, como preconizado por Fenton & Griffiths (2008). Sendo H_i o evento de risco, D_j os danos do evento de risco, $P(x)$ a probabilidade de ocorrência, E_j o custo associado ao dano D_j e B_i o custo de reparo para prevenir o dano, essas três etapas são :

1. Probabilidade de ocorrência do dano [$P(D_j)$]

$$P(D_j) = \sum_i P(D_j|H_i).P(H_i) \quad (5.2)$$

2. Valor esperado do custo do dano [$E(E)$]

$$E(E) = \sum_j E_j.P(D_j) \quad (5.3)$$

3. Valor esperado do custo da solução alternativa (preventiva) [$E(C)$]

$$E(C) = B + E(E) \quad (5.4)$$

Note que a Equação 5.2 mostra uma probabilidade condicional, na qual a probabilidade do dano está condicionada à probabilidade do evento de risco. Essa equação está baseada na fórmula de probabilidade condicional, cuja fórmula é (Levine *et. al.*, 2008):

$$P(A|B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \quad (5.5)$$

Com base na Equação 5.5, a probabilidade combinada de ocorrência dos eventos A e B [$P(A \cap B)$] é dada por:

$$P(A \cap B) = P(A|B).P(B) \quad (5.6)$$

Voltando à Equação 5.2, no caso da liquefação, o evento de risco (H_i) pode ser encarado como o disparo da liquefação, ao passo que o dano (D_j) está relacionado com a ruptura em si, decorrente do processo de amolecimento do solo. De acordo com os métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) (Itens 3.7.1 e 3.7.2), o amolecimento só será disparado caso a solicitação do gatilho exceder a resistência de pico, isto é, se $FS_{pico} < 1$. Além disso, os mesmos métodos preconizam

que a ruptura por fluxo de liquefação só ocorrerá caso a solicitação do gatilho exceda a resistência liquefeita nos solos já mobilizados pela resistência de pico, ou seja, se $FS_{liq} < 1$ para os solos que já apresentam $FS_{pico} < 1$. Com base na Equação 5.2, pode-se dizer que, para uma solicitação específica, a probabilidade de falha por liquefação ($P_{f,i}$) é dada por:

$$P_{f,i} = P_{g,i} \cdot P(FS_{pico,i} < 1) \cdot P(FS_{liq,i} < 1 | FS_{pico,i} < 1) \quad (5.7)$$

Na Equação 5.5, $P_{g,i}$ é a frequência temporal de ocorrência da solicitação i , $P(FS_{pico,i} < 1)$ a probabilidade de disparo da liquefação, e $P(FS_{liq,i} < 1 | FS_{pico,i} < 1)$ é a probabilidade de ruptura por fluxo de liquefação com a liquefação já disparada. Agora, considerando todas as solicitações possíveis (estática e dinâmica), a probabilidade global de falha por liquefação é expressa pela fórmula:

$$P_f = \sum_i P_{g,i} \cdot P(FS_{pico,i} < 1) \cdot P(FS_{liq,i} < 1 | FS_{pico,i} < 1) \quad (5.8)$$

5.2. EXPERIÊNCIA E LEGISLAÇÃO BRASILEIRA NA GESTÃO DE RISCOS EM BARRAGENS

O Brasil é um país de referência com relação à construção de barragens de terra e enrocamento, visto a grande quantidade de barragens construídas em território brasileiro, justificado pelo seu alto potencial hidrológico. Contudo, essa experiência contrasta com os vários incidentes em barragens já ocorridos, muitos deles de grande relevância. Nesse sentido, foi elaborada uma legislação para estabelecer as diretrizes para a segurança de barragens, como a Lei nº 12.334/2010 e a resolução nº 143 de 2012 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH).

A lei nº 12.334/2010 estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Para tanto a lei, no Art. 1º Parágrafo Único, delimita sua aplicação a barragens destinadas à acumulação de água para diversos usos e à disposição de rejeitos industriais e de mineração que apresentem pelo menos uma das seguintes características (Brasil, 2010):

- Altura do maciço, do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 metros;
- Capacidade do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³;
- Reservatório que contenha resíduos perigosos;
- Categoria de dano potencial associado com base em critérios estabelecidos pelo CNRH, como

preconizado pelo Art. 7º da lei 12.334/2010.

No Art. 4º a lei estabelece os fundamentos do PNSB, dentre os quais cabe destacar (Brasil, 2010):

- “a segurança de uma barragem deve ser considerada nas suas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento, primeiro vertimento, operação, desativação e usos futuros”;
- A população deve ser informada sobre as ações preventivas e emergenciais, bem como ser estimulada a participar das tomadas de decisão;
- O empreendedor é o responsável legal pela segurança da barragem.

Ao longo do texto da lei nº12.334/2010, várias referências são feitas à necessidade de classificação das barragens quanto ao risco associado, sendo que o Art. 7º transfere ao CNRH a determinação dos critérios gerais. Sendo assim, o próprio CNRH publicou, em 2012, a resolução 143/2012, estabelecendo os critérios de classificação das barragens por categoria de risco e pelo dano potencial associado. A resolução estabelece um sistema de pontos baseado em quatro quadros de critérios de classificação das barragens, sintetizados na Tabela 5.1, sendo associada uma pontuação para cada critério; quanto maior a pontuação, maior o risco. As tabelas completas para as Barragens de Rejeito podem ser vistas no Apêndice B.

Tabela 5.1. Critérios de classificação das barragens (Brasil, 2012)

Quadro de classificação	Nº de critérios	Descrição dos critérios
CT – Características técnicas	3	Altura da crista; comprimento da crista; vazão de projeto.
EC – Estado de conservação	4	Confiabilidade das estruturas extravasoras; percolação; deformações e recalques; deterioração dos taludes.
PS – Plano de Segurança da Barragem	5	Documentação de projeto; estrutura organizacional e qualificação dos profissionais na equipe de segurança da barragem; manuais de procedimento para inspeções de segurança e monitoramento; plano de ação emergencial; relatórios de inspeção e monitoramento da instrumentação.
DPA – Dano potencial associado	4	Volume total do reservatório; existência de população à jusante; impacto ambiental; impacto socioeconômico.

Cabe destacar que as classificações por Características Técnicas, Estado de Conservação e Plano de Segurança referem-se aos eventos de risco, ao passo que a classificação por Dano Potencial Associado refere-se às consequências, sintetizando os possíveis impactos nas comunidades que seriam afetadas por uma ruptura da barragem. Uma vez tendo as pontuações elas serão somadas, e

a Categoria de Risco (CRI) é, por fim, calculada pela equação:

$$CRI = \Sigma CT + \Sigma EC + \Sigma PS \quad (5.5)$$

Na Equação 5.5, ΣCT é o somatório das pontuações para as Características Técnicas, ΣEC é o somatório das pontuações para o Estado de Conservação, e ΣPS é o somatório das pontuações para o Plano de Segurança da Barragem.

Já o Dano Potencial Associado (DPA) tem um sistema de classificação independente e não entra no somatório do CRI. A Tabela 5.2 mostra as faixas de classificação para o CRI e para o DPA. Entretanto, uma pontuação 10 em qualquer critério de Estado de Conservação (EC) automaticamente implica categoria de risco alta, demandando providências imediatas.

Tabela 5.2. Faixas de classificação das barragens (Brasil, 2012)

Faixas de classificação	Categoria de risco	Dano Potencial Associado
Alto	Maior ou igual a 60 ou EC = 10	Maior ou igual a 13
Médio	De 35 a 60	De 7 a 13
Baixo	Menor ou igual a 35	Menor ou igual a 7

Os resultados das classificações em CRI e DPA para as barragens abrangidas pela lei 12.334/2010 são apresentados no Relatório de Segurança de Barragens (RSB), que é elaborado anualmente pela Agência Nacional de Águas (ANA). Com relação ao relatório de 2016, cujo período de abrangência vai de 1 de outubro de 2015 a 30 de setembro de 2016, cabe destacar alguns pontos (ANA, 2017):

- Foram identificadas 22.920 barragens em todo o Brasil, incluindo barragens de usos múltiplos da água, para contenção de rejeitos de mineração, para geração de energia elétrica e para contenção de resíduos industriais. Dessas, 3.691 (16%) foram classificadas por categoria de risco (CRI) e 4.159 (18%) quanto ao dano potencial associado (DPA). Entretanto, 18.791 barragens não possuem classificação de DPA, 19.229 barragens não possuem classificação de CRI, e apenas 12.590 (55%) possuem algum ato de autorização, estando, portanto, regularizadas;
- Dentre as Barragens de Rejeito, 839 barragens foram classificadas tanto em relação ao DPA quanto em relação ao CRI;
- Ainda sobre as Barragens de Rejeito, 646 (77%) possuem CRI baixo, 162 (19%) possuem

CRI médio e 29 (4%) possuem CRI alto. Já 474 (56%) barragens possuem DPA baixo, 142 (17%) possuem DPA médio e 223 (27%) possuem DPA alto. Note que os indicadores das Barragens de Rejeito quanto ao CRI e DPA são bons, embora os possíveis danos em caso de ruptura sejam severos em mais de um quarto das Barragens de Rejeito;

- Esse relatório abrange a ruptura da Barragem do Fundão, localizada no município de Mariana - MG, que ocorreu em 5 de novembro de 2015. De acordo com o laudo elaborado por Morgenstern *et. al.* (2016), mudanças durante a construção em relação ao projeto original da barragem fizeram com que o rejeito arenoso ficasse suscetível à liquefação estática; nesse caso, rejeitos fofos se assentaram nas proximidades da ombreira esquerda da barragem. Além disso, o recuo no alinhamento da crista da barragem também na ombreira esquerda fez com que houvesse uma sobrecarga sobre os rejeitos fofos, iniciando assim um mecanismo de extrusão desses rejeitos, que progrediu com o avanço dos alteamentos. No dia da ruptura ocorreu uma sequência de pequenos sismos 90 min antes da falha, que aceleram o gatilho da liquefação já disparado com a extrusão dos rejeitos. O relatório ainda apresenta as ações dos órgãos governamentais, em especial o DNPM, em resposta ao acidente. É importante dizer que o rompimento da Barragem do Fundão teve como principais consequências 19 mortes, três desaparecidos, a destruição do povoado de Bento Rodrigues, 1.265 desabrigados, problemas de abastecimento de água nas cidades ao longo do Rio Doce, além da poluição de 663,2 km de cursos d'água e 80 km² de área marítima (Senado Federal, 2015).

6. METODOLOGIA PROBABILÍSTICA PARA AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Neste capítulo será apresentada a metodologia para a avaliação probabilística da liquefação, considerando uma Barragem de Rejeito hipotética. Essa metodologia está baseada na probabilidade de falha por liquefação (P_f - Equação 5.7), cuja fórmula apresenta três probabilidades:

- $P_{g,i}$: probabilidade de ocorrência da solicitação i . Esse valor expressa a probabilidade temporal de ocorrência do gatilho, quer seja estático ou dinâmico;
- $P(FS_{pico,i} \leq 1)$: probabilidade do Fator de Segurança para a resistência de pico ser menor que 1. Esse valor expressa a probabilidade do gatilho disparar o processo de amolecimento do solo;
- $P(FS_{liq,i} \leq 1 | FS_{pico,i} \leq 1)$: probabilidade do Fator de Segurança para a resistência liquefeita ser menor que 1. Esse valor expressa a probabilidade do fluxo por liquefação ocorrer dado que o gatilho foi disparado.

Além dos cálculos das probabilidades, a metodologia também prevê a avaliação da suscetibilidade à liquefação com base na curva de Fear & Robertson (1995) para o CPT.

6.1. BANCO DE DADOS DE CASOS DE LIQUEFAÇÃO E PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DO GATILHO

Para esta dissertação foi elaborado um banco de dados dos principais casos de liquefação nos últimos 100 anos (1918-2018). Na Tabela 6.1 são apresentados os trabalhos utilizados com casos históricos de liquefação de solos em todo o mundo. Esses casos envolvem vários tipos de estruturas, como Barragens de Rejeito, barragens de acumulação de água, diques e aterros ferroviários.

Entretanto, para o propósito desta dissertação, a probabilidade de ocorrência do gatilho, P_g , foi calculada como a probabilidade anual de rupturas de Barragens de Rejeito; esse valor foi assim calculado visto que se conhece o número estimado de Barragens de Rejeito no mundo (cerca de 3500, de acordo com Oboni & Oboni, 2013). Para tanto, foi utilizado o banco de dados elaborado por Bowker (2019), com casos datados até o dia 13 de janeiro de 2019. Para tanto, é utilizada a fórmula de probabilidade frequentista mostrada a seguir:

$$P_g = \frac{n_{casos}}{N_b \cdot t} \quad (6.1)$$

Na Equação 6.1, t é o período de tempo considerado (em anos), n_{casos} é o número de casos de ruptura no tempo t , e N_b é o número total de Barragens de Rejeito. Com base em Caldwell *et. al.* (2015), o uso de um período de tempo maior que 10 anos pode mascarar períodos com picos de incidência de rupturas. Sendo assim, será utilizado $t = 10$ anos.

Tabela 6.1. Trabalhos com casos históricos de liquefação

Título	Autores (Ano)
Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance	Olson (2001)
Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences	ICOLD & UNEP (2001)
Failures of Sand Tailings Dams in a Highly Seismic Country	Villavicencio <i>et. al.</i> (2014)
Case History - Based Analysis of Liquefaction in Sloping Ground	Muhammad (2012)
Metodologia de Avaliação de Liquefação em Barragens de Rejeito: Uma Abordagem Probabilística	Souza (2018)

6.2. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

A suscetibilidade à liquefação dos rejeitos foi avaliada com os resultados de CPT aplicados ao gráfico de Fear & Robertson (1995), apresentado na Figura 3.17, que relaciona a resistência de ponta corrigida do cone com a tensão efetiva vertical. Para tanto, os valores da resistência de ponta do cone foram corrigidos com a Equação 3.17, e a tensão efetiva vertical foi calculada pela Equação 3.23.

6.3. PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DAS RESISTÊNCIAS DE PICO E LIQUEFEITA

Os cálculos das probabilidades de ocorrência das resistências de pico $P(FS_{pico} < 1)$ e liquefeita $P(FS_{liq} < 1 | FS_{pico} < 1)$ foram baseadas em análises de estabilidade de taludes no programa Geostudio® pelo método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price. Para tanto, foi adotado o modelo Mohr-Coulomb para todos os materiais, exceto os rejeitos, para os quais foi considerado o modelo SHANSEP. Nos itens a seguir será explicado como o Geostudio® faz a análise de estabilidade e serão apresentadas as análises que foram feitas, considerando os métodos de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) e os métodos probabilísticos PEM, FOSM e Monte-Carlo.

6.3.1. ESTABILIDADE DE TALUDES NO GEOSTUDIO®

A análise de estabilidade no Geostudio®, executada no módulo Slope/W, é baseada na Formulação Geral de Equilíbrio Limite, formulada por D. Fredlund na Universidade de Saskatchewan, Canadá. Essa formulação assume dois fatores de segurança, um para o equilíbrio de forças horizontais (F_f) e outro para equilíbrio de momentos (F_m). Além disso, a força de cisalhamento entre as fatias (X_τ) é dada pela fórmula (Morgenstern & Price, 1965, citados por Geoslope, 2017):

$$X_\tau = E_f \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (6.2)$$

Na Equação 6.1, E_f é a força normal entre as fatias, $f(x)$ é uma função arbitrária e λ é a porcentagem (na forma decimal) da função utilizada. O Geostudio® dá como opção as funções Constante, Trapezoidal, Meia-senóide, Senóide Cortada, ou Especificada pelo usuário. Já para o cálculo dos Fatores de Segurança é necessário calcular a força normal que atua na base de cada fatia (N), cuja fórmula é:

$$N = \frac{W + (X_{\tau,r} - X_{\tau,l}) - \frac{c' \cdot \beta \cdot \sin \alpha_f + u \cdot \beta \cdot \sin \alpha_f \cdot \tan \phi'}{F}}{\cos \alpha_f + \frac{\sin \alpha_f \cdot \tan \phi'}{F}} \quad (6.3)$$

Na Equação 6.2, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, u é a poropressão, α_f é a inclinação da base da fatia, W é o peso da fatia, β é o comprimento da base da fatia, $X_{\tau,r}$ é a força de cisalhamento da fatia da direita, $X_{\tau,l}$ é a força de cisalhamento da fatia da esquerda e F é o Fator de Segurança (F_f para o equilíbrio de forças horizontais ou F_m para o equilíbrio de momentos). Note que a formulação de Fredlund é iterativa, pela presença do Fator de Segurança no cálculo de N , e que a força N é dependente das forças entre as fatias, que por sua vez são funções de λ . Conseqüentemente, a força N e o Fator de Segurança também são dependentes de λ . Conseqüentemente, o Geostudio® plota o gráfico dos fatores de segurança em função de λ , tal como mostrado na Figura 6.1, a partir do qual têm-se os resultados para cada método:

- Método de Bishop: por satisfazer apenas o equilíbrio de momentos e por não considerar as forças de cisalhamento entre as fatias, o Fator de Segurança global está no ponto da curva de F_m para $\lambda=0$;
- Método de Janbu: por satisfazer apenas o equilíbrio de forças e por não considerar as forças de

cisalhamento entre as fatias, o Fator de Segurança global está no ponto da curva de F_f para $\lambda=0$;

- Métodos de Spencer e Morgenstern-Price: por satisfazer os equilíbrios de momentos e de forças e por considerar as forças de cisalhamento entre as fatias, o Fator de Segurança global está no ponto de cruzamento das curvas de F_m e F_f .

O gráfico da Figura 6.1 é plotado apenas se forem selecionados os métodos de Spencer ou Morgenstern-Price. A diferença entre os métodos é que o método de Spencer considera a razão X_τ/E_f constante, isto é, já utiliza a função Constante para $f(x)$ por *default*, ao passo que o método de Morgenstern-Price considera as demais funções para $f(x)$.

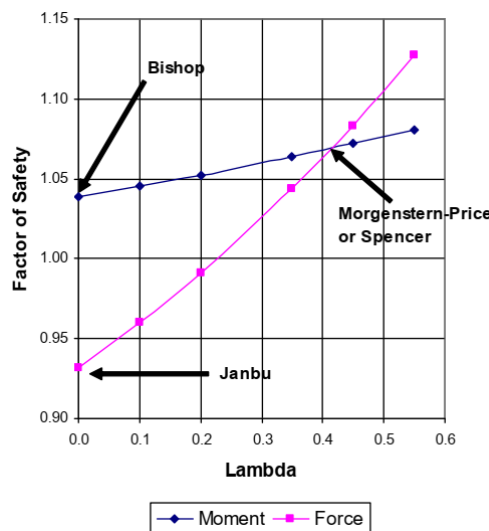


Figura 6.1. Fatores de segurança em função de λ (Geoslope, 2017)

6.3.2. ANÁLISES PRINCIPAIS

As principais análises desta dissertação estão listadas a seguir:

- Análises de pico: nessas análises as resistências dos rejeitos são expressas pela razão de resistência de pico (Su_{pico}/σ'_v)
 - Método de Olson (2001)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Método de Sadrekarimi (2014)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo

- Análises liquefeitas: nessas análises as resistências dos rejeitos acima do NA são expressas pela razão de resistência de pico (Su_{pico}/σ'_v) e abaixo do NA pela razão de resistência liquefeita (Su_{liq}/σ'_v)
 - Método de Olson (2001)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Método de Sadrekarimi (2014)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo

Com relação às metodologias originais de Olson (Item 3.7.1) e Sadrekarimi (Item 3.7.2), a principal adaptação feita nesta dissertação é que foram considerados os fatores de segurança para as superfícies críticas como um todo, e não para cada fatia, como preconizado pelos métodos. Além disso, no método de Sadrekarimi as zonas de compressão e extensão triaxial e de cisalhamento direto simples foram estabelecidas com base na Figura 3.6, a partir da avaliação dos ângulos das bases das fatias (α_f) da superfície de ruptura crítica determinística para a análise de pico de Olson. Assim sendo, para os rejeitos, para as fatias com $\alpha_f \geq 30^\circ$ foi atribuída a compressão triaxial (TxC), para $-15^\circ < \alpha_f < 30^\circ$ foi atribuído o cisalhamento direto simples (DSS), e para $\alpha_f \leq -15^\circ$ foi atribuída a extensão triaxial (TxE).

Nas análises quase-estáticas foram consideradas acelerações sísmicas de 0,05g na horizontal e 0,025g na vertical, conforme Assumpção *et. al.* (2016). Todas essas análises estão baseadas no nível d'água normal, a partir do qual foi elaborada a rede de fluxo e a linha freática a partir do módulo SEEP/W. Já as superfícies de ruptura foram estabelecidas pelo artifício Grade e Raio, no qual essas superfícies são círculos com centro em uma malha de pontos, cujas tangentes são linhas traçadas no próprio maciço (Figura 6.2a). Como resultado da análise um mapa de fatores de segurança é plotado sobre a malha de pontos (Figura 6.2b). Previamente às análises principais, contudo, análises preliminares determinísticas foram feitas para verificar se as curvas de F_m e F_f se cruzavam no gráfico de λ para a superfície de ruptura crítica. Para tanto, foram testados vários arranjos de Grade e Raio e a configuração escolhida foi aquela que apresentou o cruzamento das curvas com o menor número de superfícies de ruptura.

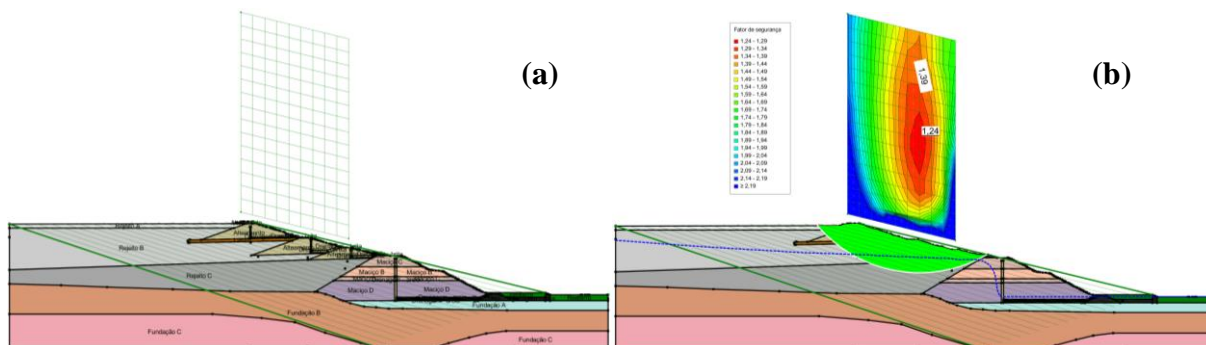


Figura 6.2. Superfícies de ruptura Grade e Raio

O Geostudio® conta com a ferramenta denominada Sensibilidade, como mostrado na Figura 6.3, que avalia a influência da variação de um determinado parâmetro no Fator de Segurança. Em cada rodada apenas um dos parâmetros é variado e os demais são mantidos em seus valores médios. Portanto, são feitas $2m + 1$ rodadas (m: número de parâmetros), sendo uma com todos os valores médios e duas variando cada parâmetro (uma rodada com variação positiva e outra com variação negativa). Essa ferramenta foi utilizada para os métodos FOSM duplo, com variação de 10% do valor médio, e PEM, com variação igual ao desvio-padrão (para aplicação nas Equações 2.38 e 2.39). A Figura 6.4 mostra a janela de entrada dos dados da ferramenta de Sensibilidade.

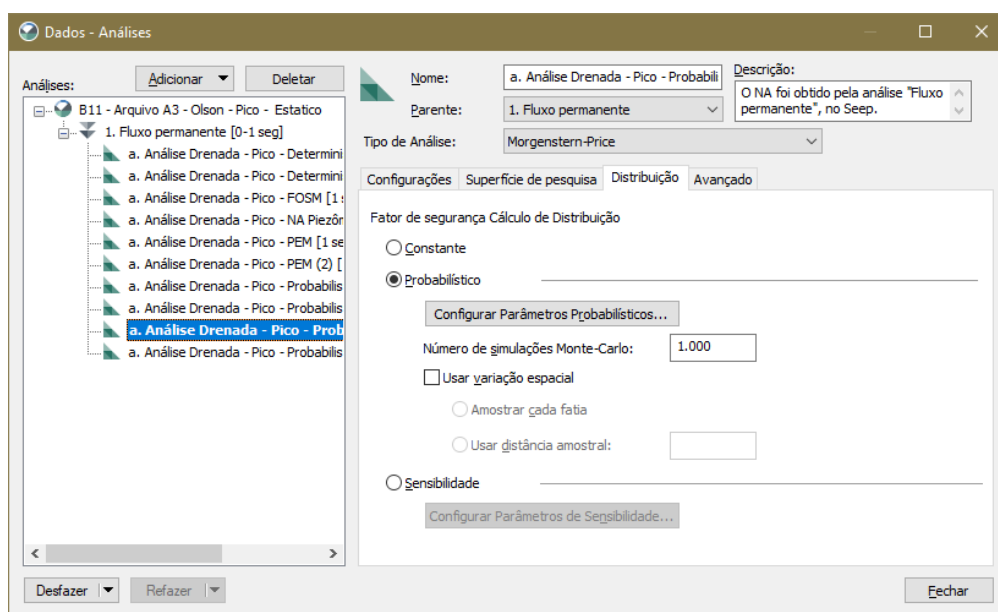


Figura 6.3. Janela de opções - Análises Determinística (Constante), Probabilística e de Sensibilidade

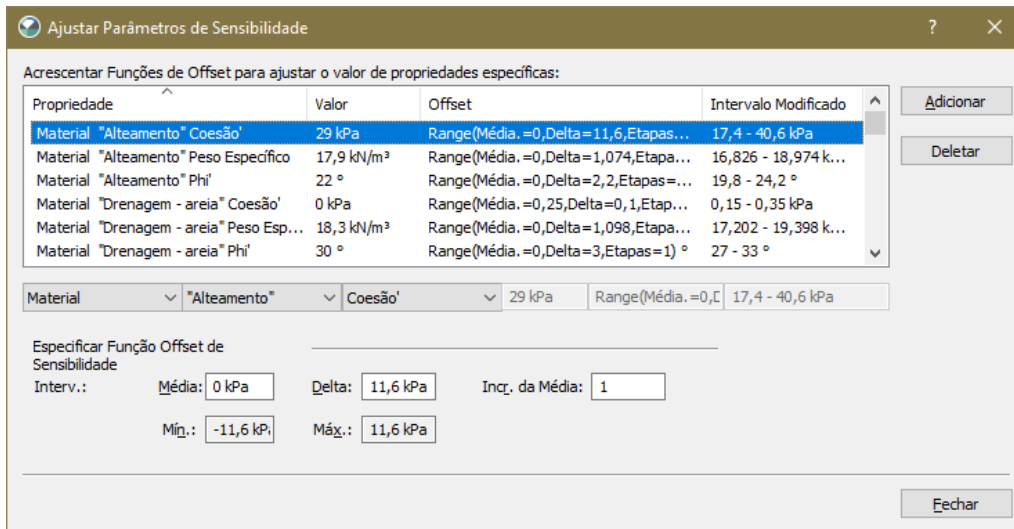


Figura 6.4. Análise de Sensibilidade - Entrada de dados

O Geostudio® conta ainda com a opção para a simulação de Monte Carlo (Figura 6.3). Para essa análise foram consideradas 1000 rodadas, sem variabilidade espacial. Nesse caso, o programa faz 1000 rodadas para cada superfície de ruptura, e como resultado apresenta uma tabela com os valores de média e desvio-padrão do Fator de Segurança para cada superfície. Ademais, ao selecionar uma superfície na tabela é possível visualizar o histograma e o ajuste da curva de Gauss (Figura 6.5), bem como a convergência do Fator de Segurança (Figura 6.6) e de seu Desvio-Padrão. Na Figura 6.7 é apresentada a janela de entrada de dados da simulação de Monte Carlo, na qual foram considerados apenas os parâmetros cujos Fatores de Segurança apresentaram variabilidade nos métodos FOSM e PEM. O cálculo do desvio-padrão dos parâmetros foi baseado nos valores de coeficiente de variação da Tabela 2.1, e foi considerada a distribuição normal para todos os parâmetros. Contudo, para alguns valores de coesão e de razão de resistência a cauda inferior da distribuição possuía valores negativos; nesse caso, a distribuição foi truncada no valor zero. No Monte-Carlo, a escolha da distribuição influencia principalmente no sorteio dos valores dos parâmetros; sendo assim, a única influencia do truncamento da distribuição no valor zero é que os valores negativos não serão sorteados.

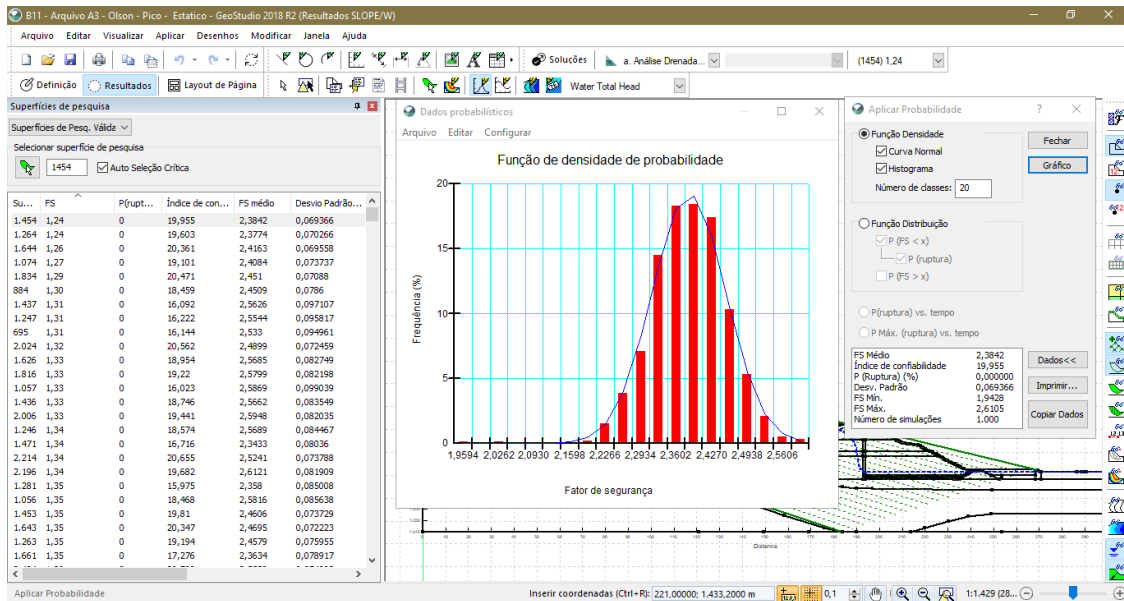


Figura 6.5. Resultados da simulação de Monte-Carlo

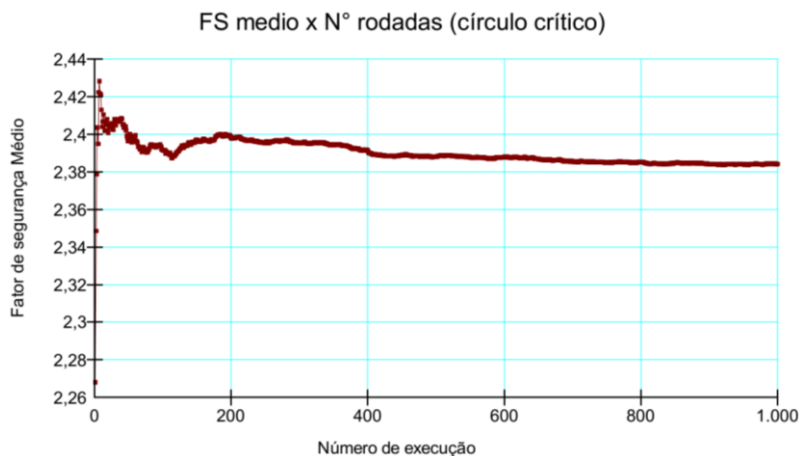


Figura 6.6. Simulação de Monte-Carlo - Convergência do valor do Fator de Segurança

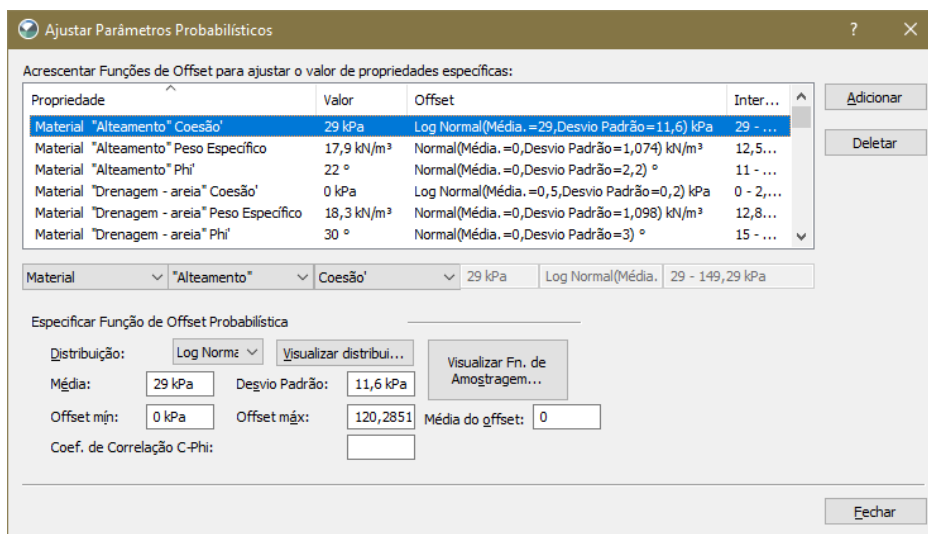


Figura 6.7. Análise de Probabilidade (Monte-Carlo) - Entrada de dados

Ainda sobre a simulação de Monte-Carlo, para o propósito desta Dissertação é interessante que seja obtida uma única distribuição para o Fator de Segurança para todo o maciço, a qual considere também a variabilidade das superfícies de ruptura, ao invés de uma distribuição para cada superfície, como é obtido pelo Geostudio®. Portanto, foi elaborada uma rotina no programa estatístico R para plotar a distribuição de probabilidade para o Fator de Segurança com base na Estimativa de Densidade Kernel (KDE - Item 2.8), considerando a tabela com os valores de média e desvio-padrão do Fator de Segurança para cada superfície (Figura 6.5). Para tanto, foram gerados no R 100 valores de Fator de Segurança com os dados de média e de desvio-padrão para cada superfície, e os histogramas gerados foram concatenados para produzir o histograma global; além disso, a largura de banda do KDE foi calculada pela Equação 2.46, que é *default* para a função *density* do programa, e os *outliers* (dados que destoam da amostra, sendo menores que $Q1 - 1,5.IQR$ ou maiores que $Q3 + 1,5.IQR$) foram eliminados. O código pode ser conferido no Apêndice C.

6.3.3. ANÁLISES COMPLEMENTARES

As análises complementares são as análises do método de Sadrekarimi refeitas utilizando apenas parâmetros de cisalhamento direto simples (DSS). Essas análises são baseadas nos trabalhos de Bjerrum (1972, citado por Ladd & Foot, 1974), de Olson & Stark (2002, 2003, citados por Olson & Mattson, 2008), apresentados no Item 3.4.1, e de Olson & Mattson (2008), apresentado no Item 3.4.4. O objetivo é comparar os fatores de segurança das análises complementares com os obtidos das análises do método de Sadrekarimi utilizando parâmetros TxC, TxE e DSS.

7. ANÁLISES E RESULTADOS

7.1. SEÇÃO ANALISADA

Na Figura 7.1 é apresentada a seção analisada, na qual a fronteira inferior situa-se na El. 1245 m e a crista está na El. 1307,8 m. Já a Tabela 7.1 mostra os dados de permeabilidade dos materiais no módulo SEEP/W, a Tabela 7.2 mostra os pesos específicos dos rejeitos, que seguem o modelo SHANSEP, e a Tabela 7.3 mostra os dados dos demais materiais no módulo SLOPE/W, que seguem o modelo Mohr-Coulomb. As razões de resistência dos rejeitos serão apresentadas nos tópicos referentes a cada análise. Como condição de contorno, a coluna d'água na fronteira esquerda da seção foi considerada na El. 1299,5 m, a partir do qual foi calculado o nível d'água normal no SEEP/W. Todas as análises foram feitas em computador com processador Intel® Core™ I5-4200U.

Tabela 7.1. Dados de entrada dos materiais - SEEP/W

Material	Modelo	Kx	Ky/Kx	θ_s	θ_r
Alteamento	Saturado/Não saturado	$6,66.10^{-6}$ cm/s	0,25	0,454	0,04
Areia	Saturado	0,01 cm/s	1	-	-
Brita	Saturado	15 cm/s	1	-	-
Fundação A	Saturado/Não saturado	$1,16.10^{-4}$ cm/s	1	0,614	0,09
Fundação B	Saturado	$6,39.10^{-7}$ cm/s	1	-	-
Fundação C	Saturado	1.10^{-6} cm/s	1	-	-
Lastro	Saturado	0,01 cm/s	1	-	-
Maciço B	Saturado/Não Saturado	1.10^{-5} cm/s	0,25	0,42	0,056
Maciço C	Saturado/Não Saturado	1.10^{-5} cm/s	0,25	0,42	0,056
Maciço D	Saturado/Não Saturado	1.10^{-5} cm/s	0,25	0,42	0,056
Reaterro	Saturado	$4,3.10^{-5}$ cm/s	1	-	-
Rejeito A	Saturado/Não Saturado	$9,11.10^{-5}$ cm/s	1	0,528	0,08
Rejeito B	Saturado/Não Saturado	$4,22.10^{-6}$ cm/s	1	0,576	0,14
Rejeito C	Saturado/Não Saturado	$2,25.10^{-4}$ cm/s	1	0,507	0,04

Tabela 7.2. Peso específico dos rejeitos - SLOPE/W (modelo SHANSEP)

Material	Rejeito A	Rejeito B	Rejeito C
γ (KN/m ³)	25,84	25,51	25,68
CV (γ)	6%	6%	6%
σ (γ) (KN/m ³)	1,55	1,53	1,54

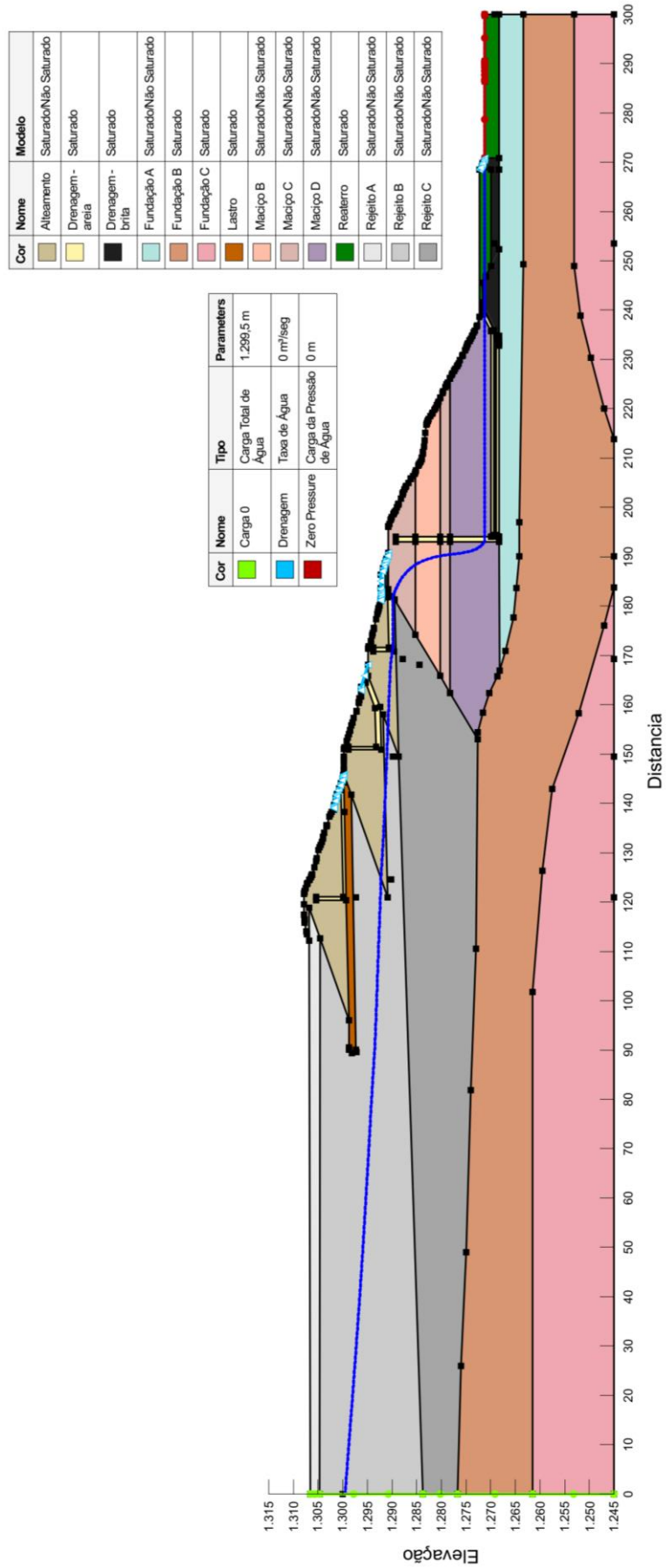


Figura 7.1. Seção analisada (linha freática normal em azul)

Tabela 7.3. Dados de entrada dos materiais - SLOPE/W (modelo Morh-Coulomb)

Material	γ (KN/m ³)	CV (γ)	σ (γ) (KN/m ³)	c' (kPa)	CV (c')	σ (c') (kPa)	ϕ (°)	CV (ϕ)	σ (ϕ) (°)
Alteamento	17,9	6%	1,074	29	40%	11,6	22°	10%	2,2°
Areia	18,3	6%	1,098	0	40%	0,1*	30°	10%	3
Brita	20,4	6%	1,224	0	40%	0,1*	30	10%	3
Fundação A	15,1	6%	0,906	3	40%	1,2	27	20%	5,4
Fundação B	18,92	6%	1,135	12	40%	4,8	34	20%	6,8
Lastro	21	6%	1,26	14	40%	5,6	23	10%	2,3
Maciço B	19,5	6%	1,17	12	40%	4,8	25,5	20%	5,1
Maciço C	22,52	6%	1,351	12	40%	4,8	35	20%	7
Maciço D	20,91	6%	1,255	51	40%	20,4	35	20%	7
Reaterro	13	6%	0,78	11	40%	4,4	33	10%	3,3

7.2. CASOS DE LIQUEFAÇÃO E PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DO GATILHO

No Apêndice D são mostrados os principais casos comprovados de liquefação de solos, ocorridos em diferentes estruturas, como Barragens de Rejeito, barragens para acumulação de água, diques e aterros ferroviários. Foram contados 94 casos das fontes da Tabela 6.1, entre 1889 e 2015, ou seja, em 126 anos. Considerando o período de 1918 a 2017 (100 anos) foram 89 casos; sendo assim, a média é de 0,89 casos por ano, equivalente a um caso a cada 1,12 anos. Já a Tabela 7.4 mostra o resumo dos casos do banco de dados de Bowker (2019) para os casos classificados como sérios e muito sérios. Para tanto, a autora considerou os seguintes critérios:

- Casos muito sérios de rupturas: mais de 20 mortes, e/ou liberação de mais de 1000000 m³ de sedimentos, e/ou sedimentos transportados por 20 km ou mais;
- Casos sérios de rupturas: presença de mortos e/ou liberação de mais de 100000 m³ de sedimentos.

A Tabela 7.4 mostra também a probabilidade frequentista anual para cada década, com base na Equação 6.1. Por exemplo, para a década de 2008-2017 a probabilidade anual fica:

$$P_g = \frac{27}{3500.10} = 7,71.10^{-4} \sim 8.10^{-4}$$

Tabela 7.4. Número de rupturas de Barragens de Rejeito e probabilidades frequentistas anuais (Bowker, 2019)

Década	Rupturas sérias	Rupturas muito sérias	Soma	P_g
1908-1917	2	0	2	6.10^{-5}
1918-1927*	0	0	0	0
1928-1937	2	0	2	6.10^{-5}
1938-1947	1	1	2	6.10^{-5}
1948-1957	1	3	4	1.10^{-4}
1958-1967	7	4	11	3.10^{-4}
1968-1977	5	8	13	4.10^{-4}
1978-1987	6	9	15	4.10^{-4}
1988-1997	9	15	24	7.10^{-4}
1998-2007	10	9	19	5.10^{-4}
2008-2017	13	14	27	8.10^{-4}
TOTAL DE CASOS			119	3.10^{-4}

* não há registros entre 1918 e 1927

Pela Tabela 7.4 nota-se que as probabilidades frequentistas anuais possuem ordem de grandeza de cerca de 10^{-4} , que foi o mesmo valor obtido por Oboni & Oboni (2013) e Caldwell *et. al.* (2015). Além disso, fazendo a probabilidade anual para o período de 100 anos é obtido o valor de $3,4.10^{-4}$, que é 2,3 vezes menor que a probabilidade na década 2008-2017, na qual foram registrados o maior número de casos. Para o propósito desta dissertação, será considerada a probabilidade da década 2008-2017, ou seja, $P_g = 8.10^{-4}$, como sendo a probabilidade anual de ocorrência do gatilho.

Para a probabilidade adotada, foram plotados os pontos referentes às rupturas de listadas na Tabela 7.5 (as quais também estão inclusos no banco de dados do Apêndice D) no gráfico F-N da ANCOLD (Figura 5.2), cujo resultado está representado na Figura 7.2. Percebe-se que todos os casos estão dentro da zona de Risco Inaceitável, visto que a ordem de grandeza da probabilidade P_g é alta para os critérios do ANCOLD.

Tabela 7.5. Casos de rupturas de Barragens de Rejeito (Ribeiro,2015; Morgenstern *et. al.*, 2016)

Caso	País	Ano	Nº de mortes
El Cobre	Chile	1965	300
Aberfan	Reino Unido	1966	144
Stava	Itália	1985	268
Merriespruit	África do Sul	1994	17
Fundão	Brasil	2015	19

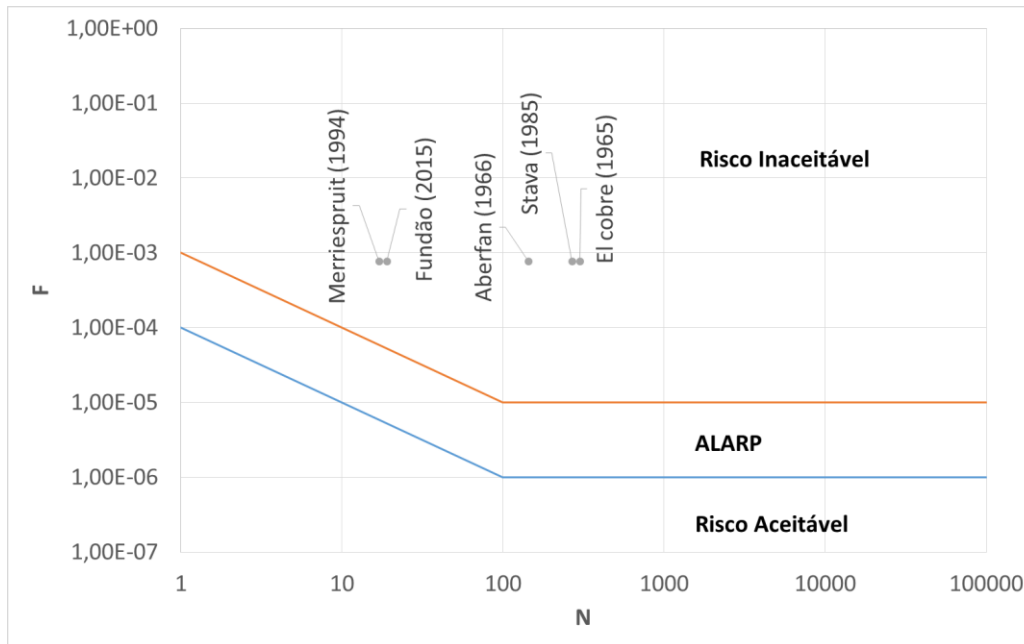


Figura 7.2. Gráfico F-N para os casos da Tabela 7.5

7.3. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Na Figura 7.3 é apresentada a curva de Fear & Robertson (1995) com os dados de CPT. Note que boa parte dos pontos está na zona contrátil, principalmente para os rejeitos B e C. Portanto, é alta a possibilidade de liquefação de todo o maciço, mesmo havendo pontos na zona dilatante. Já a presença de material dilatante pode ser o indicativo da presença de lentes de areia que estão encapsulando o rejeito contrátil.

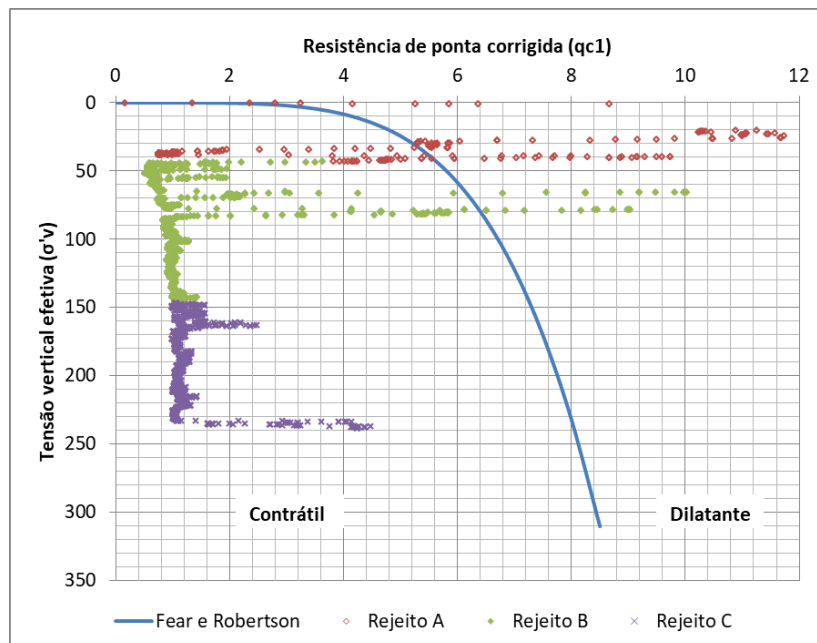


Figura 7.3. Avaliação da suscetibilidade dos rejeitos à liquefação

7.4. ANÁLISE DE PICO

7.4.1. MÉTODO DE OLSON - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO

Para as análises de pico conforme o método de Olson foram consideradas as razões de resistência de pico e os desvios-padrão da Tabela 7.6, cujos valores foram calculados a partir da resistência de ponta de CPT por meio da Equação 3.9. Ademais, a Tabela 7.7 mostra a configuração Grade e Raio utilizada, que foi a mesma para todo o método. Vale lembrar que foi considerado o nível d'água normal e que os fatores de segurança se aplicam para as superfícies críticas como um todo, e não para cada fatia, como preconizado pelo método.

Tabela 7.6. Valores das razões de resistência de pico por Olson (2001)

Material	Rejeito A	Rejeito B	Rejeito C
Su_{pico}/σ'_v	0,3896	0,2217	0,2229
$\sigma (\gamma)$ (KN/m ³)	0,1903	0,0158	0,0071

Tabela 7.7. Configuração Grade e Raio - Pico - Olson

Grade de pontos			Grade de tangentes		
Coordenadas	x	y	Coordenadas	x	y
Superior esquerdo	116 m	1412,6 m	Superior esquerdo	121,742 m	1307,806 m
Inferior esquerdo	116 m	1312,6 m	Inferior esquerdo	0 m	1306,571 m
Inferior direito	170 m	1299,3 m	Superior direito	268,515 m	1272,226 m
Nº de incrementos	9	15	Inferior direito	173,744 m	1245 m
Nº de pontos	10	16	Nº de incrementos		18
Nº de superfícies	10x16x19 = 3040		Nº de tangentes		19

- Carregamento estático

Para o carregamento estático, os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{pico} mostrados na Tabela 7.8. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 5% maior que o método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para os dois; ainda, em ambos os métodos o coeficiente de variação é aproximadamente 4%. Embora os fatores de segurança médios sejam menores que 1,3, que é o valor estabelecido pela resolução ANM 4/2019 (Item 4.2.6), ambos os valores são maiores que 1, indicando que a liquefação pode não ser disparada conforme o método de Olson. Além do mais, considerando uma distribuição normal, o Fator de Segurança 1 situa-se abaixo da faixa de 90% dos dados ($\mu \pm$

3 σ), indicando a baixíssima probabilidade de disparo da liquefação. A Figura 7.4 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.5 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.1 (FOSM duplo) e na Tabela E.2 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.1.

Tabela 7.8. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Olson - Estático

Método	μ (FS _{pico})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	P (FS _{pico} \leq 1)	Duração
FOSM Duplo	1,24	0,05	4,0%	1,09	1,39	8.10 ⁻⁵ %	1h10min
PEM	1,30	0,05	3,8%	1,15	1,45	1.10 ⁻⁷ %	1h11min

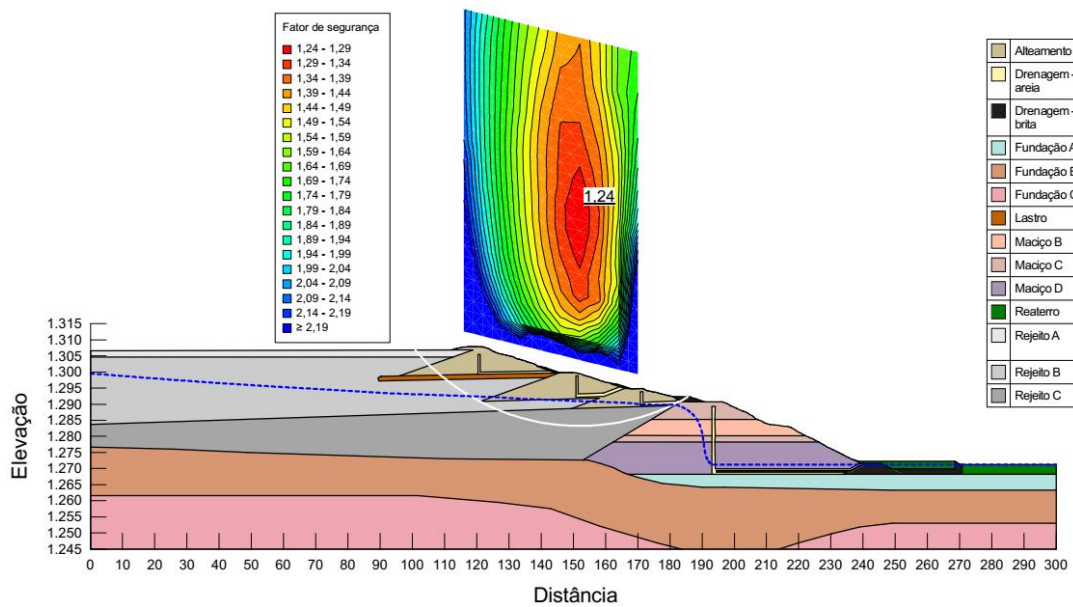


Figura 7.4. Superfície crítica - Pico - Olson - Estático

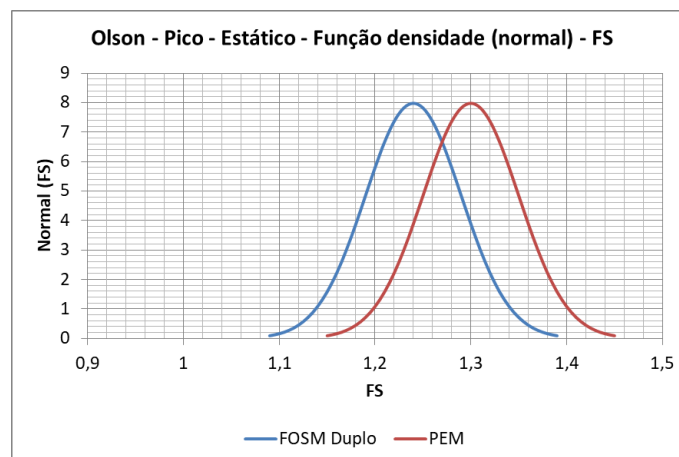


Figura 7.5. Distribuições normais - Pico - Olson - Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.6a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, criado a partir dos valores de média e de desvio-padrão dos fatores de segurança obtidos para cada superfície de ruptura, bem como a curva para a Estimativa de Densidade Kernel (curva KDE); por sua vez, a Figura 7.6b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.9 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE, como média, desvio-padrão, CV, mediana, quartis, largura de banda e $P(FS_{pico} \leq 1)$, além da duração da simulação.

Tabela 7.9. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Olson - Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	3043040
$\mu (FS_{pico})$	2,92	Q1	1,98
σ	1,16	Q2 (mediana)	2,72
CV	39,9 %	Q3	3,56
$P(FS_{pico} \leq 1)$	$2 \cdot 10^{-2} \%$	bw	0,087
Duração da simulação			15h11min

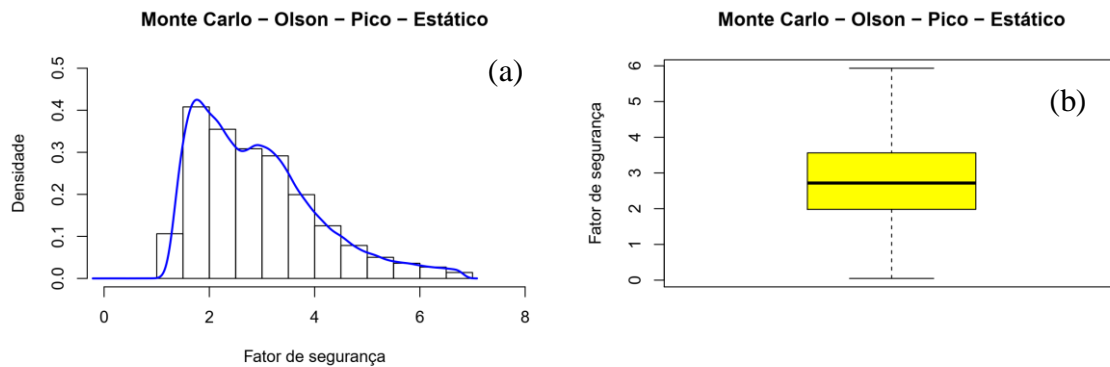


Figura 7.6. Monte-Carlo - Pico - Olson - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

Pelos resultados nota-se que os valores de Fator de Segurança médio e do coeficiente de variação do histograma global são bem superiores aos obtidos pelos métodos FOSM e PEM. Isto pode ser efeito da concatenação dos histogramas, visto que ele também engloba superfícies de ruptura com valores superiores de Fator de Segurança médio e de desvio-padrão. Por outro lado, foi observada para a superfície crítica a convergência do Fator de Segurança e do desvio-padrão para os valores de 1,24 (Figura F.2) e 0,05 (Figura F.3), respectivamente, que são os mesmos valores para o FOSM.

- Carregamento quase-estático

Para o carregamento quase-estático (com aceleração sísmica: $k_h = 0,05$; $k_v = 0,025$), os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{pico} mostrados na Tabela 7.10. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 3% maior em relação ao método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para ambos; e, assim como no carregamento estático, em ambos os métodos o coeficiente de variação é aproximadamente 4%. Embora os fatores de segurança médios sejam menores que 1,3, que é o valor estabelecido pela resolução ANM 4/2019 (Item 4.2.6), ambos os valores são ligeiramente maiores que 1, indicando que a liquefação pode não ser disparada conforme o método de Olson. Entretanto, o Fator de Segurança 1 situa-se dentro da faixa de 90% dos dados ($\mu \pm 3\sigma$), o que se reflete na considerável probabilidade de disparo da liquefação. A Figura 7.7 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.8 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.3 (FOSM duplo) e na Tabela E.4 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.4.

Tabela 7.10. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Olson - Quase-Estático

Método	μ (FS_{pico})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	$P(FS_{pico} \leq 1)$	Duração
FOSM Duplo	1,01	0,04	4,0%	0,89	1,13	40,1 %	1h12min
PEM	1,04	0,04	3,8%	0,92	1,16	15,9 %	1h12min

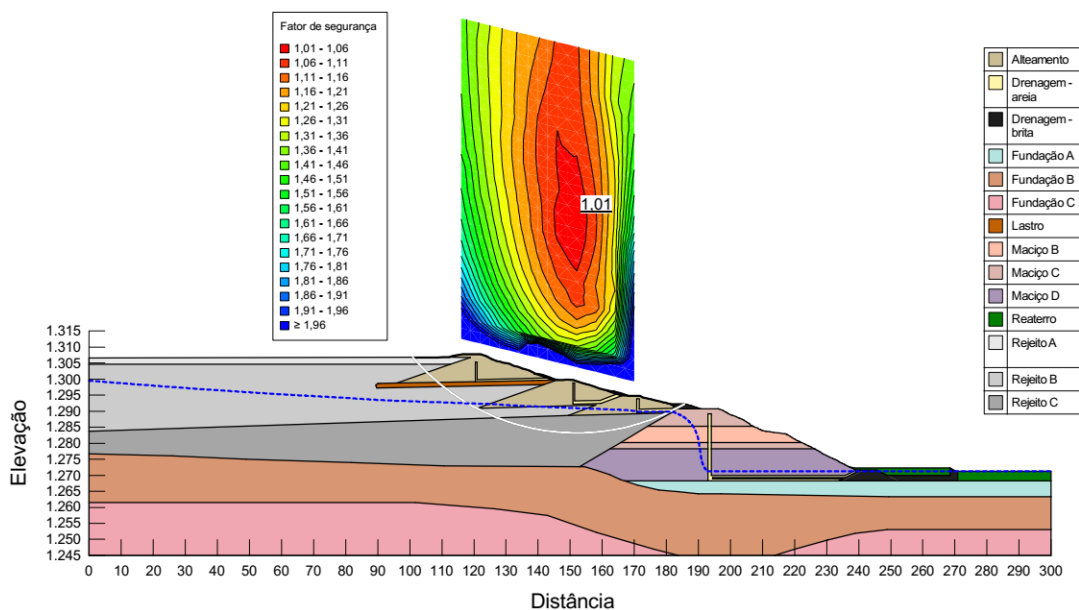


Figura 7.7. Superfície crítica - Pico - Olson - Quase-Estático

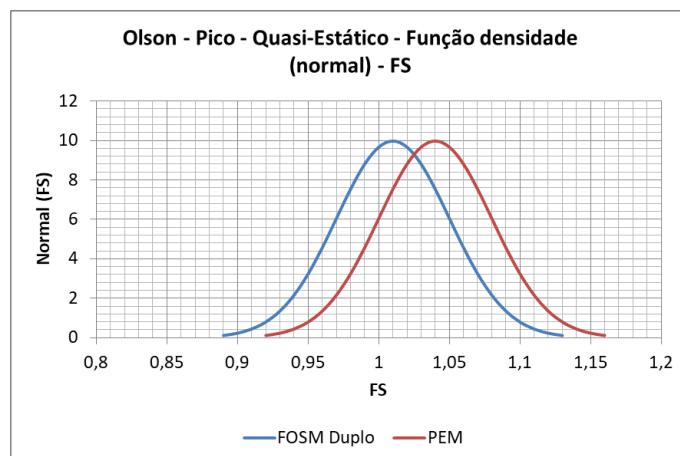


Figura 7.8. Distribuições normais - Pico - Olson - Quase-Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.9a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.9b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.11 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE.

Tabela 7.11. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Olson - Quase-Estático

N° de rodadas (por superfície)	1000	N° de rodadas (total)	3043040
μ (FS_{pico})	2,30	Q1	1,54
σ	0,90	Q2 (mediana)	2,20
CV	39,1 %	Q3	2,80
$P(FS_{pico} \leq 1)$	0,5 %	bw	0,067
Duração da simulação			15h02min

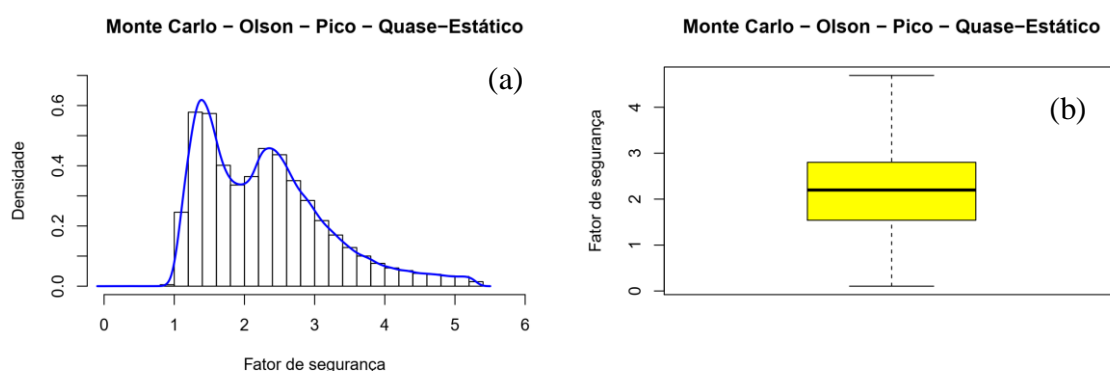


Figura 7.9. Monte-Carlo - Pico - Olson - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

Assim como no carregamento estático, os valores de Fator de Segurança médio e do coeficiente de variação do histograma global são bem superiores aos obtidos pelos métodos FOSM e PEM. Contudo, também é observada para a superfície crítica a convergência do Fator de Segurança e do

desvio-padrão para os valores de 1,01 (Figura F.5) e 0,04 (Figura F.6), respectivamente, que são os mesmos valores para o FOSM. Sendo assim, cogita-se também o efeito da concatenação dos histogramas como causa para a diferença entre os resultados dos métodos.

7.4.2. MÉTODO DE SADREKARIMI - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO

Para as análises de pico conforme o método de Sadrekarimi foram consideradas as razões de resistência de pico e os desvios-padrão da Tabela 7.12, cujos valores foram calculados a partir da resistência de ponta de CPT por meio das Equações 3.11, 3.13 e 3.15. Ademais, a configuração Grade e Raio utilizada foi a mesma para o método de Olson (Tabela 7.7). Vale lembrar que foi considerado o nível d'água normal e que os fatores de segurança se aplicam para as superfícies críticas como um todo, e não para cada fatia, como preconizado pelo método.

Tabela 7.12. Valores das razões de resistência de pico por Sadrekarimi (2014)

Material	Rejeito A - TxC	Rejeito B - TxC	Rejeito B - DSS	Rejeito C - DSS	Rejeito C - TxE
Su_{pico}/σ'_v	0,3223	0,2283	0,1983	0,119	0,1383
$\sigma (\gamma)$ (KN/m ³)	0,1065	0,0088	0,0088	0,004	0,0025

- Carregamento estático

Para o carregamento estático, os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{pico} mostrados na Tabela 7.13. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 3,5% maior em relação ao método FOSM duplo, mas o desvio-padrão é o mesmo para os dois; além disso, em ambos os métodos o coeficiente de variação é aproximadamente 3%. Embora os fatores de segurança médios sejam menores que 1,3, que é o valor estabelecido pela resolução ANM 4/2019 (Item 4.2.6), ambos os valores são maiores que 1, indicando que a liquefação pode não ser disparada conforme o método de Sadrekarimi. Além do mais, considerando uma distribuição normal, o Fator de Segurança 1 situa-se abaixo da faixa de 90% dos dados ($\mu \pm 3\sigma$), indicando a baixíssima probabilidade de disparo da liquefação. Nota-se também que os fatores de segurança no método de Sadrekarimi são menores que os do método de Olson. A Figura 7.10 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.11 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo

podem ser conferidas na Tabela E.5 (FOSM duplo) e na Tabela E.6 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.7.

Tabela 7.13. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Sadrekarimi - Estático

Método	μ (FS_{pico})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	$P(FS_{pico} \leq 1)$	Duração
FOSM Duplo	1,13	0,03	2,7%	1,04	1,22	7.10^{-4} %	1h19min
PEM	1,17	0,03	2,6%	1,08	1,26	7.10^{-7} %	1h23min

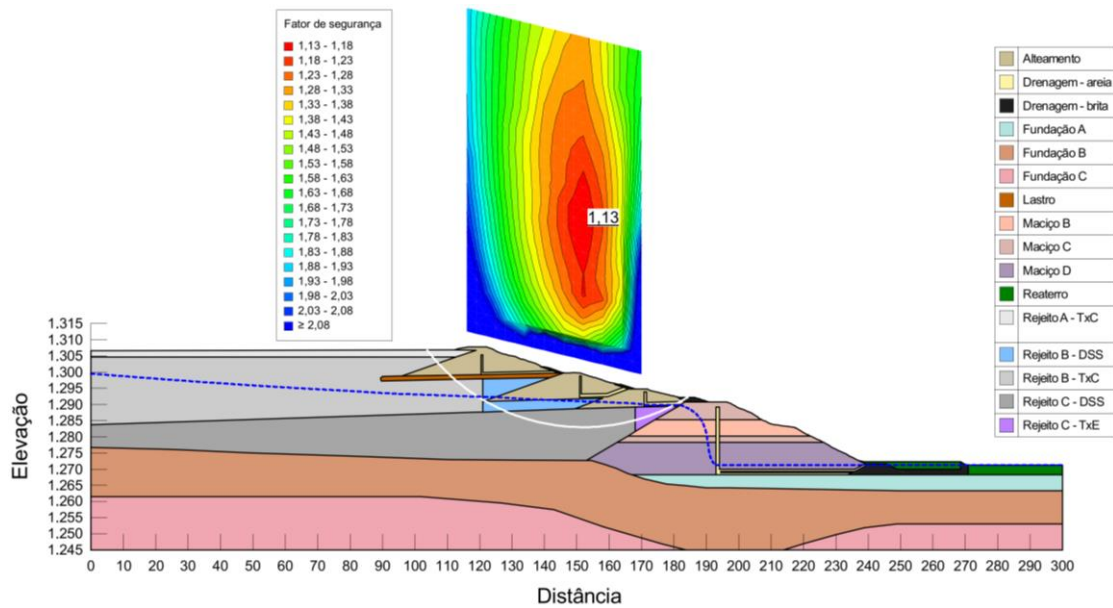


Figura 7.10. Superfície crítica - Pico - Sadrekarimi – Estático

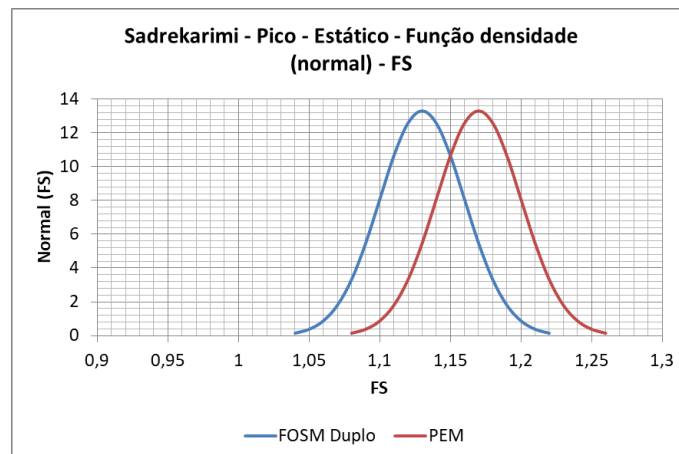


Figura 7.11. Distribuições normais - Pico - Sadrekarimi - Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.12a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.12b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.14 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Tal como nas análises anteriores, o

Fator de Segurança e o desvio-padrão do histograma global foram bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 1,13 (Figura F.8) e 0,03 (Figura F.9), respectivamente, que são os mesmos valores para o FOSM.

Tabela 7.14. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Sadrekarimi - Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	3043040
μ (FS _{pico})	2,81	Q1	1,88
σ	1,11	Q2 (mediana)	2,70
CV	39,5 %	Q3	3,45
P (FS _{pico} ≤ 1)	4.10 ⁻² %	bw	0,084
Duração da simulação			14h51min

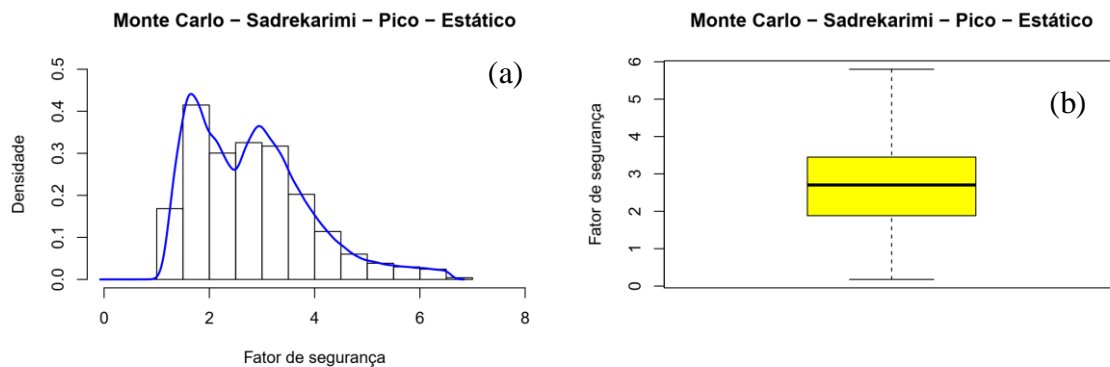


Figura 7.12. Monte-Carlo - Pico - Sadrekarimi - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

- Carregamento quase-estático

Para o carregamento quase-estático (com aceleração sísmica: $k_h = 0,05$; $k_v = 0,025$), os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{pico} mostrados na Tabela 7.15. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 4% maior em relação ao método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para ambos; ainda, o coeficiente de variação é aproximadamente 2%. Os fatores de segurança médios são menores que 1,3, que é o valor estabelecido pela resolução ANM 4/2019 (Item 4.2.6), e também são menores que 1, indicando que a liquefação pode ser disparada conforme o método de Sadrekarimi. Além do mais, o Fator de Segurança 1 situa-se acima da faixa de 90% dos dados ($\mu \pm 3\sigma$), indicando que é quase certo que a liquefação seja disparada. Nota-se também que os fatores de segurança no método de Sadrekarimi são menores que os do método de Olson. A Figura 7.13 mostra a superfície crítica

para a análise determinística e a Figura 7.14 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.7 (FOSM duplo) e na Tabela E.8 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.10.

Tabela 7.15. Dados dos Fatores de Segurança - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

Método	μ (FS_{pico})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	$P(FS_{pico} \leq 1)$	Duração
FOSM Duplo	0,92	0,02	2,2 %	0,86	0,98	100 %	1h23min
PEM	0,96	0,02	2,1 %	0,90	1,02	97,7 %	1h19min

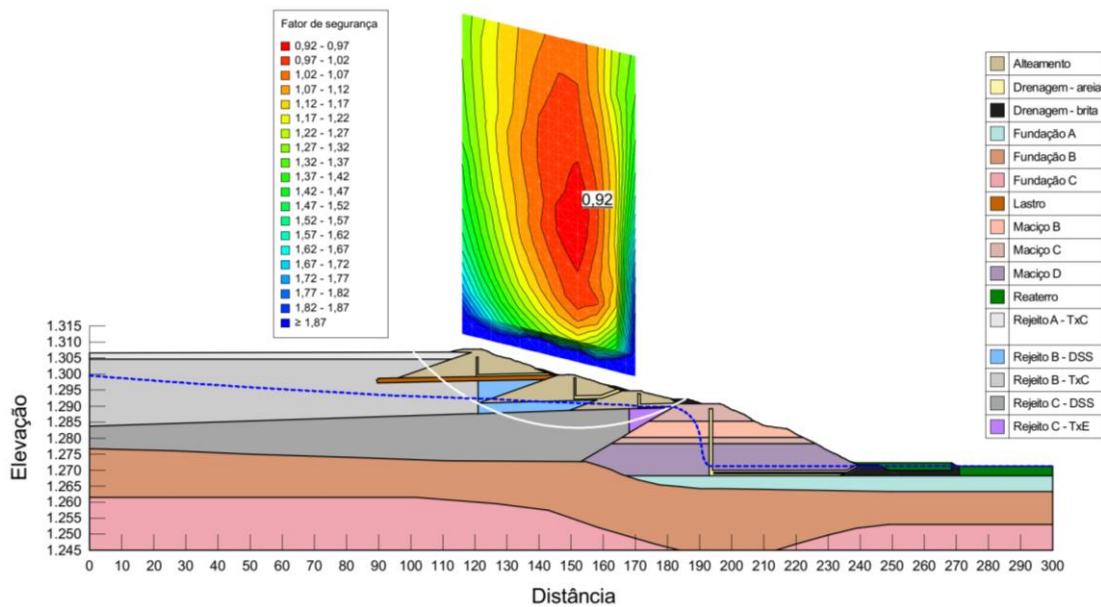


Figura 7.13. Superfície crítica - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

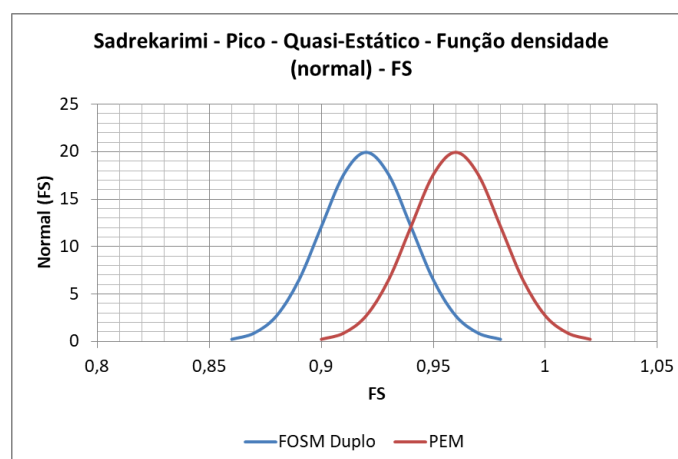


Figura 7.14. Distribuições normais - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.15a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.15b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.16

mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Tal como nas análises anteriores, o Fator de Segurança e o desvio-padrão do histograma global foram bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM. Além do mais, ao contrário dos métodos FOSM e PEM, que apresentaram probabilidade de $FS_{pico} \leq 1$ de cerca de 100%, no método de Monte-Carlo essa mesma probabilidade é pouco maior que 1%. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 0,92 (Figura F.11) e 0,02 (Figura F.12), respectivamente, que são os mesmos valores para o FOSM.

Tabela 7.16. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	3043040
μ (FS_{pico})	2,26	Q1	1,47
σ	0,93	Q2 (mediana)	2,17
CV	41,1 %	Q3	2,78
P ($FS_{pico} \leq 1$)	1,6 %	bw	0,070
Duração da simulação			15h21min

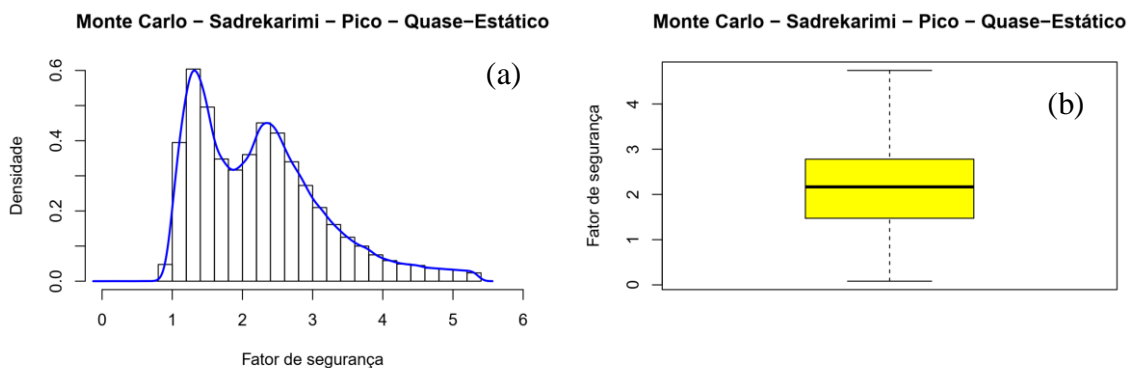


Figura 7.15. Monte-Carlo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

7.5. ANÁLISE LIQUEFEITA

7.5.1. MÉTODO DE OLSON - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO

Para as análises liquefeitas conforme o método de Olson foram consideradas as razões de resistência de pico (acima do NA) e liquefeita (abaixo do NA) e os desvios-padrão da Tabela 7.17, cujos valores foram calculados a partir da resistência de ponta de CPT por meio das Equações 3.9 e 3.10. Ao contrário das análises de pico, para cada análise liquefeita foi considerada uma malha Grade e Raio diferente. Vale lembrar que foi considerado o nível d'água

normal e que os fatores de segurança se aplicam para as superfícies críticas como um todo, e não para cada fatia, como preconizado pelo método.

Tabela 7.17. Valores das razões de resistência de pico e liquefeita por Olson (2001)

Material	Acima do NA		Abaixo do NA	
	Rejeito A	Rejeito B	Rejeito B - liquefeito	Rejeito C - liquefeito
Su_{liq}/σ'_v	0,3896	0,2217	0,0467	0,0479
$\sigma (\gamma)$ (KN/m ³)	0,1903	0,0158	0,0158	0,0071

- Carregamento estático

Para o carregamento estático, a Tabela 7.18 mostra a configuração Grade e Raio utilizada e os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{liq} mostrados na Tabela 7.19. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 4% maior em relação ao método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para ambos; além disso, o coeficiente de variação é aproximadamente 8%. Como os dois fatores de segurança são menores que 1 e a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 100%, a ruptura por fluxo de liquefação pode ocorrer se o mesmo for disparado; como visto na análise de pico (Item 7.4.1), a probabilidade de disparo da liquefação para o carregamento estático é nula. A Figura 7.16 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.17 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.9 (FOSM duplo) e na Tabela E.10 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.13.

Tabela 7.18. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Olson - Estático

Grade de pontos			Grade de tangentes		
Coordenadas	x	y	Coordenadas	x	y
Superior esquerdo	98 m	1430,4 m	Superior esquerdo	121,742 m	1307,806 m
Inferior esquerdo	98 m	1316,9 m	Inferior esquerdo	0 m	1306,571 m
Inferior direito	170 m	1299,3 m	Superior direito	268,515 m	1272,226 m
Nº de incrementos	15	15	Inferior direito	183,745 m	1275 m
Nº de pontos	16	16	Nº de incrementos		15
Nº de superfícies	16x16x16 = 4096		Nº de tangentes		16

Tabela 7.19. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Olson - Estático

Método	μ (FS_{liq})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	P ($FS_{liq} \leq 1$)	Duração
FOSM Duplo	0,46	0,04	8,7 %	0,34	0,58	100 %	1h29min
PEM	0,48	0,04	8,3 %	0,36	0,60	100 %	1h27min

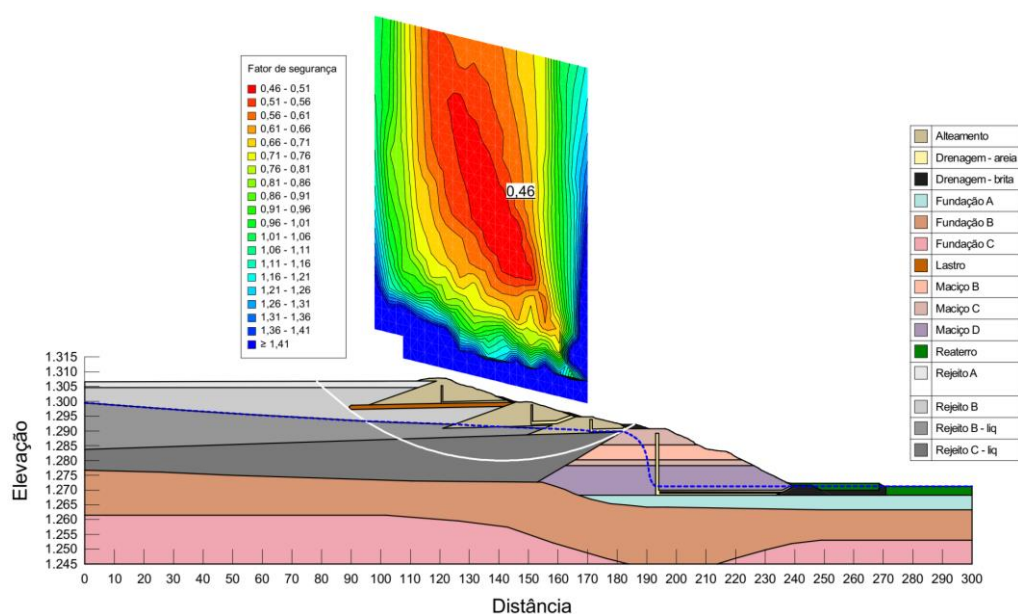


Figura 7.16. Superfície crítica - Liquefeito - Olson - Estático

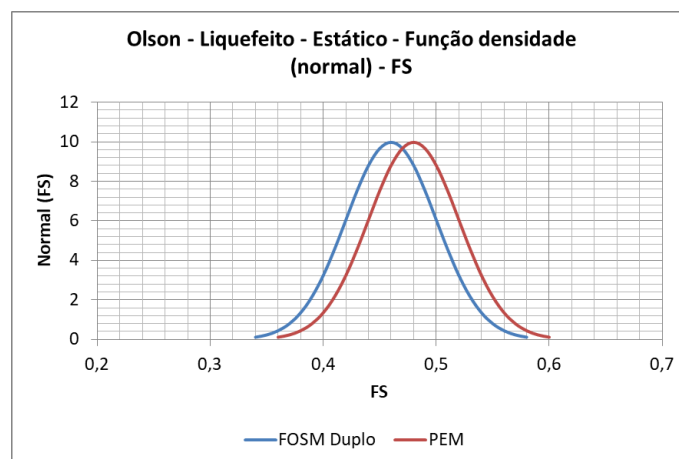


Figura 7.17. Distribuições normais - Liquefeito - Olson - Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.18a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.18b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.20 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Tal como nas análises anteriores, o Fator de Segurança médio e o desvio-padrão do histograma global são bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM, e o Fator de Segurança médio é maior que 1, o que não é esperado para a análise liquefeita. Além disso, ao contrário dos métodos FOSM e PEM, que

apresentaram probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ de 100%, no método de Monte-Carlo essa mesma probabilidade é de 19%. Pelo Item 7.4.1, a probabilidade de disparo da liquefação pelo Monte-Carlo para o carregamento quase-estático é nula. Ainda, o coeficiente de variação é de 60,8%, o que implica em um histograma de maior amplitude em relação à análise de pico. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 0,47 (Figura F.14) e 0,03 (Figura F.15), respectivamente, que são valores praticamente iguais aos obtidos pelo FOSM e PEM.

Tabela 7.20. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Olson - Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	4100096
μ (FS_{liq})	2,55	Q1	1,19
σ	1,55	Q2 (mediana)	2,52
CV	60,8 %	Q3	3,64
P ($FS_{liq} \leq 1$)	19,0 %	bw	0,113
Duração da simulação			16h46min

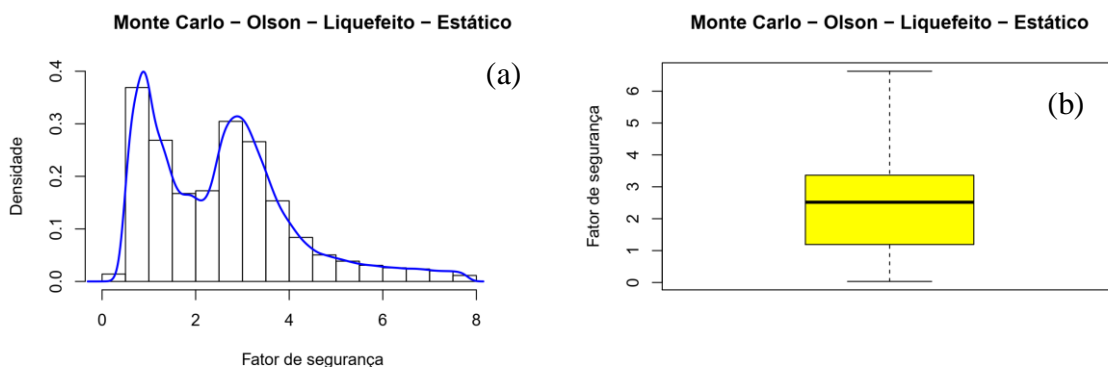


Figura 7.18. Monte-Carlo - Liquefeito - Olson - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

- Carregamento quase-estático

Para o carregamento quase-estático (com aceleração sísmica: $k_h = 0,05$; $k_v = 0,025$), a Tabela 7.21 mostra a configuração Grade e Raio utilizada e os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{liq} mostrados na Tabela 7.22. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 8% maior em relação ao método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para ambos; além disso, o coeficiente de variação é aproximadamente 8%. Como os dois fatores de segurança são menores que 1 e a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 100%, a ruptura por fluxo de liquefação pode ocorrer se o mesmo for disparado; pela análise de

pico (Item 7.4.1), a probabilidade de disparo da liquefação para o carregamento quase-estático é considerável (40,1% para o FOSM duplo e 15,9% para o PEM). A Figura 7.19 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.20 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.11 (FOSM duplo) e na Tabela E.12 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m \cdot \lambda$ pode ser verificado na Figura F.16.

Tabela 7.21. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

Grade de pontos			Grade de tangentes		
Coordenadas	x	y	Coordenadas	x	y
Superior esquerdo	98 m	1430,4 m	Superior esquerdo	121,742 m	1307,806 m
Inferior esquerdo	98 m	1316,9 m	Inferior esquerdo	0 m	1306,571 m
Inferior direito	170 m	1299,3 m	Superior direito	268,515 m	1272,226 m
Nº de incrementos	12	12	Inferior direito	183,745 m	1275 m
Nº de pontos	13	13	Nº de incrementos	18	
Nº de superfícies	13x13x19 = 3211		Nº de tangentes	19	

Tabela 7.22. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

Método	μ (FS_{liq})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	P ($FS_{liq} \leq 1$)	Duração
FOSM Duplo	0,37	0,03	8,1 %	0,28	0,46	100 %	1h4min
PEM	0,40	0,03	7,5 %	0,31	0,49	100 %	1h5min

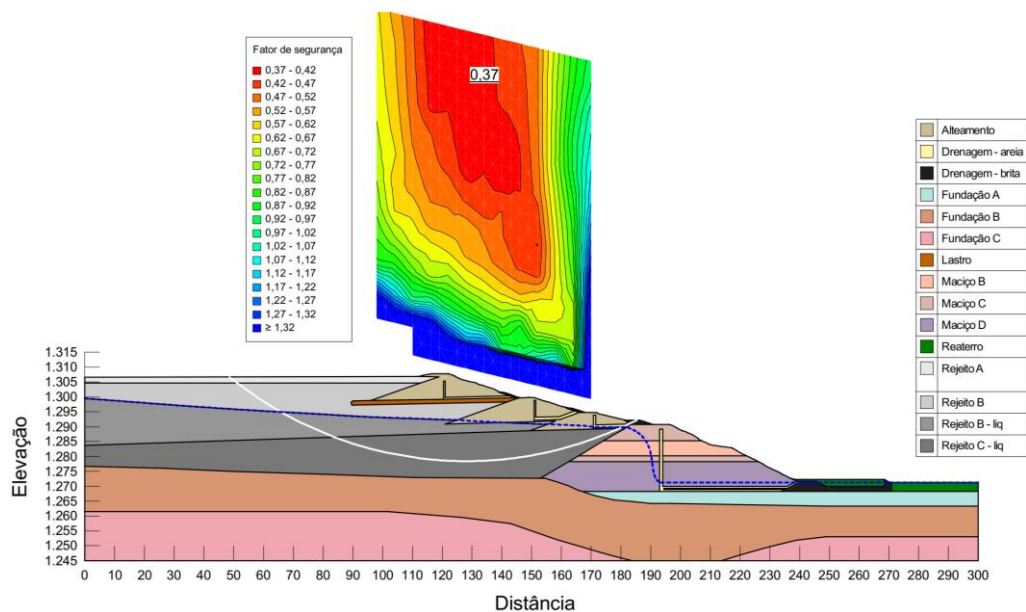


Figura 7.19. Superfície crítica - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

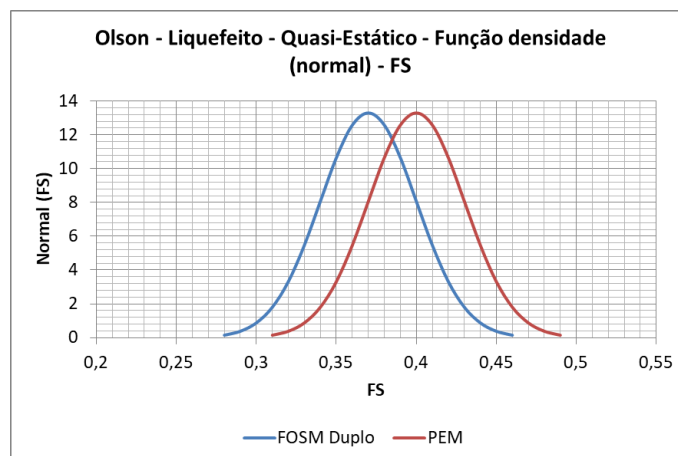


Figura 7.20. Distribuições normais - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.21a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.21b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.23 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Também nessa simulação o Fator de Segurança médio e o desvio-padrão gerados pelo Monte-Carlo são bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM, e o Fator de Segurança médio é maior que 1. Ademais, a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 25%, em contraponto à probabilidade de 100% dos métodos FOSM e PEM. Pelo Item 7.4.1, a probabilidade de disparo da liquefação pelo Monte-Carlo para o carregamento quase-estático é ínfima (0,5 %). Nota-se também que o histograma tem uma maior amplitude em relação à análise de pico, já que o coeficiente de variação é de 60,5%. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 0,38 (Figura F.17) e 0,03 (Figura F.18), respectivamente, que são valores praticamente iguais aos obtidos pelo FOSM e PEM.

Tabela 7.23. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	3214211
μ (FS_{liq})	2,10	Q1	0,99
σ	1,27	Q2 (mediana)	2,05
CV	60,5 %	Q3	2,71
P ($FS_{liq} \leq 1$)	25,0 %	bw	0,098
Duração da simulação			12h11min

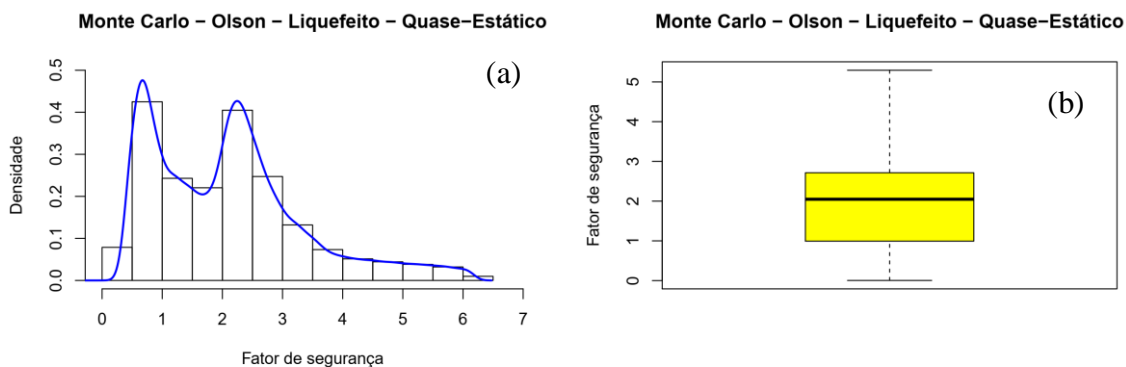


Figura 7.21. Monte-Carlo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

7.5.2. MÉTODO DE SADREKARIMI - CARREGAMENTOS ESTÁTICO E QUASE-ESTÁTICO

Para as análises liquefeitas conforme o método de Sadrekarimi foram consideradas as razões de resistência de pico (acima do NA) e liquefeita (abaixo do NA) e os desvios-padrão da Tabela 7.24, cujos valores foram calculados a partir da resistência de ponta de CPT por meio das Equações 3.11 a 3.16. Ao contrário das análises de pico, para cada análise liquefeita foi considerada uma malha Grade e Raio diferente. Vale lembrar que foi considerado o nível d'água normal e que os fatores de segurança se aplicam para as superfícies críticas como um todo, e não para cada fatia, como preconizado pelo método.

Tabela 7.24. Valores das razões de resistência de pico e liquefeita por Sadrekarimi (2014)

Material	Acima do NA		Abaixo do NA		
	Rejeito A - TxC	Rejeito B - TxC	Rejeito B - DSS - liquefeito	Rejeito C - DSS - liquefeito	Rejeito C - TxE - liquefeito
Su_{liq}/σ'_v	0,3223	0,2283	0,0345	0,0358	0,0245
$\sigma (\gamma)$ (KN/m ³)	0,1065	0,0088	0,0165	0,0075	0,0050

- Carregamento estático

Para o carregamento estático, a Tabela 7.25 mostra a configuração Grade e Raio utilizada e os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{liq} mostrados na Tabela 7.26. Ao contrário das análises anteriores, o método PEM gerou um Fator de Segurança cerca de 17% menor em relação ao método FOSM duplo, e o desvio-padrão não é o mesmo, embora a diferença entre eles seja apenas de 0,01; além disso, o coeficiente de variação é

aproximadamente 9%. Como os dois fatores de segurança são menores que 1 e a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 100%, a ruptura por fluxo de liquefação pode ocorrer se o mesmo for disparado; como visto na análise de pico (Item 7.4.2), a probabilidade de disparo da liquefação para o carregamento estático é nula. Ainda, os fatores de segurança no método de Sadrekarimi são menores que os do método de Olson. A Figura 7.22 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.23 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.13 (FOSM duplo) e na Tabela E.14 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.19.

Tabela 7.25. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

Grade de pontos			Grade de tangentes		
Coordenadas	x	y	Coordenadas	x	y
Superior esquerdo	98 m	1430,4 m	Superior esquerdo	121,742 m	1307,806 m
Inferior esquerdo	98 m	1316,9 m	Inferior esquerdo	0 m	1306,571 m
Inferior direito	170 m	1299,3 m	Superior direito	268,515 m	1272,226 m
Nº de incrementos	15	15	Inferior direito	183,745 m	1275 m
Nº de pontos	16	16	Nº de incrementos		18
Nº de círculos	16x16x19 = 4864		Nº de tangentes		19

Tabela 7.26. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

Método	μ (FS_{liq})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	$P(FS_{liq} \leq 1)$	Duração
FOSM Duplo	0,41	0,04	9,8 %	0,29	0,53	100 %	1h50min
PEM	0,34	0,03	8,8 %	0,25	0,43	100 %	1h47min

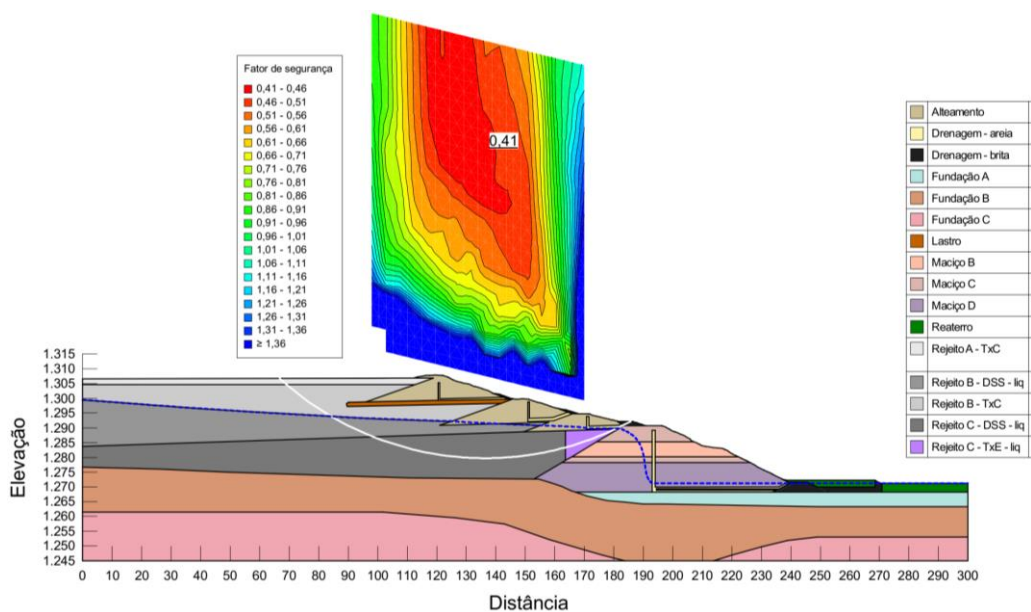


Figura 7.22. Superfície crítica - Liquefeito - Sadrekarimi – Estático

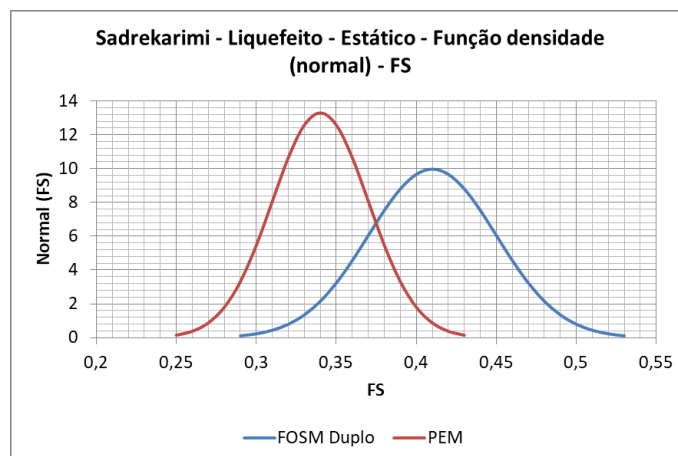


Figura 7.23. Distribuições normais - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.24a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.24b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.27 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Também nessa simulação o Fator de Segurança médio e o desvio-padrão gerados pelo Monte-Carlo são bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM, e o Fator de Segurança médio é maior que 1. Além disso, a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 20,2%, em contraponto à probabilidade de 100% dos métodos FOSM e PEM, porém maior que os 19% do método de Olson para a análise liquefeita (Item 7.5.1). Pelo Item 7.4.2, a probabilidade de disparo da liquefação pelo Monte-Carlo para o carregamento estático é nula. Também é percebida uma maior amplitude do histograma em relação à análise de pico, já que o coeficiente de variação é de 62%. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 0,42 (Figura F.20) e 0,04 (Figura F.21), respectivamente, que são valores praticamente iguais aos obtidos pelo FOSM e PEM.

Tabela 7.27. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	4868864
μ (FS_{liq})	2,55	Q1	1,17
σ	1,58	Q2 (mediana)	2,52
CV	62 %	Q3	3,37
P ($FS_{liq} \leq 1$)	20,2 %	bw	0,112
Duração da simulação			19h21min

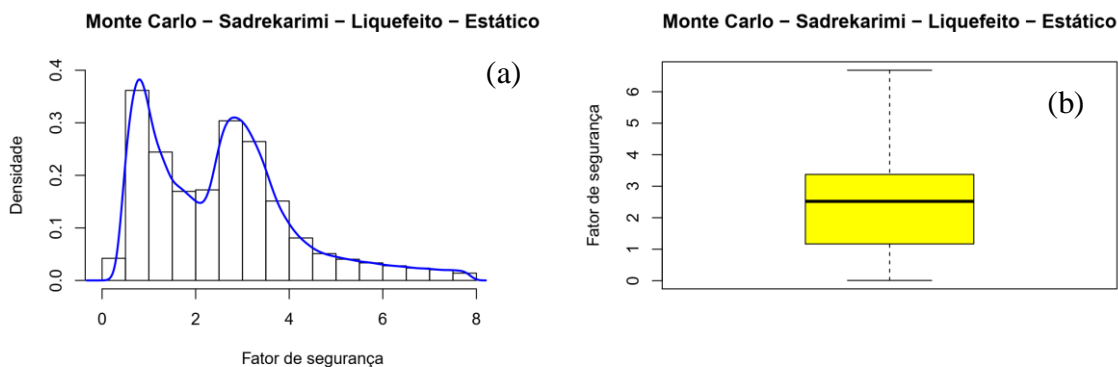


Figura 7.24. Monte-Carlo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

- Carregamento quase-estático

Para o carregamento quase-estático (com aceleração sísmica: $k_h = 0,05$; $k_v = 0,025$), a Tabela 7.28 mostra a configuração Grade e Raio utilizada e os métodos FOSM duplo e PEM produziram os valores de média e desvio-padrão para o FS_{liq} mostrados na Tabela 7.29. Note que o método PEM gera um Fator de Segurança cerca de 3% maior em relação ao método FOSM duplo, mas que o desvio-padrão é o mesmo para ambos; além disso, o coeficiente de variação é aproximadamente 9%. Como os dois fatores de segurança são menores que 1 e a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 100%, a ruptura por fluxo de liquefação pode ocorrer se o mesmo for disparado; pela análise de pico (Item 7.4.2), o disparo da liquefação para o carregamento quase-estático é praticamente certo, com uma probabilidade de quase 100%. Ainda, os fatores de segurança no método de Sadrekarimi são menores que os do método de Olson. A Figura 7.25 mostra a superfície crítica para a análise determinística e a Figura 7.26 mostra as distribuições de probabilidade para os métodos FOSM e PEM. As planilhas de cálculo podem ser conferidas na Tabela E.15 (FOSM duplo) e na Tabela E.16 (PEM) e o gráfico F_f e $F_m-\lambda$ pode ser verificado na Figura F.22.

Tabela 7.28. Configuração Grade e Raio - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

Grade de pontos			Grade de tangentes		
Coordenadas	x	y	Coordenadas	x	y
Superior esquerdo	98 m	1496,9 m	Superior esquerdo	121,742 m	1307,806 m
Inferior esquerdo	98 m	1316,9 m	Inferior esquerdo	0 m	1306,571 m
Inferior direito	170 m	1299,3 m	Superior direito	268,515 m	1272,226 m
Nº de incrementos	15	12	Inferior direito	183,745 m	1275 m
Nº de pontos	16	13	Nº de incrementos		18
Nº de superfícies	16x13x19 = 3952		Nº de tangentes		19

Tabela 7.29. Dados dos Fatores de Segurança - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

Método	μ (FS_{liq})	σ	CV	$\mu - 3\sigma$	$\mu + 3\sigma$	P ($FS_{liq} \leq 1$)	Duração
FOSM Duplo	0,32	0,03	9,4 %	0,23	0,41	100 %	1h48min
PEM	0,33	0,03	9,1 %	0,24	0,42	100 %	1h40min

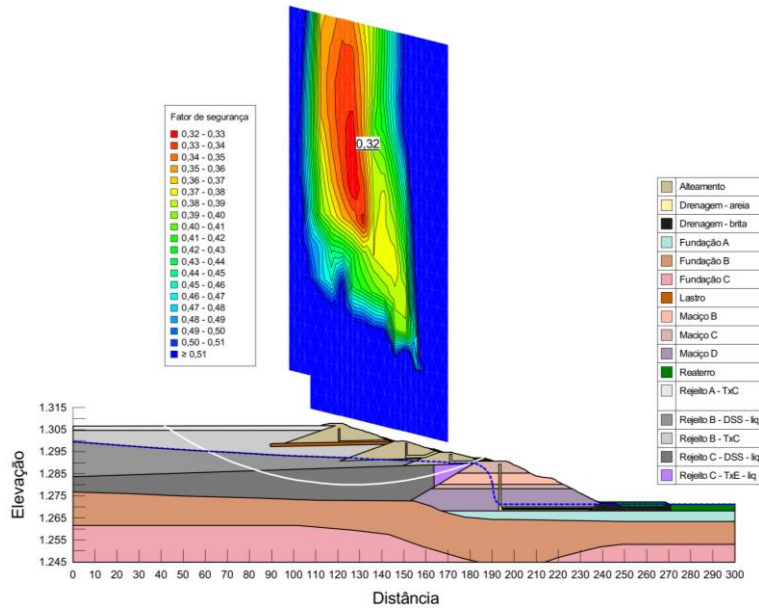


Figura 7.25. Superfície crítica - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

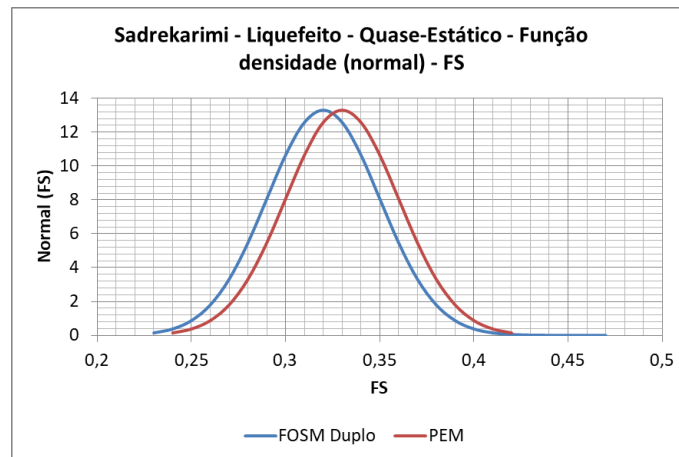


Figura 7.26. Distribuições normais - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

Com relação à simulação de Monte-Carlo, a Figura 7.27a mostra o histograma global, já sem os *outliers*, bem como a curva KDE; por sua vez, a Figura 7.27b mostra o *boxplot*. Já a Tabela 7.30 mostra alguns dados do histograma global e da curva KDE. Também nessa simulação o Fator de Segurança médio e o desvio-padrão do histograma global são bem superiores aos gerados pelos métodos FOSM e PEM, e o Fator de Segurança médio é maior que 1. Além disso, a probabilidade de $FS_{liq} \leq 1$ é de 28,5%, em contraponto à probabilidade de 100% dos métodos FOSM e PEM,

porém maior que os 25% do método de Olson para a análise liquefeita (Item 7.5.1). Pelo Item 7.4.2, a probabilidade de disparo da liquefação pelo Monte-Carlo para o carregamento estático é nula. Também é percebida uma maior amplitude do histograma em relação à análise de pico, já que o coeficiente de variação é de 65,7%. Já o Fator de Segurança e o desvio-padrão da superfície crítica convergem para os valores de 0,33 (Figura F.23) e 0,03 (Figura F.24), respectivamente, que são os mesmos valores para o PEM.

Tabela 7.30. Monte-Carlo - Dados do histograma global e da curva KDE - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

Nº de rodadas (por superfície)	1000	Nº de rodadas (total)	3955952
μ (FS_{liq})	2,07	Q1	0,89
σ	1,36	Q2 (mediana)	1,99
CV	65,7 %	Q3	2,68
$P(FS_{liq} \leq 1)$	28,5 %	bw	0,099
Duração da simulação			14h19min

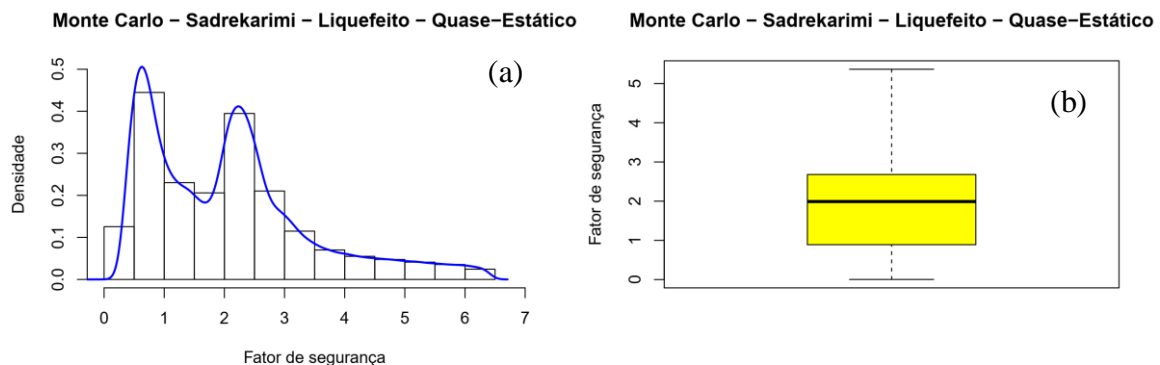


Figura 7.27. Monte-Carlo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático: (a) Histograma global e curva KDE; (b) *Boxplot*

7.6. ANÁLISES COMPLEMENTARES

Nas análises complementares os fatores de segurança foram obtidos pelo método de Sadrekarimi utilizando apenas parâmetros DSS. Foram refeitas as análises dos Itens 7.4.2 (Análise de Pico - Carregamentos Estático e Quase-estático) e 7.5.2 (Análise Liquefeita - Carregamentos Estático e Quase-estático), com as mesmas configurações de Grade e Raio, utilizando o método FOSM duplo. Sendo assim, a Tabela 7.31 mostra os parâmetros adotados para as análises e a Tabela 7.32 mostra os resultados. Comparando com os valores obtidos nos Itens 7.4.2 e 7.5.2, os valores dos fatores de segurança médios foram bastante próximos (nas análises de pico foram praticamente

iguais), bem como os valores dos desvios-padrão. Portanto, caso haja limitação para a realização de ensaios triaxiais, o uso apenas de valores dos ensaios de cisalhamento direto simples pode ser uma alternativa interessante, vista a simplicidade do ensaio.

Tabela 7.31. Parâmetros para as análises complementares

Análise	Análise de pico			Análise liquefeita			
	Rejeito A - DSS	Rejeito B - DSS	Rejeito C - DSS	Rejeito A - DSS	Rejeito B - DSS	Rejeito B - DSS - liquefeito	Rejeito C - DSS - liquefeito
Su_{pico}/σ'_v	0,2923	0,1983	0,119	0,2923	0,1983	0,0345	0,0358
$\sigma(\gamma)$ (KN/m ³)	0,1065	0,0088	0,004	0,1065	0,0088	0,0165	0,0075

Tabela 7.32. Resultados das análises complementares e das dos Itens 7.4.2 e 7.5.2

Análise (FOSM duplo)	Análises complementares			Análises Itens 7.4.2 e 7.5.2		
	μ (FS)	σ	Duração	μ (FS)	σ	Duração
Pico - Estático	1,12	0,04	1h13min	1,13	0,03	1h19min
Pico - Quase-estático	0,92	0,03	1h12min	0,92	0,02	1h23min
Liquefeito - Estático	0,40	0,04	1h44min	0,41	0,04	1h50min
Liquefeito - Quase-estático	0,32	0,05	1h21min	0,32	0,03	1h48min

7.7. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS

Os resultados do método de Monte-Carlo se mostraram bem destoantes em relação aos métodos FOSM e PEM, apresentando valores maiores de Fatores de Segurança médios e de desvio-padrão, e probabilidades de $FS < 1$ bem menores. Em todos os casos o método de Monte-Carlo prevê a possibilidade de $FS_{liq} > 1$, o que não é esperado nesse caso, visto que no estado liquefeito o solo já tem perdido quase toda sua resistência. Outro ponto a ser notado é que o método de Sadrekarimi se mostrou mais conservador que o método de Olson, tanto nas análises considerando os parâmetros TxC , DSS e TxE quanto nas análises utilizando apenas parâmetros DSS. Especificamente para o carregamento quase-estático, o método de Sadrekarimi prevê que a liquefação vai ser disparada com certeza. Outro ponto importante diz respeito ao método FOSM, no qual foi possível avaliar a contribuição de cada parâmetro no valor da variância do Fator de Segurança, como mostrada nas planilhas de cálculo do Apêndice E. No geral, os materiais e parâmetros que apresentaram influência foram:

- Peso específico
 - Alteamentos

- Rejeito A
- Rejeito B
- Rejeito C
- Areia
- Lastro
- Brita
- Coesão
 - Alteamentos
- Ângulo de atrito
 - Alteamentos
 - Areia
 - Lastro
 - Brita
- Razões de resistência
 - Rejeito B
 - Rejeito C

A identificação dos parâmetros que influenciam na variância do Fator de Segurança está de acordo com as Figuras que apresentam as superfícies críticas. Em todas as análises as superfícies de ruptura passam pelos rejeitos, e a saída da superfície está na interface entre o dique de partida e o primeiro alteamento. Nota-se, portanto, que o dique de partida não é ameaçado pela ruptura crítica, e que os rejeitos são bastante suscetíveis à ruptura.

7.8. CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE FALHA POR LIQUEFAÇÃO

Uma vez tendo as probabilidades P_g (Item 7.2), $P(FS_{pico} < 1)$ (Item 7.4) e $P(FS_{liq} < 1 | FS_{pico} = 1)$ (Item 7.5), a probabilidade de falha por liquefação (P_f) da seção analisada pode ser calculada pelo produto entre as três probabilidades (Equação 5.6). A seguir as probabilidades serão calculadas uma a uma. Todas as probabilidades são muito baixas, praticamente nulas, em grande parte influenciadas pelo valor da probabilidade do gatilho (P_g), cuja ordem de grandeza é de 10^{-4} . As maiores probabilidades foram para o carregamento quase-estático (com acelerações sísmicas), e mesmo assim são menores que 1%.

- Método de Olson – Carregamento estático

- FOSM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 8.10^{-7} \cdot 1 = 6,4.10^{-10} \sim 6.10^{-8} \%$$
- PEM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 1.10^{-9} \cdot 1 = 8,0.10^{-13} = 8.10^{-11} \%$$
- Monte-Carlo

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 2.10^{-4} \cdot 0,19 = 3,0.10^{-8} = 3.10^{-6} \%$$
- Método de Olson – Carregamento quase-estático
 - FOSM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 0,401 \cdot 1 = 3,2.10^{-4} \sim 0,03 \%$$
 - PEM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 0,159 \cdot 1 = 1,3.10^{-4} \sim 0,01 \%$$
 - Monte-Carlo

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 0,005 \cdot 0,25 = 1,0.10^{-6} = 1.10^{-4} \%$$
- Método de Sadrekarimi – Carregamento estático
 - FOSM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 7.10^{-6} \cdot 1 = 5,6.10^{-9} \sim 6.10^{-7} \%$$
 - PEM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 7.10^{-9} \cdot 1 = 5,6.10^{-12} \sim 6.10^{-10} \%$$
 - Monte-Carlo

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 4.10^{-4} \cdot 0,202 = 6,4.10^{-8} \sim 6.10^{-6} \%$$
- Método de Sadrekarimi – Carregamento quase-estático
 - FOSM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 = 8,0.10^{-4} = 0,08 \%$$
 - PEM

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 0,977 \cdot 1 = 7,8.10^{-4} \sim 0,08 \%$$
 - Monte-Carlo

$$P_f = 8.10^{-4} \cdot 0,016 \cdot 0,285 = 3,6.10^{-6} \sim 4.10^{-4} \%$$

8. CONCLUSÕES

O fenômeno da liquefação, que consiste na súbita queda na resistência ao cisalhamento do solo ao ser submetido a carregamentos estáticos ou dinâmicos a volume constante, resultado em grandes deformações, é alvo de grande preocupação na Geotecnia. Neste fenômeno, ocorre o amolecimento do solo, no qual ele tende ao estado permanente (*steady-state*) de deformação. Os solos suscetíveis à liquefação são os denominados solos contráteis, isto é, que diminuem de volume em carregamento com variação de volume; caso esses solos sejam submetidos a carregamentos a volume constante, terão sua resistência diminuída, com conseqüente aumento de poropressão. Por outro lado, os solos dilatantes (isto é, que aumentam de volume em carregamento com variação de volume) terão sua resistência aumentada caso sejam submetidos a carregamentos a volume constante, com conseqüente diminuição de poropressão, e não são suscetíveis à liquefação. Para determinar se o solo é contrátil ou dilatante, foram elaborados gráficos com base em ensaios de laboratórios e de campo, sendo o mais utilizado o de Fear & Robertson (1995) para o CPT.

Com relação à indústria minerária, o uso do método de aterro hidráulico para disposição de rejeitos em polpa, criando as estruturas comumente denominadas de Barragens de Rejeito, pode gerar uma estrutura com grandes variabilidades geotécnicas e mineralógicas, visto que o processo de segregação hidráulica condiciona a formação de acamamentos no aterro. Além disso, caso a disposição dos rejeitos não seja feita de forma apropriada, pode haver a formação de camadas de baixa densidade (isto é, contráteis), as quais são suscetíveis à liquefação, encapsuladas por camadas mais densas (isto é, dilatantes). Por esse motivo, o método de alteamento à montante, no qual a praia de rejeito funciona como fundação do alteamento seguinte, é bastante suscetível à liquefação, principalmente estática. Soma-se a isso a dificuldade de amostragem nesses aterros, já que os rejeitos apresentam pouca ou nenhuma coesão, embora apresentem granulometria nas faixas de silte à argila (Presotti, 2002). Portanto, há a preferência para a utilização dos ensaios de campo para a determinação de parâmetros geotécnicos dos rejeitos, sendo o CPT o mais utilizado.

Já com relação à gestão de riscos, o uso do gráfico F-N (probabilidade anual do evento-número de mortos) é um dos indicativos mais utilizados para avaliar a aceitação ou não dos riscos de determinadas estruturas. Para as barragens, cuja probabilidade anual de ruptura é de cerca de 1 em 10000 ($P = 10^{-4}$), um dos gráficos mais utilizados é o do ANCOLD, que é dividido em três zonas:

risco aceitável, ALARP (*as low as reasonable practible*), e risco inaceitável.

Portanto, esta dissertação teve como objetivo estabelecer uma metodologia de análise probabilística da ruptura por liquefação de barragens, com foco nos aterros hidráulicos de rejeitos de mineração, tendo em vista a probabilidade de ocorrência do gatilho de liquefação (P_g) e as probabilidades de mobilização das resistências não drenadas de pico [$P(FS_{pico} \leq 1)$] e liquefeita [$P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$]. Por fim, essas três probabilidades foram multiplicadas para calcular a probabilidade de falha por liquefação (P_f). Para tanto, foi considerada uma seção hipotética de uma Barragem de Rejeito, sendo avaliada também a suscetibilidade dos rejeitos da referida seção à liquefação. A seguir serão apresentadas as principais conclusões e considerações desta dissertação.

a) Suscetibilidade dos rejeitos à liquefação

A suscetibilidade dos rejeitos à liquefação foi avaliada por meio da curva de Fear & Robertson (1995) a partir das resistências de ponta do cone (CPT). Mesmo havendo alguns pontos na zona dilatante, indicando a presença de lentes de areia, a maior parte dos pontos avaliados encontra-se na zona contrátil, indicando que os rejeitos como um todo são suscetíveis à liquefação.

b) Probabilidade de ocorrência do gatilho de liquefação (P_g)

Para o cálculo da probabilidade P_g foi utilizada a abordagem frequentista a partir do banco de dados de rupturas de Barragens de Rejeito elaborada por Bowker (2019); nesse caso, foi calculada a probabilidade anual de rupturas de Barragens de Rejeito a partir do agrupamento dos dados em décadas, considerando uma estimativa de 3500 Barragens de Rejeito em todo o mundo (Oboni & Oboni, 2013). Como resultado, foi obtido $P_g = 8.10^{-4}$ para a década 2008-2017, na qual foram registrados mais casos. Essa probabilidade tem a mesma ordem de grandeza das probabilidades obtidas por Oboni & Oboni (2013) e Caldwell *et al.* (2015), e é cerca de oito vezes maior que a probabilidade anual de ruptura de barragens, cujo valor é de 10^{-4} (Baecher & Christian, 2003). Plotando os pontos referentes à P_g com o número de mortes de casos famosos de ruptura de Barragens de Rejeito (El Cobre, Aberfan, Stava, Merriespuit, Fundão) no gráfico F-N da ANCOLD, todos os casos situam-se na zona de risco inaceitável. Esta simples constatação é um alerta quanto à confiabilidade das estruturas de disposição de rejeitos de mineração.

c) Probabilidades de mobilização das resistências de pico [$P(FS_{pico} < 1)$] e liquefeita [$P(FS_{liq} < 1|FS_{pico} = 1)$]

Para o cálculo de $P(FS_{pico} \leq 1)$ e $P(FS_{liq} \leq 1|FS_{pico} \leq 1)$ foram feitas análises de equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price) com a seção analisada no programa Geostudio®, para fluxo em regime permanente. Foram feitas as seguintes análises:

- Análise de pico: as resistências dos rejeitos foram expressas pela razão de resistência de pico (Su_{pico}/σ'_v).
 - Método de Olson (2001)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Método de Sadrekarimi (2014)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
- Análises liquefeitas: as resistências dos rejeitos acima do NA foram expressas pela razão de resistência de pico (Su_{pico}/σ'_v) e abaixo do NA pela razão de resistência liquefeita (Su_{liq}/σ'_v).
 - Método de Olson (2001)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Método de Sadrekarimi (2014)
 - Carregamento estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo, PEM, Monte-Carlo
- Análises complementares: método de Sadrekarimi (2014) utilizando apenas parâmetros de cisalhamento direto simples (DSS) para as razões de resistência não-drenadas dos rejeitos.
 - Carregamento estático: FOSM duplo
 - Carregamento quase-estático: FOSM duplo

Nas análises com carregamento quase-estático foram consideradas as acelerações sísmicas de 0,05g na horizontal e 0,025g na vertical, conforme Assumpção *et. al.* (2016). Já nas simulações de Monte-Carlo foram consideradas 1000 rodadas por superfície de ruptura; como o programa fornece histogramas individualizados para cada superfície de ruptura, esses histogramas foram concatenados com o uso do programa estatístico R, gerando assim um histograma global, o qual considera também a variabilidade das próprias superfícies, e a distribuição de probabilidade para o

Fator de Segurança foi obtida pela Estimativa de Densidade Kernel (KDE).

Como resultado, os valores de Fator de Segurança médio do método PEM foram ligeiramente maiores que os obtidos pelo método FOSM (3% - 8% maiores), mas o desvio-padrão foi o mesmo em todos os casos. Além disso, o coeficiente de variação variou entre 2,1% e 4% para as análises de pico e entre 7,5% e 9,8% para as análises liquefeitas em ambos os métodos probabilísticos. Contudo, o método de Monte-Carlo apresentou valores de Fator de Segurança médios bem superiores aos métodos FOSM e PEM, e o coeficiente de variação variou entre 39,1% e 41,1% para as análises de pico e entre 60,5% e 65,7% para as análises liquefeitas. Essa diferença entre os resultados do histograma global e os resultados do FOSM e do PEM é efeito da concatenação dos histogramas, visto que ele também engloba superfícies de ruptura com valores bem maiores de Fator de Segurança e de desvio-padrão em relação à superfície crítica, e que não foram considerados como *outliers* pelo uso da fórmula $Q3 + 1,5.IQR$. Uma alternativa é a eliminação desses *outliers* na própria simulação, restringindo a malha dos centros das superfícies à região com os menores Fatores de Segurança.

Ainda para o Monte-Carlo, o Geostudio® fornece os gráficos dos valores de Fator de Segurança e desvio-padrão em função do número de rodadas para cada superfície de ruptura, e para a superfície crítica ocorreu a convergência desses valores para os mesmos do FOSM e do PEM; isto mostra como estes dois métodos são bastante influenciados pela superfície crítica. Entretanto, como os histogramas das superfícies foram concatenados, é necessário que a convergência também ocorra para o histograma global, e esta convergência não foi possível ser verificada nesta dissertação.

Notou-se também que o método de Sadrekarimi se mostrou mais conservador que o método de Olson, e que os resultados das análises apenas com parâmetros DSS foram muito parecidos com os obtidos utilizando os parâmetros TxC (compressão triaxial), DSS e TxE (extensão triaxial). Portanto, o uso de parâmetros oriundos do ensaio de cisalhamento direto simples pode ser uma alternativa viável e confiável para a análise da liquefação, vista a simplicidade do ensaio.

Da Tabela 8.1 à Tabela 8.4 são apresentados os resumos dos métodos de Olson e Sadrekarimi para cada tipo de carregamento. Para os eventos Disparo da liquefação e Fluxo por liquefação, foram arbitrados os seguintes critérios para uma avaliação qualitativa das probabilidades:

- Não: 0 - 1%

- Pouco provável: 1% - 10%
- Provável: 10% - 50%
- Muito provável: 50% - 99%
- Sim: 99% - 100%

Tabela 8.1. Resumo - Olson - Estático

Método probabilístico	Disparo da liquefação ($FS_{pico} \leq 1$)	Fluxo por liquefação ($FS_{liq} \leq 1 FS_{pico} \leq 1$)
FOSM	Não ($P = 8.10^{-5} \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
PEM	Não ($P = 1.10^{-7} \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
Monte-Carlo	Não ($P = 2.10^{-2} \%$)	Provável ($P = 19 \%$)

Tabela 8.2. Resumo - Olson – Quase-estático

Método probabilístico	Disparo da liquefação ($FS_{pico} \leq 1$)	Fluxo por liquefação ($FS_{liq} \leq 1 FS_{pico} \leq 1$)
FOSM	Provável ($P = 40,1 \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
PEM	Provável ($P = 15,9 \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
Monte-Carlo	Não ($P = 0,5 \%$)	Provável ($P = 25 \%$)

Tabela 8.3. Resumo - Sadrekarimi - Estático

Método probabilístico	Disparo da liquefação ($FS_{pico} \leq 1$)	Fluxo por liquefação ($FS_{liq} \leq 1 FS_{pico} \leq 1$)
FOSM	Não ($P = 7.10^{-4} \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
PEM	Não ($P = 7.10^{-7} \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
Monte-Carlo	Não ($P = 4.10^{-2} \%$)	Provável ($P = 20,2 \%$)

Tabela 8.4. Resumo - Sadrekarimi – Quase-Estático

Método probabilístico	Disparo da liquefação ($FS_{pico} \leq 1$)	Fluxo por liquefação ($FS_{liq} \leq 1 FS_{pico} \leq 1$)
FOSM	Sim ($P = 100 \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
PEM	Sim ($P = 97,7 \%$)	Sim ($P = 100 \%$)
Monte-Carlo	Não ($P = 1,6 \%$)	Provável ($P = 28,5 \%$)

d) Probabilidade de falha por liquefação (P_f)

Por fim, a probabilidade P_f foi calculada como o produto das probabilidades P_g , $P(FS_{pico} \leq 1)$ e $P(FS_{liq} \leq 1 | FS_{pico} \leq 1)$. Para o carregamento estático as probabilidades possuem ordem de grandeza entre 10^{-7} e 10^{-10} , ao passo que no carregamento quase-estático a ordem de grandeza é de

10^{-2} . Mesmo as probabilidades sendo menores que 1%, esses valores devem ser analisados em conjunto com o gráfico F-N, para uma melhor visualização da confiabilidade da estrutura.

8.1. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nas conclusões desta dissertação, são feitas as seguintes recomendações para trabalhos futuros sobre análise probabilística da liquefação:

- Usando Geostudio®: Fazer simulações de Monte-Carlo com diferentes quantidades de rodadas por superfície de ruptura (1000, 5000, 10000,...), plotar os histogramas globais e avaliar, graficamente, a convergência dos valores de Fator de Segurança médio e desvio-padrão. Recomenda-se usar computador com processador potente;
- Usando Geostudio®: Refazer as simulações de Monte-Carlo alterando as configurações Grade e Raio, de modo a restringir a malha dos centros das superfícies de ruptura para região com os menores Fatores de Segurança (*i.e.*, nas proximidades do centro da superfície crítica);
- Para os histogramas globais, avaliar a aderência com distribuições de probabilidade conhecidas (*e.g.*, lognormal) utilizando os testes Kolmogorov-Smirnov ou Qui-Quadrado;
- Avaliar demais programas geotécnicos que trabalhem com análise probabilística (*e.g.*, Slide®);
- Fazer análises com parâmetros de resistência (c , ϕ) oriundos diretamente dos ensaios de cisalhamento direto simples (DSS).
- Fazer análises hidro-mecânicas acopladas para avaliar os efeitos do adensamento dos rejeitos na estabilidade do maciço.
- Executar simulações de Monte-Carlo associadas com o *Random Finite Element Method* (RFEM) para avaliar os efeitos da variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos na análise probabilística do Fator de Segurança. Mais detalhes sobre o RFEM em Fenton & Griffiths (2008).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2017). NBR 13028: Mineração - Elaboração e Apresentação de Projeto de Barragens para Disposição de Rejeitos, Contenção de Sedimentos e Reservação de Água - Requisitos. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 16 p.
- AGÊNCIA BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2009). NBR ISO 31000: Gestão de Riscos – Princípios e Diretrizes. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 32 p.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA (2016). Guia de Orientação e Formulação do Plano de Ação de Emergência - PAE. In: Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens. Agência Nacional de Águas, Brasília, DF, Vol. 4, 129 p.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA (2017). Relatório de Segurança de Barragens 2016. Agência Nacional de Águas, Brasília, DF, 226 p.
- ASSIS, A.P. (2017). Apostila de Estatística Aplicada a Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 278 p.
- ASSUMPCÃO, M., PIRCHINER, M., DOURADO, J.C. & BARROS, L.V. (2016). Terremotos no Brasil: Preparando-se para Eventos Raros. Boletim SBGf, 96: 25-29.
- AUSTRALIAN GOVERNMENT, 2016. Tailings Management - Leading Practice Sustainable Development Program for the Mining Industry. Commonwealth of Australia, Canberra, Austrália, 118 p.
- BAECHER, G.B. & CHRISTIAN, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Willey and Sons, Chichester, UK, 605 p.
- BOWKER, L.N. (2019). World Mine Tailings Failures. Disponível em: <https://worldminetailingsfailures.org/wp-content/uploads/2019/03/World-MineTailings-Failures-as-of-March-12019.xlsx> (Acessado em 1 de Fevereiro de 2019).
- BRASIL (2010). Lei nº 12.334, de 20 de Setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do Art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do Art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, DF. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm (Acessado em 1 de Outubro de 2018)
- BRASIL (2012). Resolução CNRH nº 143, de 10 de Julho de 2012. Estabelece Critérios Gerais de Classificação de Barragens por Categoria de Risco, Dano Potencial Associado e Pelo Volume do Reservatório, em Atendimento ao Art. 7º da Lei Nº 12.334, de 20 de Setembro de 2010. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 4 setembro 2012.
- BRASIL (2019). Resolução ANM 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. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 fevereiro 2019.

CALDWELL, J.A., OBONI, F. & OBONI, C. (2015). Tailings Facility Failures in 2014 and an Update on Failure Statistics. Tailings and Mine Waste 2015, Vancouver, Canadá.

CASAGRANDE, A. (1976). Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands A Critical Review. 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, 5: 79-133.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PROSPECÇÃO MINERAL - DNPM (2018). Informe Mineral 2º/2017. Departamento Nacional de Prospecção Mineral, Brasília, DF, 14 p.

EUROPEAN COMMISSION (2009). Reference Document on Best Available Techniques for Management of Tailings and Waste-Rock in Mining Activities. Disponível em: http://eippcb.jrc.ec.europa.eu/reference/BREF/mmr_adopted_0109.pdf (Acessado em 1 de Novembro de 2018).

ESPÓSITO, T.J. (2000). Metodologia Probabilística e Observacional Aplicada a Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 363 p.

FEAR, C.E. & ROBERTSON, P.K. (1995). Estimating the Undrained Strength of Sand: a Theoretical Framework. Canadian Geotechnical Journal, 32:859-870(1995).

FENTON, G.A. & GRIFFITHS, D.V. (2008). Risk Assessment in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, Hoboken, EUA, 461 p.

FIGUEIREDO, M.M. (2007). Estudo de Metodologias Alternativas de Disposição de Rejeitos Para a Mineração Casa da Pedra - Congonhas/MG. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 127 p.

GEOSLOPE (2017). Stability Modeling with GeoStudio. GEOSLOPE International, Calgary, Canadá, 242 p.

ICOLD & UNEP (2001). Tailing Dams Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Learnt from Practical Experiences - Bulletin 121. ICOLD, Paris, France, 144 p.

LADD, C.C. & FOOTT, R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7):763-786.

LEVINE, D.M., BERESON, M.L. & STEPHAN, D. (2008). Estatística: Teoria e Aplicações Usando Microsoft Excel em Português. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 812p.

MORGENSTERN, N.R., VICK, S.G., VIOTTI, C.B. & WATTS, B.D. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel – Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. The Fundão Tailings Dam Investigation, Belo Horizonte, MG, 88 p.

- MUHAMMAD, K. (2012). Case History-Based Analysis of Liquefaction in Sloping Ground. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, USA, 545 p.
- OBONI, C. & OBONI, F. (2013). Factual and Foreseeable Reliability of Tailings Dams and Nuclear Reactors - A Societal Acceptability Perspective. Tailings and Mine Waste 2013, Banff, Canadá.
- OLSON, S.M. & MATTSON, B.B. (2008). Mode of Shear Effects on Yield and Liquefied Strength Ratios. Canadian Geotechnical Journal, 45:574-587(2008).
- OLSON, S.M. (2001). Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, USA, 546 p.
- OLSON, S.M. (2016). Recent Advances in Evaluating Liquefaction of Tailing Dams (Apresentação). XVIII COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- PEREIRA, E.L. (2005). Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro Sob Carregamento Estático. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 185 p.
- POULOS, S.J., CASTRO, G. & FRANCE, J.W. (1985). Liquefaction Evaluation Procedure. Journal of Geotechnical Engineering, 1985.111:772-792.
- PRESOTTI, E.S. (2002). Influência do Teor de Ferro nos Parâmetros de Resistência de um Rejeito de Minério de Ferro. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 153 p.
- REYNOLDS, S. & VILJOEN, C. (2016). Evaluation of Life Safety Criteria for South African Dams. International Symposium on “Appropriate Technology to Ensure Proper Development, Operation and Maintenance of Dams in Developing Countries”, SANCOLD, Johannesburg, África do Sul, 8: 275-284.
- RIBEIRO, L.F.M. (2000). Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicado a Barragens de Rejeito. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235 p.
- RIBEIRO, V.Q.F. (2015). Proposta de Metodologia para Avaliação do Efeito de Rupturas de Estruturas de Contenção de Rejeitos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 268 p.
- RIZZO, M.L. (2008). Statistical Computing with R. CRC Press, Boca Raton, EUA, 399 p.
- ROBERTSON, P.K. (2015). Comparing CPT and Vs Liquefaction Triggering Methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001338.
- ROSENBLUETH, E. (1975). Point Estimates for Probability Moments. Proceedings - National Academy of Science, 72(10):3812-3814.

- SADREKARIMI, A (2014). Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001182.
- SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. (2012). Ensaios de Campo. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 220 p.
- SENADO FEDERAL (2015). Comissão Externa do Rompimento de Barragem na Região de Mariana-MG - Relatório Preliminar. Senado Federal, Brasília, DF, 92 p.
- SILVA, W.P., VIANA, A.H. & SILVA, J.P.S. (2017). Estimativa de Resistência Não-Drenada para Rejeitos com Comportamento Contrátil (Apresentação). I GEOMIN, Ouro Preto, MG.
- SLADEN, J.A., D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. (1995). Liquefaction of Sands, a Collapse Surface Approach. Canadian Geotechnical Journal, 22:564-578(1985).
- SOUZA, T.C. (2018). Metodologia de Avaliação de Liquefação em Barragens de Rejeito: Uma Abordagem Probabilística. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 261 p.
- VILLAVICENCIO, G., ESPINACE, R., PALMA, J., FOURIE, A. & VALENZUELA, P. (2014). Failures of Sand Tailings in a Highly Seismic Country. Canadian Geotechnical Journal, 51:449-464(2014).
- WEISSTEIN, E.W. (2018). Log Normal Distribution. In: MathWorld - A Wolfram Web Resource. Disponível em: <http://mathworld.wolfram.com/LogNormalDistribution.html> (Acessado em 1 de setembro de 2018).

A. VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS MÉTODOS DE ALTEAMENTO

Tabela A.1. Vantagens e desvantagens - Alteamento à montante (*Australian Government, 2016*)

Aspecto	Vantagens	Desvantagens
Material de empréstimo	Depois da construção do dique de partida, pequenos volumes de empréstimo são necessários para os alteamentos.	Apenas uma pequena cobertura acima dos alteamentos é utilizada.
Custo de construção	Alteamentos subsequentes envolvem pouco material de empréstimo e um custo de transporte desprezível dos rejeitos.	O rejeito deve ser seco o suficiente para ser trafegável e adequado para a construção dos alteamentos.
Pegada de carbono	Alteamentos subsequentes não aumentam a pegada de carbono.	Rejeitos escavados são facilmente expostos à oxidação.
Estabilidade geotécnica		A presença de superfície freática alta pode reduzir consideravelmente a estabilidade; alta suscetibilidade à liquefação sob cargas sísmicas.
Percolação	Rejeitos usados para alteamentos possuem baixa permeabilidade, limitando a percolação.	Controle da percolação torna-se cada vez mais difícil com sucessivos alteamentos.
Contaminantes	Rejeitos secos reduzem a disponibilidade de água para transporte de contaminantes.	Rejeitos escavados são facilmente expostos à oxidação, com formação de ácidos.
Erosão	Cobertura sobre os alteamentos é destinada à proteção contra erosão.	Pequena cobertura ou cobertura com material mal-graduado pode ser suscetível à erosão em longo prazo.

Tabela A.2. Vantagens e desvantagens - Alteamento à jusante (*Australian Government, 2016*)

Aspecto	Vantagens	Desvantagens
Material de empréstimo	Um encapsulamento amplo dos rejeitos é provido.	Grandes volumes de material de empréstimos são necessários.
Custo de construção	A seção do dique de partida não é maior que a utilizada para o alteamento à montante.	Alteamentos subsequentes são gradualmente dispendiosos.
Pegada de carbono	A pegada de carbono para o dique de partida pode ser menor em comparação com o dique de partida do alteamento à montante.	Alteamentos subsequentes aumentam pegada de carbono.
Estabilidade geotécnica	Pode ser melhorada com o uso de material de granulometria grossa para os alteamentos.	O uso de um material fino para empréstimo pode resultar em uma alta superfície freática nos rejeitos.
Percolação	Aparelhos de controle de percolação podem ser facilmente incorporados em alteamentos sucessivos.	O uso de enrocamento pode aumentar a percolação na face do talude, mas o uso de drenos ou filtros pode mitigar isto.
Contaminantes	Encapsulamento limita a exposição dos rejeitos à oxidação.	Encapsulamento mantém o teor de umidade dos rejeitos e, portanto, o potencial de transporte dos contaminantes.
Erosão	Encapsulamento previne a exposição dos rejeitos à erosão.	O uso de material fino para empréstimo ou de rocha intemperizada como cobertura de talude podem aumentar a suscetibilidade à erosão.

B. QUADROS DE CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS DE REJEITO

Tabela B.1. Características técnicas - CT (Brasil, 2012)

Altura da barragem (a)	Comprimento da barragem (b)	Vazão de projeto (c)
altura \leq 15 m (0)	comprimento \leq 50 m (0)	CMP (cheia máxima provável) ou decamilenar (0)
15 m < altura < 30 m (1)	50 m < comprimento < 200 m (1)	Milenar (2)
15 m \leq altura \leq 30 m (4)	200 m \leq comprimento \leq 600 m (2)	Tempo de retorno (TR) = 500 anos (5)
altura > 60 m (7)	comprimento > 600 m (3)	TR inferior a 500 anos ou desconhecida/estudo não confiável (10)

Tabela B.2. Estado de conservação - EC (Brasil, 2012)

Confiabilidade das Estruturas Extravasoras (d)	Percolação (e)	Deformações e Recalques (f)	Deterioração dos Taludes/Paramentos (g)
Estruturas civis bem mantidas e em operação normal/barragem sem necessidade de estruturas extravasoras (0)	Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem (0)	Não existem deformações e recalques com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (0)	Não existe deterioração de taludes e paramentos (0)
Estruturas com problemas identificados e medidas corretivas em implantação (3)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes e ombreiras estáveis e monitorados (3)	Existência de trincas e abatimentos com medidas corretivas em implantação (2)	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de vegetação arbustiva (2)
Estruturas com problemas identificados e sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Existência de trincas e abatimentos sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Erosões superficiais, ferragem exposta, presença de vegetação arbórea, sem implantação das medidas corretivas necessárias. (6)

Confiabilidade das Estruturas Extravasoras (d)	Percolação (e)	Deformações e Recalques (f)	Deterioração dos Taludes/Paramentos (g)
Estruturas com problemas identificados, com redução de capacidade vertente e sem medidas corretivas (10)	Surgência nas áreas de jusante com carreamento de material ou com vazão crescente ou infiltração do material contido, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (10)	Existência de trincas, abatimentos ou escorregamentos, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (10)	Depressões acentuadas nos taludes, escorregamentos, sulcos profundos de erosão, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura. (10)

Tabela B.3. Plano de segurança da barragem - PS (Brasil, 2012)

Documentação de Projeto (h)	Estrutura Organizacional e Qualificação dos Profissionais na Equipe de Segurança da Barragem (i)	Manuais de Procedimentos para Inspeções de Segurança e Monitoramento (j)	Plano de Ação Emergencial - PAE (quando exigido pelo órgão fiscalizador) (k)	Relatórios de inspeção e monitoramento da instrumentação e de Análise de Segurança (l)
Projeto executivo e “como construído” (0)	Possui unidade administrativa com profissional técnico qualificado responsável pela segurança da barragem (0)	Possui manuais de procedimentos para inspeção, monitoramento e operação (0)	Possui PAE (0)	Emite regularmente relatórios de inspeção e monitoramento com base na instrumentação e de Análise de Segurança (0)
Projeto executivo ou “como construído” (2)	Possui profissional técnico qualificado (próprio ou contratado) responsável pela segurança da barragem (1)	Possui apenas manual de procedimentos de monitoramento (2)	Não possui PAE (não é exigido pelo órgão fiscalizador) (2)	Emite regularmente apenas relatórios de Análise de Segurança (2)

Documentação de Projeto (h)	Estrutura Organizacional e Qualificação dos Profissionais na Equipe de Segurança da Barragem (i)	Manuais de Procedimentos para Inspeções de Segurança e Monitoramento (j)	Plano de Ação Emergencial - PAE (quando exigido pelo órgão fiscalizador) (k)	Relatórios de inspeção e monitoramento da instrumentação e de Análise de Segurança (l)
Projeto básico (5)	Possui unidade administrativa sem profissional técnico qualificado responsável pela segurança da barragem (3)	Possui apenas manual de procedimentos de inspeção (4)	PAE em elaboração (4)	Emite regularmente apenas relatórios de inspeção e monitoramento (4)
Projeto conceitual (8)	Não possui unidade administrativa e responsável técnico qualificado pela segurança da barragem (6)	Não possui manuais ou procedimentos formais para monitoramento e inspeções (8)	Não possui PAE (quando for exigido pelo órgão fiscalizador) (8)	Emite regularmente apenas relatório de inspeção visual (6)

Tabela B.4. Dano potencial associado - DPA (Brasil, 2012)

Volume Total do Reservatório (a)	Existência de população a jusante (b)	Impacto ambiental (c)	Impacto socioeconômico (d)
Muito Pequeno: $V \leq 500$ mil m ³ (1)	INEXISTENTE (não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transitando na área afetada a jusante da barragem) (0)	INSIGNIFICANTE (área afetada a jusante da barragem encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais e a estrutura armazena apenas resíduos Classe II B - Inertes, segundo a NBR 10.004 da ABNT) (0)	INEXISTENTE (não existem quaisquer instalações na área afetada a jusante da barragem) (0)

Volume Total do Reservatório (a)	Existência de população a jusante(b)	Impacto ambiental (c)	Impacto socioeconômico (d)
Pequeno: 500 mil a 5 milhões m ³ (2)	POUCO FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local) (3)	POUCO SIGNIFICATIVO (área afetada a jusante da barragem não apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B – Inertes, segundo a NBR 10.004 da ABNT) (2)	BAIXO (existe pequena concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômico-cultural na área afetada a jusante da barragem) (1)
Médio: 5 milhões a 25 milhões m ³ (3)	FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe rodovia municipal ou estadual ou federal ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas) (5)	SIGNIFICATIVO (área afetada a jusante da barragem apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B - Inertes, segundo a NBR 10.004 da ABNT) (6)	MÉDIO (existe moderada concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômico-cultural na área afetada a jusante da barragem) (3)
Grande: 25 milhões a 50 milhões m ³ (4)	EXISTENTE (existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas) (10)	MUITO SIGNIFICATIVO (barragem armazena rejeitos ou resíduos sólidos classificados na Classe II A - Não Inertes, segundo a NBR 10004 da ABNT) (8)	ALTO (existe alta concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância socioeconômico cultural na área afetada a jusante da barragem) (5)
Muito Grande: V ≥ 50 milhões m ³ (5)	-	MUITO SIGNIFICATIVO AGRAVADO (barragem armazena rejeitos ou resíduos sólidos classificados na Classe I – Perigosos segundo a NBR 10004 da ABNT) (10)	-

C. CÓDIGO DO PROGRAMA R

Obs: Este código foi utilizado para plotar o histograma global da análise de pico, método de Olson, carregamento estático. Para as demais análises, basta mudar o nome das legendas e o nome do arquivo Excel®. Ainda, caso as bibliotecas *readxl* e *spatstat* não estejam disponíveis, elas podem ser instaladas com o uso do comando *install.packages()* [e.g., *install.packages("readxl")*]

#1 - Chamando a planilha do Excel

```
library(readxl)
tabela <- read_excel("C:/Users/Usuário/Desktop/Tabelas Monte-Carlo/B11 - MC1000.xlsx",
sheet = "B11")
```

#2 - Aplicando a distribuição normal para cada superfície de ruptura

```
histogramas <- apply(tabela, 1, function(x) {rnorm(100, mean=x[1], sd=x[2])})
ncol(histogramas) #2693
nrow(histogramas) #100
```

#3 - Concatenando os histogramas gerados no passo 2

```
histogramas_vetor = c(histogramas)
summary(histogramas_vetor)
```

#4 - Eliminando os outliers e obtendo o histograma final

```
outlier_cutoff1 <- quantile(histogramas_vetor, 0.75) + 1.5*IQR(histogramas_vetor)
outliers1 <- which(histogramas_vetor > outlier_cutoff1)
histogramas_vetor2 <- histogramas_vetor[-outliers1]
outlier_cutoff2 = 0
outliers2 <- which(histogramas_vetor2 < outlier_cutoff2)
histogramas_vetor3 <- histogramas_vetor2[-outliers2]
```

#5 - Obtendo a média, o desvio padrão, a mediana e os quartis do histograma final

```
mean(histogramas_vetor3)
sd(histogramas_vetor3)
summary(histogramas_vetor3)
```

#6 - Plotando o histograma, o KDE e o boxplot

```
hist(histogramas_vetor3, main="Monte Carlo - Olson - Pico - Estático", prob=T, xlab='Fator de  
segurança', ylab='Densidade', xlim=c(0,8), ylim=c(0,0.5))
```

```
curva<-lines(density(histogramas_vetor3), col="blue", lwd=2)
```

```
boxplot(histogramas_vetor3, main="Monte Carlo - Olson - Pico - Estático", ylab='Fator de  
segurança', outline=F, col="yellow")
```

#7 - Verificando a largura de banda (bw) do KDE

```
n<-length(histogramas_vetor3)
```

```
h1<-0.9*min(IQR(histogramas_vetor3)/1.34, sd(histogramas_vetor3))*(n^(-1/5))
```

```
print(h1)
```

```
print(density(histogramas_vetor3))
```

#8 - Calculando a probabilidade acumulada

```
library(spatstat)
```

```
curva <- density(histogramas_vetor3)
```

```
acumulado<-CDF(curva)
```

```
acumulado(1)
```

D. CASOS HISTÓRICOS DE LIQUEFAÇÃO

Tabela D.1. Casos históricos de liquefação

Legenda						
	Casos 1 a 26: Olson (2001)					
	Caso 27: Morgenstern <i>et. al.</i> (2016)					
	Casos 28 a 40: ICOLD & UNEP (2001)					
	Casos 41 a 49: Villavicencio <i>et. al.</i> (2014)					
	Casos 50 a 69: Muhammad (2012)					
	Casos 70 a 94: Silva (2018)					
Em vermelho: casos agrupados						
Caso	Estrutura	País	Ano de ruptura	Ano de abertura	Método construtivo/tipo	Gatilho
1	Zeeland - Vlietepolder	Holanda	1889			Estático
2	Wachusett Dam - North Dike	EUA	1907	1904	Núcleo compactado + aterro não-controlado (taludes)	Estático
3	Cavaleras Dam	EUA	1918	1914	Aterro hidráulico (core) + aterro não-compactado (taludes)	Estático
4	Sheffield Dam	EUA	1925	1917	Barragem de terra	Sísmico
5	Helsinki Harbor	Finlândia	1936	1936	Aterro hidráulico + enrocamento	Estático
6	Fort peck Dam	EUA	1938	1934	Aterro hidráulico	Estático
7	Solfatara Canal Dike	México	1940		Depósito arenoso	Sísmico
8	Kawagishi-Cho Building	Japão	1964	1955	Depósito arenoso	Sísmico
9	Uetsu Railway Embankment	Japão	1964		Aterro arenoso sobre turfa	Sísmico
10	El Cobre Old Tailings Dam	Chile	1965	1930	Alteamento à montante	Sísmico
11	Koda Numa Highway Embankment	Japão	1968		Aterro arenoso (sobre argila)	Sísmico
12	Metoki Road Embankment	Japão	1968		Aterro arenoso (sobre depósito de areia siltosa fofa)	Sísmico
13	Hokkaido Tailings Dam	Japão	1968		Barragem de rejeito	Sísmico
14	Lower San Fernando Dam	EUA	1971	1912	Aterro hidráulico sobre aluvião	Sísmico
15	Tar Island Dyke	Canadá	1974	1974	Alteamento à montante (sobre areia de praia)	Estático
16	Mochi-Koshi Tailings Dam - Dikes 1 and 2	Japão	1978	1965	Alteamento à montante (diqe de partida: solo vulcânico)	Sísmico
17	Nerlerk Berm - Slide 1, 2 and 3	Canadá	1983	1982	Aterro hidráulico	Estático
18	Hachiro-Gata Road Embankment	Japão	1983		Aterro arenoso	Sísmico
19	Asele Road Embankment	Suécia	1983		Barragem de terra	Estático
20	La Marquesa Dam - US/DS slopes	Chile	1985	1943	Barragem de terra	Sísmico
21	La Palma Dam	Chile	1985	1935	Barragem de terra	Sísmico
22	Lake Ackerman Highway Embankment	EUA	1987	1950	Aterro hidráulico	Estático
23	Chonan middle School	Japão	1987	1960	Aterro ferroviário	Sísmico
24	Nalband Railway Embankment	Armênia	1988		Aterro ferroviário	Sísmico
25	Shibecha-Cho Embankment	Japão	1993		Aterro ferroviário	Sísmico
26	Route 22 at Higashiarekinai	Japão	1993		Aterro ferroviário	Sísmico
27	Barragem do Fundão	Brasil	2015			Sísmico
28	Pit n° 2	Austrália	1977		Alteamento à montante	Estático
29	Sgurigrad	Bulgária	1996		Alteamento à montante	Estático
30	Fernandinho	Brasil	1986		Alteamento à montante	Estático
31	Sem identificação	África do Sul				Estático
32	Cerro Negro n° 4	Chile	1985		Alteamento à montante	Sísmico
33	Veta de água	Chile	1985		Alteamento à montante	Sísmico
34	Cerro Negro n° 1, 2, 3	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
35	Hierro Viejo	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
36	La Patagua New Dam	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
37	Los Maquis n° 1, 3	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
38	Barahona	Chile	1928	1920	Rejeito arenoso ciclonico	Sísmico
39	Casapalca	Peru			Alteamento à montante	Sísmico
40	GCOS	Canadá	1974		Alteamento à montante	Estático
41	Bellavista	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
42	El Sauce 1, 2, 3, 4	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
43	Ramayama	Chile	1965		Alteamento à montante	Sísmico
44	Almendo	Chile	1997		Alteamento à montante	Sísmico
45	Algarrobo	Chile	1997		Alteamento à montante	Sísmico
46	Maitén	Chile	1997		Alteamento à montante	Sísmico
47	Tranque Antiguo Planta La Cocinera	Chile	1997		Alteamento à montante/linha de centro	Sísmico
48	Tranque Adosado Planta Alhué	Chile	2010		Alteamento à jusante	Sísmico
49	Las Palmas	Chile	2010			Sísmico
50	Spitak embankment (slides 1 e 2)	Armênia	1988			Sísmico
51	Sullivan Tailings Dam	Canadá	1991	1905	Alteamento à montante	Estático
52	Kushiro River (left/right banks dikes)	Japão	1993			Sísmico
53	Tohnai dike	Japão	1993	1937		Sísmico
54	Pashikuru (route 38) road embankment	Japão	1993			Sísmico
55	Itoizawa (route 44) road embankment	Japão	1993			Sísmico
56	Merriespruit Tailings Dam	África do Sul	1994		Alteamento à montante	Estático
57	King Harbor Mole B	EUA	1994			Sísmico
58	Upper Niteko Dam	Japão	1995			Sísmico
59	Middle Niteko Dam	Japão	1995			Sísmico
60	Torishima dike	Japão	1995			Sísmico
61	Nishijima dike	Japão	1995	1971		Sísmico
62	Idenoshiri dam	Japão	1995			Sísmico

63	Jamuna Bridge	Bangladesh	1996	1995		Estático
64	Chang dam	India	2001	1959		Sísmico
65	Shivlakha dam	India	2001	1954		Sísmico
66	Kaswati dam	India	2001	1973		Sísmico
67	Fategadh dam	India	2001	1979		Sísmico
68	Suvi dam	India	2001	1959		Sísmico
69	Tapar dam	India	2001	1976		Sísmico
70	Herculano	Brasil	2014		Alteamento à montante	Estático
71	Mount Polley	Canadá	2014		Alteamento à montante	Estático
72	Karamken	Rússia	2009			
73	Taoshi	China	2008			
74	Kingston fossil plant	EUA	2008			
75	Nchanga	Zâmbia	2006			
76	Sem identificação	China	2006			
77	Bangs lake	EUA	2005			
78	Riverview	EUA	2004			
79	Los Frailes	Espanha	1998		Alteamento à jusante	Estático
80	Pinto valley	EUA	1997			
81	Amatista	Peru	1996		Alteamento à montante	
82	Tapo Canyon	EUA	1994		Alteamento à montante	Sísmico
83	Saaiplaas	África do Sul	1993	1981	Alteamento à montante	Estático
84	Soda lake	EUA	1989		Alteamento à montante	
85	Stava (2 barragens de rejeito)	Italia	1985		Alteamento à montante	Estático
86	Tyrone	EUA	1980			
87	Bafokeng	África do Sul	1974		Alteamento à montante	Estático
88	Mufulira	Zâmbia	1970			
89	Bilbao	Espanha	1969			
90	Sem identificação	EUA	1966			
91	Aberfan	Reino Unido	1966			Estático
92	El cobre New Tailings dam	Chile	1965	1963	Alteamento à jusante	Sísmico
93	Sem identificação	Peru	1962			
94	Santander	Espanha				

E. PLANILHAS DE CÁLCULO (FOSM DUPLO E PEM)

Tabela E.1. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Estático - FOSM duplo

FS médio	1,24	Var (FS)	0,002433	SD (FS)	0,0493	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)							
Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	1,25	16,11	1,23	3,121E-05	1,153476	0,000036	1,48%	
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	1,24	13,59	1,24	0	0,820836	0	0,00%	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	1,24	17,03	1,24	0	1,288679	0	0,00%	
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	1,24	17,55	1,24	0	1,3689	0	0,00%	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	1,24	20,27	1,24	0	1,825741	0	0,00%	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	1,24	18,82	1,24	0	1,574021	0	0,00%	
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	1,23	23,26	1,25	1,49767E-05	2,40374	3,6E-05	1,48%	
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	1,22	22,96	1,27	9,60415E-05	2,342736	0,000225	9,25%	
Rejeito C	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	1,28	23,11	1,21	0,000185757	2,374065	0,000441	18,13%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	1,25	16,47	1,24	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,37%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	1,24	18,9	1,25	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0,37%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	1,25	18,36	1,24	6,0073E-06	1,498176	9E-06	0,37%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	1,24	11,7	1,24	0	0,6084	0	0,00%	
Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	1,25	26,1	1,24	2,97265E-06	134,56	0,0004	16,44%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	1,24	2,7	1,24	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,24	10,8	1,24	0	23,04	0	0,00%	
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,24	10,8	1,24	0	23,04	0	0,00%	
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,24	10,8	1,24	0	23,04	0	0,00%	
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	1,24	45,9	1,24	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,24	0	1,24	0	0,01	0	0,00%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	1,24	12,6	1,24	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,24	0	1,24	0	0,01	0	0,00%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	1,24	9,9	1,24	0	19,36	0	0,00%	
Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	1,25	19,8	1,24	5,16529E-06	4,84	0,000025	1,03%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	1,24	24,3	1,24	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	1,24	30,6	1,24	0	46,24	0	0,00%	
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	1,24	22,95	1,24	0	26,01	0	0,00%	
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	1,24	31,5	1,24	0	49	0	0,00%	
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	1,24	31,5	1,24	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	1,25	27	1,24	2,77778E-06	9	0,000025	1,03%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	1,25	20,7	1,24	4,7259E-06	5,29	0,000025	1,03%	
Brita	10%	30	3	3	33	1,24	27	1,24	0	9	0	0,00%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	1,24	29,7	1,24	0	10,89	0	0,00%	
Razão de resistência de pico													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A	0,3896	0,1903	0,03896	0,4286	1,24	0,3506	1,24	0	0,036214	0	0,00%		
Rejeito B	0,2217	0,0158	0,02217	0,2439	1,28	0,1995	1,21	2,492325164	0,00025	0,000622184	25,57%		
Rejeito C	0,2229	0,0071	0,02229	0,2452	1,32	0,2006	1,17	11,32145878	5,04E-05	0,000570715	23,46%		

Tabela E.2. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Estático - PEM

FS (x medios) 1,24

μ (FS) 1,30135
 CV (FS) 0,03856
 σ (FS) 0,05018

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	1,25	16,83	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	1,24	14,19	1,24	1,24		1	0	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	1,24	17,78	1,24	1,24		1	0	
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	1,24	18,33	1,24	1,24		1	0	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	1,24	21,17	1,24	1,24		1	0	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	1,24	19,66	1,24	1,24		1	0	
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	27,39	1,24	24,29	1,25	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	27,04	1,23	23,98	1,26	1,245	1,004032258	0,012048	1,00014516	
Rejeito C	6%	25,68	1,5408	27,22	1,26	24,14	1,22	1,24		1	0,016129	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	1,25	17,2	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Lastro	6%	21	1,26	22,26	1,24	19,74	1,25	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	1,24	19,18	1,24	1,24		1	0	
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	1,24	12,22	1,24	1,24		1	0	

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	1,26	17,4	1,23	1,245	1,004032258	0,012048	1,00014516	
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	1,24	1,8	1,24	1,24		1	0	
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	1,24	7,2	1,24	1,24		1	0	
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	1,24	7,2	1,24	1,24		1	0	
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	1,24	7,2	1,24	1,24		1	0	
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	1,24	30,6	1,24	1,24		1	0	
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	1,24	0,15	1,24	1,24		1	0	
Lastro	40%	14	5,6	19,6	1,24	8,4	1,24	1,24		1	0	
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	1,24	0,15	1,24	1,24		1	0	
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	1,24	6,6	1,24	1,24		1	0	

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	1,25	19,8	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	1,24	21,6	1,24	1,24		1	0	
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	1,24	27,2	1,24	1,24		1	0	
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	1,24	20,4	1,24	1,24		1	0	
Maçico C	20%	35	7	42	1,24	28	1,24	1,24		1	0	
Maçico D	20%	35	7	42	1,24	28	1,24	1,24		1	0	
Areia	10%	30	3	33	1,25	27	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	1,25	20,7	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613	
Brita	10%	30	3	33	1,24	27	1,24	1,24		1	0	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	1,24	29,7	1,24	1,24		1	0	

Razão de resistência de pico												
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²		
Rejeito A	0,3896	0,1903	0,5799	1,25	0,1993	1,24	1,245	1,004032258	0,004016	1,00001613		
Rejeito B	0,2217	0,0158	0,2375	1,27	0,2059	1,22	1,245	1,004032258	0,02008	1,00040322		
Rejeito C	0,2229	0,0071	0,23	1,27	0,2158	1,22	1,245	1,004032258	0,02008	1,00040322		

Tabela E.3. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio	1,01	Var (FS)	0,00156	SD (FS)	0,0395	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)						
Peso específico												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	1,02	16,11	1	3,121E-05	1,153476	0,000036	2,31%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	1,01	13,59	1,01	0	0,820836	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	1,01	17,03	1,01	0	1,288679	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	1,01	17,55	1,01	0	1,3689	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	1,01	20,27	1,01	0	1,825741	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	1,01	18,82	1,01	0	1,574021	0	0,00%
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	1,01	23,26	1,02	3,74417E-06	2,40374	9E-06	0,58%
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	1	22,96	1,03	3,4575E-05	2,342736	8,1E-05	5,19%
Rejeito C	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	1,03	23,11	0,99	6,06555E-05	2,374065	0,000144	9,23%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	1,02	16,47	1,01	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,58%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	1,01	18,9	1,02	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0,58%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	1,01	18,36	1,01	0	1,498176	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	1,01	11,7	1,01	0	0,6084	0	0,00%
Coesão												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	1,02	26,1	1,01	2,97265E-06	134,56	0,0004	25,63%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	1,01	2,7	1,01	0	1,44	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,01	10,8	1,01	0	23,04	0	0,00%
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,01	10,8	1,01	0	23,04	0	0,00%
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,01	10,8	1,01	0	23,04	0	0,00%
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	1,01	45,9	1,01	0	416,16	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,01	0	1,01	0	0,01	0	0,00%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	1,01	12,6	1,01	0	31,36	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,01	0	1,01	0	0,01	0	0,00%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	1,01	9,9	1,01	0	19,36	0	0,00%
Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	1,02	19,8	1,01	5,16529E-06	4,84	0,000025	1,60%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	1,01	24,3	1,01	0	29,16	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	1,01	30,6	1,01	0	46,24	0	0,00%
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	1,01	22,95	1,01	0	26,01	0	0,00%
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	1,01	31,5	1,01	0	49	0	0,00%
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	1,01	31,5	1,01	0	49	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	1,02	27	1,01	2,77778E-06	9	0,000025	1,60%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	1,01	20,7	1,01	0	5,29	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	1,01	27	1,01	0	9	0	0,00%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	1,01	29,7	1,01	0	10,89	0	0,00%
Razão de resistência de pico												
Material		Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Rejeito A		0,3896	0,1903	0,03896	0,4286	1,01	0,3506	1,01	0	0,036214	0	0,00%
Rejeito B		0,2217	0,0158	0,02217	0,2439	1,04	0,1995	0,98	1,831096039	0,00025	0,000457115	29,30%
Rejeito C		0,2229	0,0071	0,02229	0,2452	1,07	0,2006	0,95	7,245733621	5,04E-05	0,000365257	23,41%

Tabela E.4. Planilha de cálculo - Pico - Olson - Quase-Estático - PEM

FS (x medios) 1,01

 μ (FS) 1,04037

CV (FS) 0,03634

 σ (FS) 0,03781

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	1,02	16,83	1,01	1,015	1,004950495	0,004926	1,00002427	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	1,01	14,19	1,01	1,01		1	0	1
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	1,01	17,78	1,01	1,01		1	0	1
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	1,01	18,33	1,01	1,01		1	0	1
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	1,01	21,17	1,01	1,01		1	0	1
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	1,01	19,66	1,01	1,01		1	0	1
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	27,39	1,01	24,29	1,02	1,015	1,004950495	0,004926	1,00002427	
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	27,04	1	23,98	1,02	1,01		1	0,009901	1,00009803
Rejeito C	6%	25,68	1,5408	27,22	1,03	24,14	1	1,015	1,004950495	0,014778	1,0002184	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	1,01	17,2	1,01	1,01		1	0	1
Lastro	6%	21	1,26	22,26	1,01	19,74	1,01	1,01		1	0	1
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	1,01	19,18	1,01	1,01		1	0	1
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	1,01	12,22	1,01	1,01		1	0	1

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	1,02	17,4	1	1,01		1	0,009901	1,00009803
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	1,01	1,8	1,01	1,01		1	0	1
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	1,01	7,2	1,01	1,01		1	0	1
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	1,01	7,2	1,01	1,01		1	0	1
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	1,01	7,2	1,01	1,01		1	0	1
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	1,01	30,6	1,01	1,01		1	0	1
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	1,01	0,15	1,01	1,01		1	0	1
Lastro	40%	14	5,6	19,6	1,01	8,4	1,01	1,01		1	0	1
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	1,01	0,15	1,01	1,01		1	0	1
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	1,01	6,6	1,01	1,01		1	0	1

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	1,02	19,8	1,01	1,015	1,004950495	0,004926	1,00002427	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	1,01	21,6	1,01	1,01		1	0	1
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	1,01	27,2	1,01	1,01		1	0	1
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	1,01	20,4	1,01	1,01		1	0	1
Maçico C	20%	35	7	42	1,01	28	1,01	1,01		1	0	1
Maçico D	20%	35	7	42	1,01	28	1,01	1,01		1	0	1
Areia	10%	30	3	33	1,02	27	1,01	1,015	1,004950495	0,004926	1,00002427	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	1,01	20,7	1,01	1,01		1	0	1
Brita	10%	30	3	33	1,01	27	1,01	1,01		1	0	1
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	1,01	29,7	1,01	1,01		1	0	1

Razão de resistência de pico												
Material		Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Rejeito A		0,3896	0,1903	0,5799	1,02	0,1993	1,01	1,015	1,004950495	0,004926	1,00002427	
Rejeito B		0,2217	0,0158	0,2375	1,03	0,2059	0,99	1,01		1	0,019802	1,00039212
Rejeito C		0,2229	0,0071	0,23	1,03	0,2158	0,99	1,01		1	0,019802	1,00039212

Tabela E.5. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Estático - FOSM duplo

FS médio 1,13 Var (FS) 0,00099 SD (FS) 0,0315

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	1,14	16,11	1,12	3,121E-05	1,153476	3,6E-05	0	3,64%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	1,13	13,59	1,13	0	0,820836	0	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	1,13	17,03	1,13	0	1,288679	0	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	1,13	17,55	1,13	0	1,3689	0	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	1,13	20,27	1,13	0	1,825741	0	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	1,13	18,82	1,13	0	1,574021	0	0	0,00%
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	1,13	23,26	1,14	3,74417E-06	2,40374	9E-06	0,91%	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	1,12	22,96	1,14	1,53666E-05	2,342736	3,6E-05	3,64%	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	1,12	22,96	1,14	1,53666E-05	2,342736	3,6E-05	3,64%	
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	1,15	23,11	1,11	6,06555E-05	2,374065	0,000144	14,55%	
Rejeito C - TxE	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	1,14	23,11	1,12	1,51639E-05	2,374065	3,6E-05	3,64%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	1,14	16,47	1,13	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,91%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	1,13	18,9	1,14	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0,91%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	1,13	18,36	1,13	0	1,498176	0	0,00%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	1,13	11,7	1,13	0	0,6084	0	0,00%	

Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	1,14	26,1	1,13	2,97265E-06	134,56	0,0004	40,40%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	1,13	2,7	1,13	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,13	10,8	1,13	0	23,04	0	0,00%	
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,13	10,8	1,13	0	23,04	0	0,00%	
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,13	10,8	1,13	0	23,04	0	0,00%	
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	1,13	45,9	1,13	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,13	0	1,13	0	0,01	0	0,00%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	1,13	12,6	1,13	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,13	0	1,13	0	0,01	0	0,00%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	1,13	9,9	1,13	0	19,36	0	0,00%	

Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	1,14	19,8	1,13	5,16529E-06	4,84	0,000025	2,53%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	1,13	24,3	1,13	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	1,13	30,6	1,13	0	46,24	0	0,00%	
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	1,13	22,95	1,13	0	26,01	0	0,00%	
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	1,13	31,5	1,13	0	49	0	0,00%	
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	1,13	31,5	1,13	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	1,13	27	1,13	0	9	0	0,00%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	1,13	20,7	1,13	0	5,29	0	0,00%	
Brita	10%	30	3	3	33	1,13	27	1,13	0	9	0	0,00%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	1,13	29,7	1,13	0	10,89	0	0,00%	

Razão de resistência de pico													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,03223	0,3545	1,13	0,2901	1,13	0	0,011342	0	0,00%		
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,02283	0,2511	1,15	0,2055	1,11	0,767446603	7,74E-05	5,94311E-05	6,00%		
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	1,15	0,1785	1,12	0,572185818	7,74E-05	4,43101E-05	4,48%		
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,0199	0,2189	1,19	0,1791	1,07	9,090679528	0,000016	0,000145451	14,69%		
Rejeito C - TxE	0,1383	0,0025	0,01383	0,1521	1,14	0,1245	1,13	0,130706037	6,25E-06	8,16913E-07	0,08%		

Tabela E.6. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Estático - PEM

FS (x medios) 1,13

μ (FS) 1,17062
 CV (FS) 0,02931
 σ (FS) 0,03431

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	1,14	16,83	1,13	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	1,13	14,19	1,13	1,13	1	0	1	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	1,13	17,78	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	1,13	18,33	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	1,13	21,17	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	1,13	19,66	1,13	1,13	1	0	1	
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	27,39	1,13	24,29	1,14	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	27,04	1,13	23,98	1,14	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	27,04	1,12	23,98	1,14	1,13	1	0,00885	1,00007831	
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	27,22	1,15	24,14	1,12	1,135	1,004424779	0,013216	1,00017466	
Rejeito C - TxE	6%	25,68	1,5408	27,22	1,14	24,14	1,13	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	1,13	17,2	1,13	1,13	1	0	1	
Lastro	6%	21	1,26	22,26	1,13	19,74	1,14	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	1,13	19,18	1,13	1,13	1	0	1	
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	1,13	12,22	1,13	1,13	1	0	1	

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	1,15	17,4	1,11	1,13	1	0,017699	1,00031326	
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	1,13	1,8	1,13	1,13	1	0	1	
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	1,13	7,2	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	1,13	7,2	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	1,13	7,2	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	1,13	30,6	1,13	1,13	1	0	1	
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	1,13	0,15	1,13	1,13	1	0	1	
Lastro	40%	14	5,6	19,6	1,13	8,4	1,13	1,13	1	0	1	
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	1,13	0,15	1,13	1,13	1	0	1	
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	1,13	6,6	1,13	1,13	1	0	1	

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	1,14	19,8	1,13	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	1,13	21,6	1,13	1,13	1	0	1	
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	1,13	27,2	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	1,13	20,4	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico C	20%	35	7	42	1,13	28	1,13	1,13	1	0	1	
Maçico D	20%	35	7	42	1,13	28	1,13	1,13	1	0	1	
Areia	10%	30	3	33	1,13	27	1,13	1,13	1	0	1	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	1,13	20,7	1,13	1,13	1	0	1	
Brita	10%	30	3	33	1,13	27	1,13	1,13	1	0	1	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	1,13	29,7	1,13	1,13	1	0	1	

YSR												
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,4288	1,13	0,2158	1,13	1,13	1,13	1	0	1	
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,2371	1,14	0,2195	1,12	1,13	1,13	1	0,00885	1,00007831	
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,2071	1,14	0,1895	1,13	1,135	1,135	1,004424779	0,004405	1,00001941	
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,203	1,14	0,195	1,12	1,13	1,13	1	0,00885	1,00007831	
Rejeito C - TxE	0,1383	0,0025	0,1408	1,13	0,1358	1,13	1,13	1,13	1	0	1	

Tabela E.7. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio	0,92	Var (FS)	0,000375	SD (FS)	0,0194
----------	------	----------	----------	---------	--------

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,93	16,11	0,92	7,8025E-06	1,153476	9E-06	2,40%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,92	13,59	0,92	0	0,820836	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,92	17,03	0,92	0	1,288679	0	0,00%
Maciço B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,92	17,55	0,92	0	1,3689	0	0,00%
Maciço C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,92	20,27	0,92	0	1,825741	0	0,00%
Maciço D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,92	18,82	0,92	0	1,574021	0	0,00%
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,92	23,26	0,93	3,74417E-06	2,40374	9E-06	2,40%
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,92	22,96	0,93	3,84166E-06	2,342736	9E-06	2,40%
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,92	22,96	0,93	3,84166E-06	2,342736	9E-06	2,40%
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,94	23,11	0,91	3,41187E-05	2,374065	8,1E-05	21,60%
Rejeito C - TxE	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,93	23,11	0,92	3,79097E-06	2,374065	9E-06	2,40%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,93	16,47	0,92	7,46514E-06	1,205604	9E-06	2,40%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,92	18,9	0,93	5,66893E-06	1,5876	9E-06	2,40%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,92	18,36	0,92	0	1,498176	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,92	11,7	0,92	0	0,6084	0	0,00%

Coesão												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,92	26,1	0,92	0	134,56	0	0,00%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,92	2,7	0,92	0	1,44	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%
Maciço B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%
Maciço C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%
Maciço D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,92	45,9	0,92	0	416,16	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,92	0	0,92	0	0,01	0	0,00%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,92	12,6	0,92	0	31,36	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,92	0	0,92	0	0,01	0	0,00%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,92	9,9	0,92	0	19,36	0	0,00%

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,93	19,8	0,92	5,16529E-06	4,84	0,000025	6,67%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,92	24,3	0,92	0	29,16	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,92	30,6	0,92	0	46,24	0	0,00%
Maciço B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,92	22,95	0,92	0	26,01	0	0,00%
Maciço C	20%	35	7	3,5	38,5	0,92	31,5	0,92	0	49	0	0,00%
Maciço D	20%	35	7	3,5	38,5	0,92	31,5	0,92	0	49	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	0,93	27	0,92	2,77778E-06	9	0,000025	6,67%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,92	20,7	0,92	0	5,29	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	0,92	27	0,92	0	9	0	0,00%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,92	29,7	0,92	0	10,89	0	0,00%

Razão de resistência de pico												
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,03223	0,3545	0,92	0,2901	0,92	0	0,011342	0	0,00%	
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,02283	0,2511	0,94	0,2055	0,9	0,767446603	7,74E-05	5,94311E-05	15,85%	
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	0,93	0,1785	0,91	0,254304808	7,74E-05	1,96934E-05	5,25%	
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,0199	0,2189	0,97	0,1791	0,87	6,312971895	0,000016	0,000101008	26,94%	
Rejeito C - TxE	0,1383	0,0025	0,01383	0,1521	0,93	0,1245	0,92	0,130706037	6,25E-06	8,16913E-07	0,22%	

Tabela E.8. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático - PEM

FS (x medios) 0,92

μ (FS)	0,96077
CV (FS)	0,02426
σ (FS)	0,0233

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	0,93	16,83	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	0,92	14,19	0,92	0,92	1	0	1	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	0,92	17,78	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	0,92	18,33	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	0,92	21,17	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	0,92	19,66	0,92	0,92	1	0	1	
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	27,39	0,92	24,29	0,92	0,92	1	0	1	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	27,04	0,92	23,98	0,93	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	27,04	0,92	23,98	0,93	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	27,22	0,93	24,14	0,91	0,92	1	0,01087	1,00011815	
Rejeito C - TxE	6%	25,68	1,5408	27,22	0,93	24,14	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	0,92	17,2	0,92	0,92	1	0	1	
Lastro	6%	21	1,26	22,26	0,92	19,74	0,92	0,92	1	0	1	
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	0,92	19,18	0,92	0,92	1	0	1	
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	0,92	12,22	0,92	0,92	1	0	1	

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	0,93	17,4	0,91	0,92	1	0,01087	1,00011815	
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	0,92	1,8	0,92	0,92	1	0	1	
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	0,92	7,2	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	0,92	7,2	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	0,92	7,2	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	0,92	30,6	0,92	0,92	1	0	1	
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	0,92	0,15	0,92	0,92	1	0	1	
Lastro	40%	14	5,6	19,6	0,92	8,4	0,92	0,92	1	0	1	
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	0,92	0,15	0,92	0,92	1	0	1	
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	0,92	6,6	0,92	0,92	1	0	1	

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	0,93	19,8	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	0,92	21,6	0,92	0,92	1	0	1	
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	0,92	27,2	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	0,92	20,4	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico C	20%	35	7	42	0,92	28	0,92	0,92	1	0	1	
Maçico D	20%	35	7	42	0,92	28	0,92	0,92	1	0	1	
Areia	10%	30	3	33	0,93	27	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	0,92	20,7	0,92	0,92	1	0	1	
Brita	10%	30	3	33	0,92	27	0,92	0,92	1	0	1	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	0,92	29,7	0,92	0,92	1	0	1	

Razão de resistência de pico												
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,4288	0,92	0,2158	0,92	0,92	1	0	1		
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,2371	0,93	0,2195	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922		
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,2071	0,93	0,1895	0,92	0,925	1,005434783	0,005405	1,00002922		
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,203	0,93	0,195	0,91	0,92	1	0,01087	1,00011815		
Rejeito C - TxE	0,1383	0,0025	0,1408	0,92	0,1358	0,92	0,92	1	0	1		

Tabela E.9. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Estático - FOSM duplo

FS médio	0,46	Var (FS)	0,001363	SD (FS)	0,0369	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)						
Peso específico												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,47	16,11	0,45	3,121E-05	1,153476	3,6E-05	2,64%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,46	13,59	0,46	0	0,820836	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,46	17,03	0,46	0	1,288679	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,46	17,55	0,46	0	1,3689	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,46	20,27	0,46	0	1,825741	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,46	18,82	0,46	0	1,574021	0	0,00%
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,46	23,26	0,46	0	2,40374	0	0,00%
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,45	22,96	0,47	1,53666E-05	2,342736	3,6E-05	2,64%
Rejeito B - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,46	22,96	0,46	0	2,342736	0	0,00%
Rejeito C - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,47	23,11	0,45	1,51639E-05	2,374065	3,6E-05	2,64%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,46	16,47	0,46	0	1,205604	0	0,00%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,46	18,9	0,46	0	1,5876	0	0,00%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,46	18,36	0,46	0	1,498176	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,46	11,7	0,46	0	0,6084	0	0,00%
Coesão												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,46	26,1	0,46	0	134,56	0	0,00%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,46	2,7	0,46	0	1,44	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,46	10,8	0,46	0	23,04	0	0,00%
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,46	10,8	0,46	0	23,04	0	0,00%
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,46	10,8	0,46	0	23,04	0	0,00%
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,46	45,9	0,46	0	416,16	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,46	0	0,46	0	0,01	0	0,00%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,46	12,6	0,46	0	31,36	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,46	0	0,46	0	0,01	0	0,00%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,46	9,9	0,46	0	19,36	0	0,00%
Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,46	19,8	0,46	0	4,84	0	0,00%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,46	24,3	0,46	0	29,16	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,46	30,6	0,46	0	46,24	0	0,00%
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,46	22,95	0,46	0	26,01	0	0,00%
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,46	31,5	0,46	0	49	0	0,00%
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,46	31,5	0,46	0	49	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	0,48	27	0,45	0,000025	9	0,000225	16,51%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,46	20,7	0,46	0	5,29	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	0,48	27	0,46	1,11111E-05	9	1E-04	7,34%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,46	29,7	0,46	0	10,89	0	0,00%
Razão de resistência liquefeita												
Material		Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Rejeito A		0,3896	0,1903	0,03896	0,4286	0,46	0,3506	0,46	0	0,036214	0	0,00%
Rejeito B		0,2217	0,0158	0,02217	0,2439	0,47	0,1995	0,45	0,203455115	0,00025	5,07905E-05	3,73%
Rejeito B - liq		0,0467	0,0158	0,00467	0,0514	0,46	0,042	0,46	0	0,00025	0	0,00%
Rejeito C - liq		0,0479	0,0071	0,00479	0,0527	0,48	0,0431	0,44	17,43367576	5,04E-05	0,000878832	64,50%

Tabela E.10. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Estático - PEM

FS (x medios) 0,46

 μ (FS) 0,48027

CV (FS) 0,08542

 σ (FS) 0,04102

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	0,46	16,83	0,46	0,46		1	0	1
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	0,46	14,19	0,46	0,46		1	0	1
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	0,46	17,78	0,46	0,46		1	0	1
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	0,46	18,33	0,46	0,46		1	0	1
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	0,46	21,17	0,46	0,46		1	0	1
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	0,46	19,66	0,46	0,46		1	0	1
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	27,39	0,46	24,29	0,46	0,46		1	0	1
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	27,04	0,46	23,98	0,47	0,465	1,010869565	0,010753	1,00011562	
Rejeito B - liq	6%	25,51	1,5306	27,04	0,46	23,98	0,46	0,46		1	0	1
Rejeito C - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,47	24,14	0,45	0,46		1	0,021739	1,00047259
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	0,46	17,2	0,46	0,46		1	0	1
Lastro	6%	21	1,26	22,26	0,46	19,74	0,46	0,46		1	0	1
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	0,46	19,18	0,46	0,46		1	0	1
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	0,46	12,22	0,46	0,46		1	0	1

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	0,46	17,4	0,46	0,46		1	0	1
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	0,46	1,8	0,46	0,46		1	0	1
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	0,46	7,2	0,46	0,46		1	0	1
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	0,46	7,2	0,46	0,46		1	0	1
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	0,46	7,2	0,46	0,46		1	0	1
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	0,46	30,6	0,46	0,46		1	0	1
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	0,46	0,15	0,46	0,46		1	0	1
Lastro	40%	14	5,6	19,6	0,46	8,4	0,46	0,46		1	0	1
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	0,46	0,15	0,46	0,46		1	0	1
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	0,46	6,6	0,46	0,46		1	0	1

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	0,46	19,8	0,46	0,46		1	0	1
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	0,46	21,6	0,46	0,46		1	0	1
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	0,46	27,2	0,46	0,46		1	0	1
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	0,46	20,4	0,46	0,46		1	0	1
Maçico C	20%	35	7	42	0,46	28	0,46	0,46		1	0	1
Maçico D	20%	35	7	42	0,46	28	0,46	0,46		1	0	1
Areia	10%	30	3	33	0,48	27	0,45	0,465	1,010869565	0,032258	1,00104058	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	0,46	20,7	0,46	0,46		1	0	1
Brita	10%	30	3	33	0,48	27	0,46	0,47	1,02173913	0,021277	1,00045269	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	0,46	29,7	0,46	0,46		1	0	1

Razão de resistência liquefeita											
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Rejeito A	0,3896	0,1903	0,5799	0,46	0,1993	0,46	0,46		1	0	1
Rejeito B	0,2217	0,0158	0,2375	0,47	0,2059	0,45	0,46		1	0,021739	1,00047259
Rejeito B - liq	0,0467	0,0158	0,0625	0,47	0,0309	0,45	0,46		1	0,021739	1,00047259
Rejeito C - liq	0,0479	0,0071	0,055	0,49	0,0408	0,43	0,46		1	0,065217	1,00425331

Tabela E.11. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio	0,37	Var (FS)	0,000638	SD (FS)	0,0253	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)						
Peso específico												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,38	16,11	0,37	7,8025E-06	1,153476	9E-06	1,41%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,37	13,59	0,37	0	0,820836	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,37	17,03	0,37	0	1,288679	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,37	17,55	0,37	0	1,3689	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,37	20,27	0,37	0	1,825741	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,37	18,82	0,37	0	1,574021	0	0,00%
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,37	23,26	0,37	0	2,40374	0	0,00%
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,36	22,96	0,38	1,53666E-05	2,342736	3,6E-05	5,64%
Rejeito B - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,37	22,96	0,37	0	2,342736	0	0,00%
Rejeito C - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,38	23,11	0,36	1,51639E-05	2,374065	3,6E-05	5,64%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,37	16,47	0,37	0	1,205604	0	0,00%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,37	18,9	0,37	0	1,5876	0	0,00%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,37	18,36	0,37	0	1,498176	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,37	11,7	0,37	0	0,6084	0	0,00%
Coesão												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,37	26,1	0,37	0	134,56	0	0,00%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,37	2,7	0,37	0	1,44	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,37	10,8	0,37	0	23,04	0	0,00%
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,37	10,8	0,37	0	23,04	0	0,00%
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,37	10,8	0,37	0	23,04	0	0,00%
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,37	45,9	0,37	0	416,16	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,37	0	0,37	0	0,01	0	0,00%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,37	12,6	0,37	0	31,36	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,37	0	0,37	0	0,01	0	0,00%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,37	9,9	0,37	0	19,36	0	0,00%
Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,37	19,8	0,37	0	4,84	0	0,00%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,37	24,3	0,37	0	29,16	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,37	30,6	0,37	0	46,24	0	0,00%
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,37	22,95	0,37	0	26,01	0	0,00%
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,37	31,5	0,37	0	49	0	0,00%
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,37	31,5	0,37	0	49	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	0,38	27	0,37	2,77778E-06	9	0,000025	3,92%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,37	20,7	0,37	0	5,29	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	0,38	27	0,37	2,77778E-06	9	0,000025	3,92%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,37	29,7	0,37	0	10,89	0	0,00%
Razão de resistência liquefeita												
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Rejeito A	0,3896	0,1903	0,03896	0,4286	0,37	0,3506	0,37	0	0,036214	0	0,00%	
Rejeito B	0,2217	0,0158	0,02217	0,2439	0,38	0,1995	0,37	0,050863779	0,00025	1,26976E-05	1,99%	
Rejeito B - liq	0,0467	0,0158	0,00467	0,0514	0,37	0,042	0,37	0	0,00025	0	0,00%	
Rejeito C - liq	0,0479	0,0071	0,00479	0,0527	0,39	0,0431	0,36	9,806442615	5,04E-05	0,000494343	77,48%	

Tabela E.12. Planilha de cálculo - Liquefeito - Olson - Quase-Estático - PEM

FS (x medios) 0,37

μ (FS) 0,39568
 CV (FS) 0,08117
 σ (FS) 0,03212

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	0,37	16,83	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	0,37	14,19	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	0,37	17,78	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico B	6%	19,5	1,17	20,67	0,37	18,33	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico C	6%	22,52	1,3512	23,87	0,37	21,17	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico D	6%	20,91	1,2546	22,16	0,37	19,66	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Rejeito A	6%	25,84	1,5504	27,39	0,37	24,29	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Rejeito B	6%	25,51	1,5306	27,04	0,37	23,98	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Rejeito B - liq	6%	25,51	1,5306	27,04	0,37	23,98	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Rejeito C - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,37	24,14	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	0,37	17,2	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Lastro	6%	21	1,26	22,26	0,37	19,74	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	0,37	19,18	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	0,37	12,22	0,37	0,37	0,37	1	0	1

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	0,37	17,4	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	0,37	1,8	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	0,37	7,2	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico B	40%	12	4,8	16,8	0,37	7,2	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico C	40%	12	4,8	16,8	0,37	7,2	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico D	40%	51	20,4	71,4	0,37	30,6	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	0,37	0,15	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Lastro	40%	14	5,6	19,6	0,37	8,4	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	0,37	0,15	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	0,37	6,6	0,37	0,37	0,37	1	0	1

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	0,37	19,8	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	0,37	21,6	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	0,37	27,2	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico B	20%	25,5	5,1	30,6	0,37	20,4	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico C	20%	35	7	42	0,37	28	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Maçico D	20%	35	7	42	0,37	28	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Areia	10%	30	3	33	0,38	27	0,37	0,375	1,013513514	0,013333	1,00017778	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	0,37	20,7	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Brita	10%	30	3	33	0,38	27	0,37	0,375	1,013513514	0,013333	1,00017778	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	0,37	29,7	0,37	0,37	0,37	1	0	1

Razão de resistência liquefeita												
Material		Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Rejeito A		0,3896	0,1903	0,5799	0,37	0,1993	0,37	0,37	0,37	1	0	1
Rejeito B		0,2217	0,0158	0,2375	0,38	0,2059	0,37	0,375	1,013513514	0,013333	1,00017778	
Rejeito B - liq		0,0467	0,0158	0,0625	0,39	0,0309	0,36	0,375	1,013513514	0,04	1,0016	
Rejeito C - liq		0,0479	0,0071	0,055	0,4	0,0408	0,35	0,375	1,013513514	0,066667	1,00444444	

Tabela E.13. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático - FOSM duplo

FS médio	0,41	Var (FS)	0,001714	SD (FS)	0,0414	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)							
Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,41	16,11	0,4	7,8025E-06	1,153476	9E-06	0,53%	
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,41	13,59	0,41	0	0,820836	0	0,00%	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,41	17,03	0,41	0	1,288679	0	0,00%	
Maciço B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,41	17,55	0,41	0	1,3689	0	0,00%	
Maciço C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,41	20,27	0,41	0	1,825741	0	0,00%	
Maciço D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,41	18,82	0,41	0	1,574021	0	0,00%	
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,4	23,26	0,41	3,74417E-06	2,40374	9E-06	0,53%	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,4	22,96	0,42	1,53666E-05	2,342736	3,6E-05	2,10%	
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,4	22,96	0,41	3,84166E-06	2,342736	9E-06	0,53%	
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,41	23,11	0,4	3,79097E-06	2,374065	9E-06	0,53%	
Rejeito C - TxE - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,41	23,11	0,4	3,79097E-06	2,374065	9E-06	0,53%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,41	16,47	0,4	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,53%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,41	18,9	0,41	0	1,5876	0	0,00%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,41	18,36	0,41	0	1,498176	0	0,00%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,41	11,7	0,41	0	0,6084	0	0,00%	
Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,41	26,1	0,41	0	134,56	0	0,00%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,41	2,7	0,41	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,41	10,8	0,41	0	23,04	0	0,00%	
Maciço B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,41	10,8	0,41	0	23,04	0	0,00%	
Maciço C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,41	10,8	0,41	0	23,04	0	0,00%	
Maciço D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,41	45,9	0,41	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,41	0	0,41	0	0,01	0	0,00%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,41	12,6	0,41	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,41	0	0,41	0	0,01	0	0,00%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,41	9,9	0,41	0	19,36	0	0,00%	
Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,41	19,8	0,41	0	4,84	0	0,00%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,41	24,3	0,41	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,41	30,6	0,41	0	46,24	0	0,00%	
Maciço B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,41	22,95	0,41	0	26,01	0	0,00%	
Maciço C	20%	35	7	3,5	38,5	0,41	31,5	0,41	0	49	0	0,00%	
Maciço D	20%	35	7	3,5	38,5	0,41	31,5	0,41	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	0,41	27	0,4	2,77778E-06	9	2,5E-05	1,46%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,41	20,7	0,41	0	5,29	0	0,00%	
Brita	10%	30	3	3	33	0,41	27	0,4	2,77778E-06	9	2,5E-05	1,46%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,41	29,7	0,41	0	10,89	0	0,00%	
Razão de resistência liquefeita													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,03223	0,3545	0,41	0,2901	0,41	0	0,011342	0	0,00%		
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,02283	0,2511	0,42	0,2055	0,4	0,191861651	7,74E-05	1,48578E-05	0,87%		
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,00345	0,038	0,41	0,0311	0,4	2,100399076	0,000272	0,000571834	33,36%		
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,00358	0,0394	0,42	0,0322	0,39	17,55563185	5,63E-05	0,000987504	57,61%		
Rejeito C - TxE - liq	0,0245	0,005	0,00245	0,027	0,41	0,0221	0,41	0	0,000025	0	0,00%		

Tabela E.14. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático - PEM

FS (x medios)	0,41
---------------	------

μ (FS)	0,34108
CV (FS)	0,08474
σ (FS)	0,0289

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	0,41	16,83	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	0,41	14,19	0,41	0,41	1	0	1	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	0,41	17,78	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço B	6%	19,5	1,17	20,67	0,41	18,33	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço C	6%	22,52	1,3512	23,87	0,41	21,17	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço D	6%	20,91	1,2546	22,16	0,41	19,66	0,41	0,41	1	0	1	
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	27,39	0,4	24,29	0,41	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	27,04	0,4	23,98	0,41	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	27,04	0,4	23,98	0,41	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,41	24,14	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Rejeito C - TxE - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,41	24,14	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	0,41	17,2	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Lastro	6%	21	1,26	22,26	0,41	19,74	0,41	0,41	1	0	1	
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	0,41	19,18	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	0,41	12,22	0,41	0,41	1	0	1	

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	0,41	17,4	0,41	0,41	1	0	1	
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	0,41	1,8	0,41	0,41	1	0	1	
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	0,41	7,2	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço B	40%	12	4,8	16,8	0,41	7,2	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço C	40%	12	4,8	16,8	0,41	7,2	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço D	40%	51	20,4	71,4	0,41	30,6	0,41	0,41	1	0	1	
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	0,41	0,15	0,41	0,41	1	0	1	
Lastro	40%	14	5,6	19,6	0,41	8,4	0,41	0,41	1	0	1	
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	0,41	0,15	0,41	0,41	1	0	1	
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	0,41	6,6	0,41	0,41	1	0	1	

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	0,41	19,8	0,41	0,41	1	0	1	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	0,41	21,6	0,41	0,41	1	0	1	
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	0,41	27,2	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço B	20%	25,5	5,1	30,6	0,41	20,4	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço C	20%	35	7	42	0,41	28	0,41	0,41	1	0	1	
Maciço D	20%	35	7	42	0,41	28	0,41	0,41	1	0	1	
Areia	10%	30	3	33	0,41	27	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	0,41	20,7	0,41	0,41	1	0	1	
Brita	10%	30	3	33	0,41	27	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	0,41	29,7	0,41	0,41	1	0	1	

Razão de resistência liquefeita												
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,4288	0,41	0,2158	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242		
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,2371	0,41	0,2195	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242		
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,051	0,42	0,018	0,39	0,405	0,987804878	0,037037	1,00137174		
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,0433	0,43	0,0283	0,38	0,405	0,987804878	0,061728	1,00381039		
Rejeito C - TxE - liq	0,0245	0,005	0,0295	0,41	0,0195	0,4	0,405	0,987804878	0,012346	1,00015242		

Tabela E.15. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio	0,32	Var (FS)	0,00107	SD (FS)	0,0327	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)						
Peso específico												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,33	16,11	0,32	7,8025E-06	1,153476	9E-06	0,84%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,32	13,59	0,32	0	0,820836	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,32	17,03	0,32	0	1,288679	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,32	17,55	0,32	0	1,3689	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,32	20,27	0,32	0	1,825741	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,32	18,82	0,32	0	1,574021	0	0,00%
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,32	23,26	0,32	0	2,40374	0	0,00%
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,32	22,96	0,33	3,84166E-06	2,342736	9E-06	0,84%
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,32	22,96	0,32	0	2,342736	0	0,00%
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,32	23,11	0,32	0	2,374065	0	0,00%
Rejeito C - TxE - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,32	23,11	0,32	0	2,374065	0	0,00%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,32	16,47	0,32	0	1,205604	0	0,00%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,32	18,9	0,32	0	1,5876	0	0,00%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,32	18,36	0,32	0	1,498176	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,32	11,7	0,32	0	0,6084	0	0,00%
Coesão												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,32	26,1	0,32	0	134,56	0	0,00%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,32	2,7	0,32	0	1,44	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0,00%
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0,00%
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0,00%
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,32	45,9	0,32	0	416,16	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,32	0	0,32	0	0,01	0	0,00%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,32	12,6	0,32	0	31,36	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,32	0	0,32	0	0,01	0	0,00%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,32	9,9	0,32	0	19,36	0	0,00%
Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,32	19,8	0,32	0	4,84	0	0,00%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,32	24,3	0,32	0	29,16	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,32	30,6	0,32	0	46,24	0	0,00%
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,32	22,95	0,32	0	26,01	0	0,00%
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,32	31,5	0,32	0	49	0	0,00%
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,32	31,5	0,32	0	49	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	0,33	27	0,32	2,77778E-06	9	0,000025	2,34%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,32	20,7	0,32	0	5,29	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	0,33	27	0,32	2,77778E-06	9	0,000025	2,34%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,32	29,7	0,32	0	10,89	0	0,00%
Razão de resistência liquefeita												
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,03223	0,3545	0,32	0,2901	0,32	0	0,011342	0	0,00%	
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,02283	0,2511	0,33	0,2055	0,31	0,191861651	7,74E-05	1,48578E-05	1,39%	
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,00345	0,038	0,32	0,0311	0,32	0	0,000272	0	0,00%	
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,00358	0,0394	0,34	0,0322	0,31	17,55563185	5,63E-05	0,000987504	92,26%	
Rejeito C - TxE - liq	0,0245	0,005	0,00245	0,027	0,32	0,0221	0,32	0	0,000025	0	0,00%	

Tabela E.16. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático - PEM

FS (x medios)	0,32
---------------	------

μ (FS)	0,33008
CV (FS)	0,10125
σ (FS)	0,03342

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	18,97	0,32	16,83	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação A	6%	15,1	0,906	16,01	0,32	14,19	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	20,06	0,32	17,78	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço B	6%	19,5	1,17	20,67	0,32	18,33	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço C	6%	22,52	1,3512	23,87	0,32	21,17	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço D	6%	20,91	1,2546	22,16	0,32	19,66	0,32	0,32	1	0	1	
Rejeito A - TxC	6%	25,84	1,5504	27,39	0,32	24,29	0,32	0,32	1	0	1	
Rejeito B - TxC	6%	25,51	1,5306	27,04	0,32	23,98	0,32	0,32	1	0	1	
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	27,04	0,32	23,98	0,32	0,32	1	0	1	
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,32	24,14	0,32	0,32	1	0	1	
Rejeito C - TxE - liq	6%	25,68	1,5408	27,22	0,32	24,14	0,32	0,32	1	0	1	
Areia	6%	18,3	1,098	19,4	0,32	17,2	0,32	0,32	1	0	1	
Lastro	6%	21	1,26	22,26	0,32	19,74	0,32	0,32	1	0	1	
Brita	6%	20,4	1,224	21,62	0,32	19,18	0,32	0,32	1	0	1	
Reaterro	6%	13	0,78	13,78	0,32	12,22	0,32	0,32	1	0	1	

Coesão												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	40%	29	11,6	40,6	0,32	17,4	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação A	40%	3	1,2	4,2	0,32	1,8	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação B	40%	12	4,8	16,8	0,32	7,2	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço B	40%	12	4,8	16,8	0,32	7,2	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço C	40%	12	4,8	16,8	0,32	7,2	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço D	40%	51	20,4	71,4	0,32	30,6	0,32	0,32	1	0	1	
Areia	40%	0,25	0,1	0,35	0,32	0,15	0,32	0,32	1	0	1	
Lastro	40%	14	5,6	19,6	0,32	8,4	0,32	0,32	1	0	1	
Brita	40%	0,25	0,1	0,35	0,32	0,15	0,32	0,32	1	0	1	
Reaterro	40%	11	4,4	15,4	0,32	6,6	0,32	0,32	1	0	1	

Ângulo de atrito												
Material	CV	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²	
Alteamentos	10%	22	2,2	24,2	0,32	19,8	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação A	20%	27	5,4	32,4	0,32	21,6	0,32	0,32	1	0	1	
Fundação B	20%	34	6,8	40,8	0,32	27,2	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço B	20%	25,5	5,1	30,6	0,32	20,4	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço C	20%	35	7	42	0,32	28	0,32	0,32	1	0	1	
Maciço D	20%	35	7	42	0,32	28	0,32	0,32	1	0	1	
Areia	10%	30	3	33	0,33	27	0,32	0,325	1,015625	0,015385	1,00023669	
Lastro	10%	23	2,3	25,3	0,32	20,7	0,32	0,32	1	0	1	
Brita	10%	30	3	33	0,33	27	0,32	0,325	1,015625	0,015385	1,00023669	
Reaterro	10%	33	3,3	36,3	0,32	29,7	0,32	0,32	1	0	1	

Razão de resistência liquefeita												
Material	Média	SD	x+	FS+	x-	FS-	FSi	FSi/FS (x medios)	CV (FSi)	1+ CV ²		
Rejeito A - TxC	0,3223	0,1065	0,4288	0,32	0,2158	0,32	0,32	1	0	1		
Rejeito B - TxC	0,2283	0,0088	0,2371	0,32	0,2195	0,32	0,32	1	0	1		
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,051	0,33	0,018	0,31	0,32	1	0,03125	1,00097656		
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,0433	0,35	0,0283	0,29	0,32	1	0,09375	1,00878906		
Rejeito C - TxE - liq	0,0245	0,005	0,0295	0,32	0,0195	0,32	0,32	1	0	1		

Tabela E.17. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Estático - FOSM duplo

FS médio	1,12	Var (FS)	0,001533	SD (FS)	0,0392	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)							
Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	1,13	16,11	1,11	3,121E-05	1,153476	3,6E-05	2,35%	
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	1,12	13,59	1,12	0	0,820836	0	0,00%	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	1,12	17,03	1,12	0	1,288679	0	0,00%	
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	1,12	17,55	1,12	0	1,3689	0	0,00%	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	1,12	20,27	1,12	0	1,825741	0	0,00%	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	1,12	18,82	1,12	0	1,574021	0	0,00%	
Rejeito A - DSS	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	1,12	23,26	1,13	3,74417E-06	2,40374	9E-06	0,59%	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	1,1	22,96	1,15	9,60415E-05	2,342736	0,000225	14,68%	
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	1,15	23,11	1,09	0,000136475	2,374065	0,000324	21,14%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	1,13	16,47	1,12	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,59%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	1,12	18,9	1,13	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0,59%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	1,13	18,36	1,12	6,0073E-06	1,498176	9E-06	0,59%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	1,12	11,7	1,12	0	0,6084	0	0,00%	
Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	1,13	26,1	1,12	2,97265E-06	134,56	0,0004	26,09%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	1,12	2,7	1,12	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,12	10,8	1,12	0	23,04	0	0,00%	
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,12	10,8	1,12	0	23,04	0	0,00%	
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	1,12	10,8	1,12	0	23,04	0	0,00%	
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	1,12	45,9	1,12	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,12	0	1,12	0	0,01	0	0,00%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	1,12	12,6	1,12	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	1,12	0	1,12	0	0,01	0	0,00%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	1,12	9,9	1,12	0	19,36	0	0,00%	
Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	1,13	19,8	1,12	5,16529E-06	4,84	2,5E-05	1,63%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	1,12	24,3	1,12	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	1,12	30,6	1,12	0	46,24	0	0,00%	
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	1,12	22,95	1,12	0	26,01	0	0,00%	
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	1,12	31,5	1,12	0	49	0	0,00%	
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	1,12	31,5	1,12	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	1,13	27	1,12	2,77778E-06	9	2,5E-05	1,63%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	1,13	20,7	1,12	4,7259E-06	5,29	2,5E-05	1,63%	
Brita	10%	30	3	3	33	1,13	27	1,12	2,77778E-06	9	2,5E-05	1,63%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	1,12	29,7	1,12	0	10,89	0	0,00%	
Razão de resistência de pico													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - DSS	0,2923	0,1065	0,02923	0,3215	1,12	0,2631	1,12	0	0,011342	0	0,00%		
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	1,16	0,1785	1,09	3,115233901	7,74E-05	0,000241244	15,74%		
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,0199	0,2189	1,19	0,1791	1,06	10,6689225	0,000016	0,000170703	11,14%		

Tabela E.18. Planilha de cálculo - Pico - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio	0,92	Var (FS)	0,001015	SD (FS)	0,0319	: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)							
Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,92	16,11	0,91	7,8025E-06	1,153476	9E-06	0,89%	
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,92	13,59	0,92	0	0,820836	0	0,00%	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,92	17,03	0,92	0	1,288679	0	0,00%	
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,92	17,55	0,92	0	1,3689	0	0,00%	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,92	20,27	0,92	0	1,825741	0	0,00%	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,92	18,82	0,92	0	1,574021	0	0,00%	
Rejeito A - DSS	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,91	23,26	0,92	3,74417E-06	2,40374	9E-06	0,89%	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,9	22,96	0,93	3,4575E-05	2,342736	8,1E-05	7,98%	
Rejeito C - DSS	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,94	23,11	0,9	6,06555E-05	2,374065	0,000144	14,18%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,92	16,47	0,91	7,46514E-06	1,205604	9E-06	0,89%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,91	18,9	0,92	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0,89%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,92	18,36	0,91	6,0073E-06	1,498176	9E-06	0,89%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,92	11,7	0,92	0	0,6084	0	0,00%	
Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,92	26,1	0,91	2,97265E-06	134,56	0,0004	39,40%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,92	2,7	0,92	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%	
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%	
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,92	10,8	0,92	0	23,04	0	0,00%	
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,92	45,9	0,92	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,92	0	0,92	0	0,01	0	0,00%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,92	12,6	0,92	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,92	0	0,92	0	0,01	0	0,00%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,92	9,9	0,92	0	19,36	0	0,00%	
Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,92	19,8	0,91	5,16529E-06	4,84	0,000025	2,46%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,92	24,3	0,92	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,92	30,6	0,92	0	46,24	0	0,00%	
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,92	22,95	0,92	0	26,01	0	0,00%	
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,92	31,5	0,92	0	49	0	0,00%	
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,92	31,5	0,92	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	0,92	27	0,91	2,77778E-06	9	0,000025	2,46%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,92	20,7	0,91	4,7259E-06	5,29	0,000025	2,46%	
Brita	10%	30	3	3	33	0,92	27	0,91	2,77778E-06	9	0,000025	2,46%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,92	29,7	0,92	0	10,89	0	0,00%	
Razão de resistência de pico													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - DSS	0,2923	0,1065	0,02923	0,3215	0,92	0,2631	0,92	0	0,011342	0	0,00%		
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	0,94	0,1785	0,89	1,589405051	7,74E-05	0,000123084	12,12%		
Rejeito C - DSS	0,199	0,004	0,0199	0,2189	0,97	0,1791	0,86	7,638695993	0,000016	0,000122219	12,04%		

Tabela E.19. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Estático - FOSM duplo

FS médio 0,395 Var (FS) 0,001464 SD (FS) 0,0383 : valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,404	16,11	0,389	1,75556E-05	1,153476	0,00002025	1,38%	
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,395	13,59	0,395	0	0,820836	0	0,00%	
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,395	17,03	0,395	0	1,288679	0	0,00%	
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,395	17,55	0,395	0	1,3689	0	0,00%	
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,395	20,27	0,395	0	1,825741	0	0,00%	
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,395	18,82	0,395	0	1,574021	0	0,00%	
Rejeito A - DSS	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,396	23,26	0,397	3,74417E-08	2,40374	9E-08	0,01%	
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,39	22,96	0,404	7,52966E-06	2,342736	0,00001764	1,20%	
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,391	22,96	0,402	4,64841E-06	2,342736	0,00001089	0,74%	
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,405	23,11	0,386	1,36854E-05	2,374065	0,00003249	2,22%	
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,397	16,47	0,396	7,46514E-08	1,205604	9E-08	0,01%	
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,394	18,9	0,396	2,26757E-07	1,5876	3,6E-07	0,02%	
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,397	18,36	0,396	6,0073E-08	1,498176	9E-08	0,01%	
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,395	11,7	0,395	0	0,6084	0	0,00%	

Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,395	26,1	0,397	1,18906E-07	134,56	0,000016	1,09%	
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,395	2,7	0,395	0	1,44	0	0,00%	
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,395	10,8	0,395	0	23,04	0	0,00%	
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,395	10,8	0,395	0	23,04	0	0,00%	
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,395	10,8	0,395	0	23,04	0	0,00%	
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,395	45,9	0,395	0	416,16	0	0,00%	
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,395	0	0,398	3,6E-05	0,01	3,6E-07	0,02%	
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,395	12,6	0,395	0	31,36	0	0,00%	
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,395	0	0,398	3,6E-05	0,01	3,6E-07	0,02%	
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,395	9,9	0,395	0	19,36	0	0,00%	

Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,397	19,8	0,397	0	4,84	0	0,00%	
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,395	24,3	0,395	0	29,16	0	0,00%	
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,395	30,6	0,395	0	46,24	0	0,00%	
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,395	22,95	0,395	0	26,01	0	0,00%	
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,395	31,5	0,395	0	49	0	0,00%	
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,395	31,5	0,395	0	49	0	0,00%	
Areia	10%	30	3	3	33	0,405	27	0,391	5,44444E-06	9	4,9E-05	3,35%	
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,395	20,7	0,395	0	5,29	0	0,00%	
Brita	10%	30	3	3	33	0,401	27	0,39	3,36111E-06	9	3,025E-05	2,07%	
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,395	29,7	0,395	0	10,89	0	0,00%	

Razão de resistência liquefeita													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - DSS	0,2923	0,1065	0,02923	0,3215	0,395	0,2631	0,394	0,000292605	0,011342	3,3188E-06	0,23%		
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	0,404	0,1785	0,384	0,254304808	7,74E-05	1,96934E-05	1,35%		
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,00345	0,038	0,401	0,0311	0,392	1,701323251	0,000272	0,000463185	31,64%		
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,00358	0,0394	0,411	0,0322	0,384	14,2200618	5,63E-05	0,000799878	54,64%		

Tabela E.20. Planilha de cálculo - Liquefeito - Sadrekarimi (parâmetros DSS) - Quase-Estático - FOSM duplo

FS médio 0,32 Var (FS) 0,002474 SD (FS) 0,0497

: valores de coesão modificados para calcular SD pelo CV (valor original: c = 0)

Peso específico													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	6%	17,9	1,074	1,79	19,69	0,32	16,11	0,31	7,8025E-06	1,153476	9E-06	0	0,36%
Fundação A	6%	15,1	0,906	1,51	16,61	0,32	13,59	0,32	0	0,820836	0	0	0,00%
Fundação B	6%	18,92	1,1352	1,892	20,81	0,32	17,03	0,32	0	1,288679	0	0	0,00%
Maçico B	6%	19,5	1,17	1,95	21,45	0,32	17,55	0,32	0	1,3689	0	0	0,00%
Maçico C	6%	22,52	1,3512	2,252	24,77	0,32	20,27	0,32	0	1,825741	0	0	0,00%
Maçico D	6%	20,91	1,2546	2,091	23	0,32	18,82	0,32	0	1,574021	0	0	0,00%
Rejeito A - DSS	6%	25,84	1,5504	2,584	28,42	0,32	23,26	0,32	0	2,40374	0	0	0,00%
Rejeito B - DSS	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,31	22,96	0,32	3,84166E-06	2,342736	9E-06	0	0,36%
Rejeito B - DSS - liq	6%	25,51	1,5306	2,551	28,06	0,31	22,96	0,32	3,84166E-06	2,342736	9E-06	0	0,36%
Rejeito C - DSS - liq	6%	25,68	1,5408	2,568	28,25	0,32	23,11	0,31	3,79097E-06	2,374065	9E-06	0	0,36%
Areia	6%	18,3	1,098	1,83	20,13	0,32	16,47	0,32	0	1,205604	0	0	0,00%
Lastro	6%	21	1,26	2,1	23,1	0,31	18,9	0,32	5,66893E-06	1,5876	9E-06	0	0,36%
Brita	6%	20,4	1,224	2,04	22,44	0,32	18,36	0,32	0	1,498176	0	0	0,00%
Reaterro	6%	13	0,78	1,3	14,3	0,32	11,7	0,32	0	0,6084	0	0	0,00%

Coesão													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	40%	29	11,6	2,9	31,9	0,31	26,1	0,32	2,97265E-06	134,56	0,0004	0	16,17%
Fundação A	40%	3	1,2	0,3	3,3	0,32	2,7	0,32	0	1,44	0	0	0,00%
Fundação B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0	0,00%
Maçico B	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0	0,00%
Maçico C	40%	12	4,8	1,2	13,2	0,32	10,8	0,32	0	23,04	0	0	0,00%
Maçico D	40%	51	20,4	5,1	56,1	0,32	45,9	0,32	0	416,16	0	0	0,00%
Areia	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,31	0	0,32	0,0004	0,01	4E-06	0	0,16%
Lastro	40%	14	5,6	1,4	15,4	0,32	12,6	0,32	0	31,36	0	0	0,00%
Brita	40%	0,25	0,1	0,25	0,5	0,32	0	0,31	0,0004	0,01	4E-06	0	0,16%
Reaterro	40%	11	4,4	1,1	12,1	0,32	9,9	0,32	0	19,36	0	0	0,00%

Ângulo de atrito													
Material	CV	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2	
Alteamentos	10%	22	2,2	2,2	24,2	0,32	19,8	0,32	0	4,84	0	0	0,00%
Fundação A	20%	27	5,4	2,7	29,7	0,32	24,3	0,32	0	29,16	0	0	0,00%
Fundação B	20%	34	6,8	3,4	37,4	0,32	30,6	0,32	0	46,24	0	0	0,00%
Maçico B	20%	25,5	5,1	2,55	28,05	0,32	22,95	0,32	0	26,01	0	0	0,00%
Maçico C	20%	35	7	3,5	38,5	0,32	31,5	0,32	0	49	0	0	0,00%
Maçico D	20%	35	7	3,5	38,5	0,32	31,5	0,32	0	49	0	0	0,00%
Areia	10%	30	3	3	33	0,33	27	0,31	1,11111E-05	9	0,0001	0	4,04%
Lastro	10%	23	2,3	2,3	25,3	0,32	20,7	0,32	0	5,29	0	0	0,00%
Brita	10%	30	3	3	33	0,32	27	0,31	2,77778E-06	9	0,000025	0	1,01%
Reaterro	10%	33	3,3	3,3	36,3	0,32	29,7	0,32	0	10,89	0	0	0,00%

Razão de resistência liquefeita													
Material	Média	SD	Δx	x+	FS+	x-	FS-	$(\Delta FS/2\Delta x)^2$	σ^2	$(\Delta FS/2\Delta x)^2 \cdot \sigma^2$	% σ^2		
Rejeito A - DSS	0,2923	0,1065	0,02923	0,3215	0,31	0,2631	0,32	0,029260543	0,011342	0,00033188	0	0	13,41%
Rejeito B - DSS	0,1983	0,0088	0,01983	0,2181	0,32	0,1785	0,31	0,063576202	7,74E-05	4,92334E-06	0	0	0,20%
Rejeito B - DSS - liq	0,0345	0,0165	0,00345	0,038	0,32	0,0311	0,31	2,100399076	0,000272	0,000571834	0	0	23,11%
Rejeito C - DSS - liq	0,0358	0,0075	0,00358	0,0394	0,33	0,0322	0,3	17,55563185	5,63E-05	0,000987504	0	0	39,91%

F. GRÁFICOS GEOSTUDIO®

- Pico - Olson - Estático

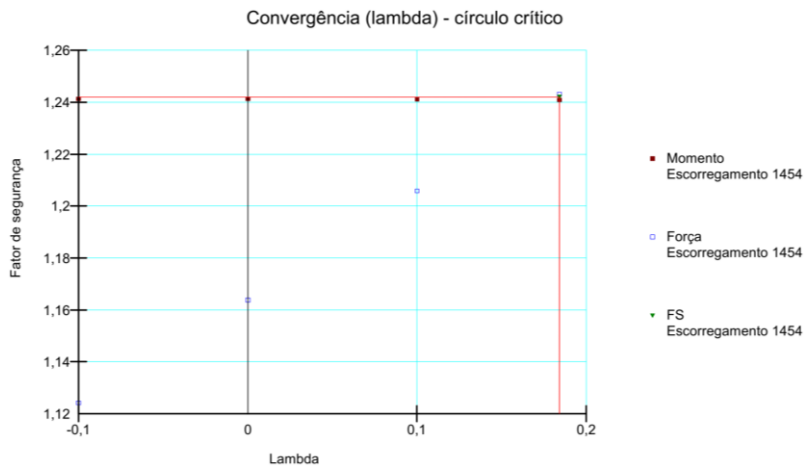


Figura F.1. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Olson - Estático

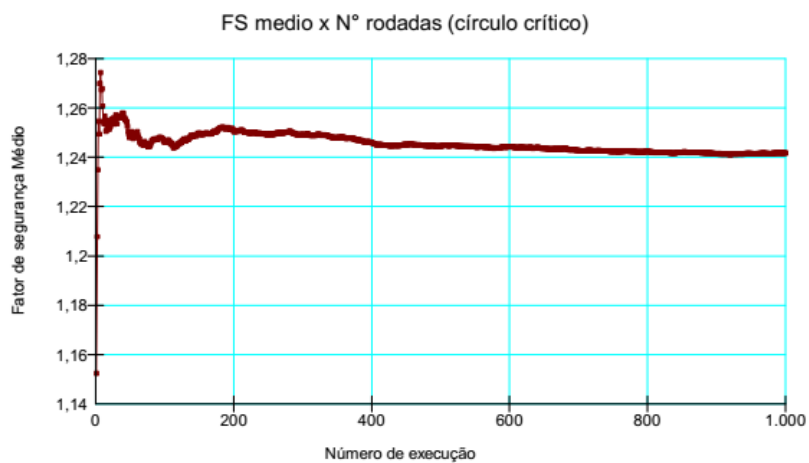


Figura F.2. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Olson - Estático

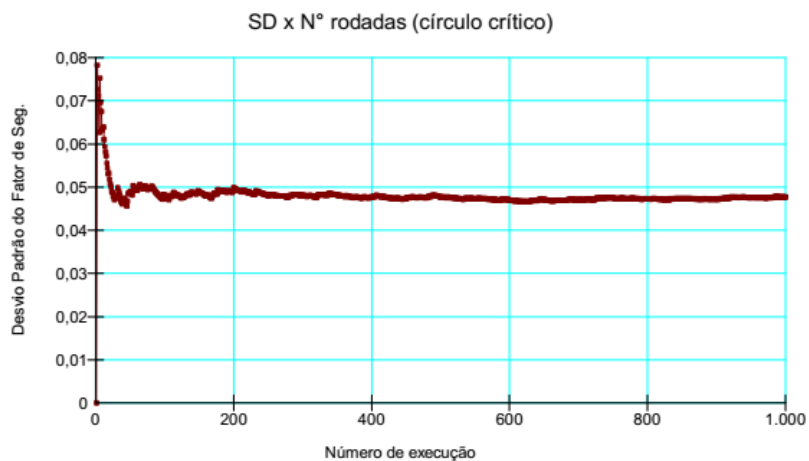


Figura F.3. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Olson - Estático

- Pico - Olson - Quase-Estático

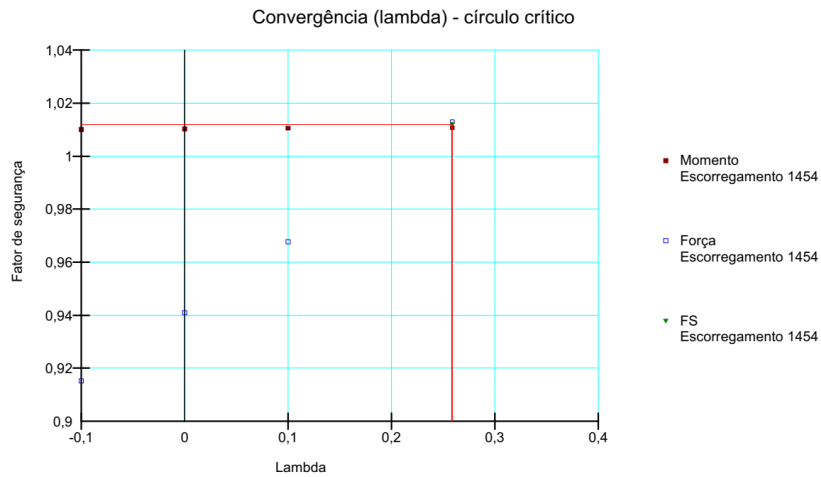


Figura F.4. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Olson - Quase-Estático

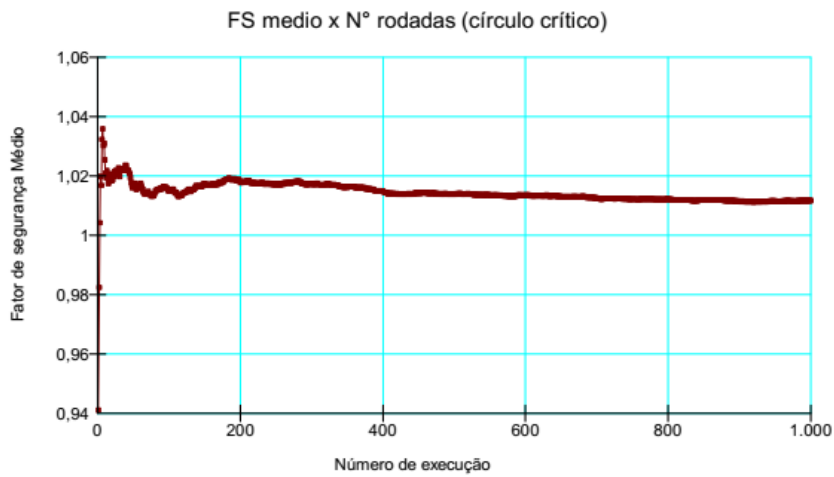


Figura F.5. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Olson - Quase-Estático

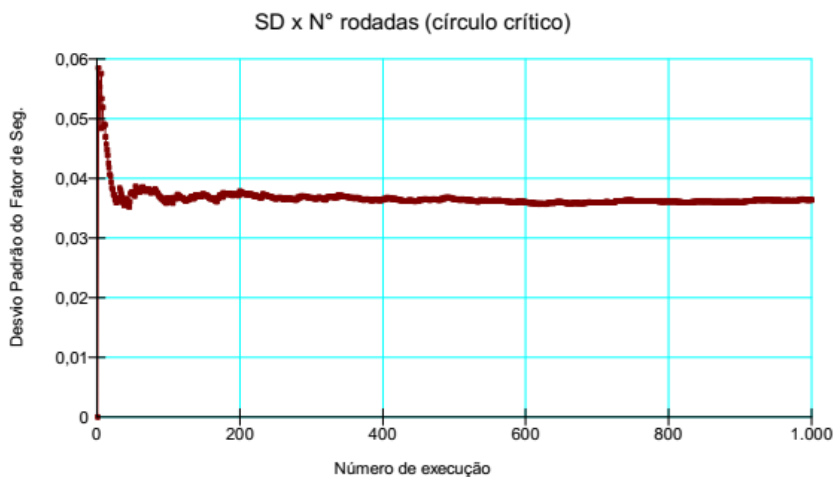


Figura F.6. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Olson - Quase-Estático

- Pico - Sadrekarimi - Estático

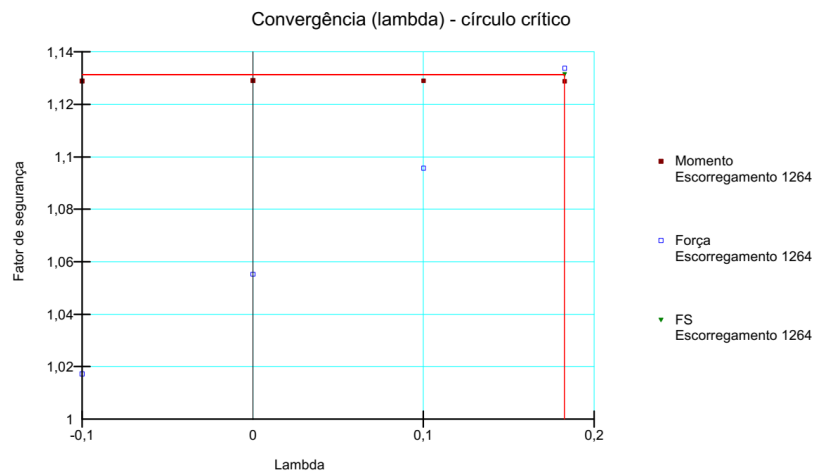


Figura F.7. Gráfico F_r e F_m -lambda - Pico - Sadrekarimi - Estático

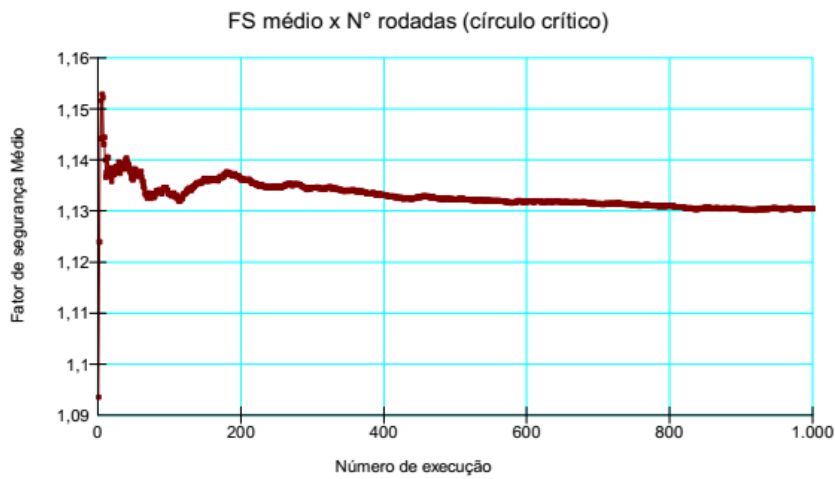


Figura F.8. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Estático



Figura F.9. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Estático

- Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

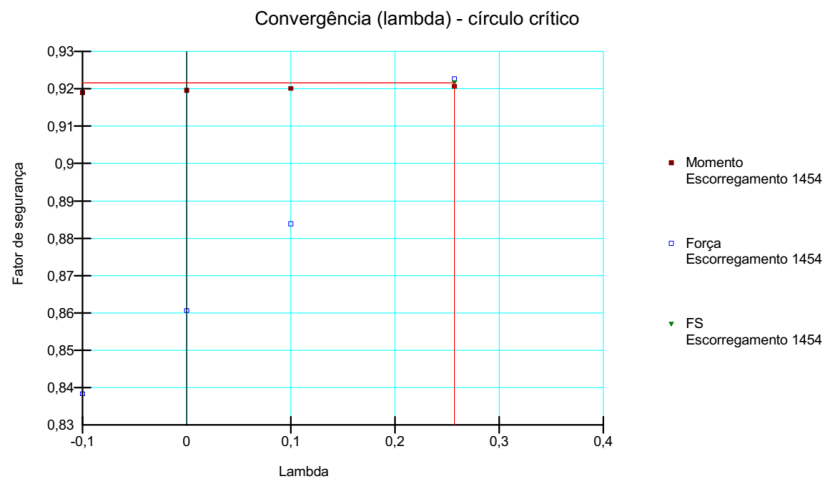


Figura F.10. Gráfico F_f e F_m -lambda - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

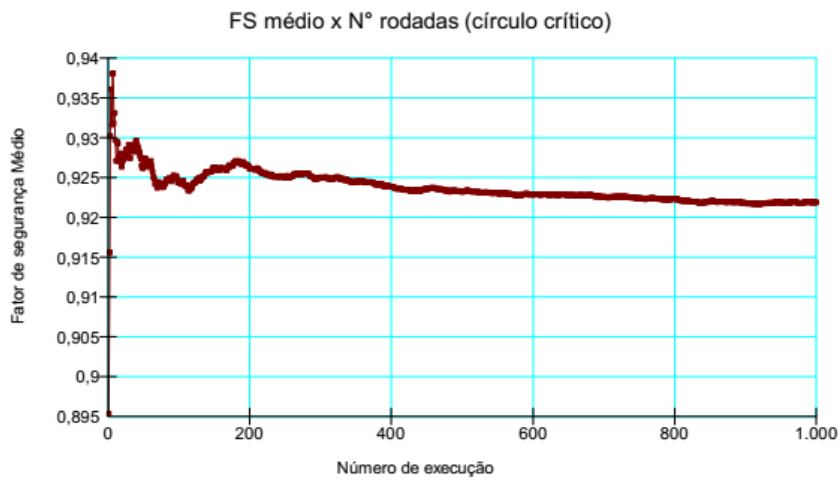


Figura F.11. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

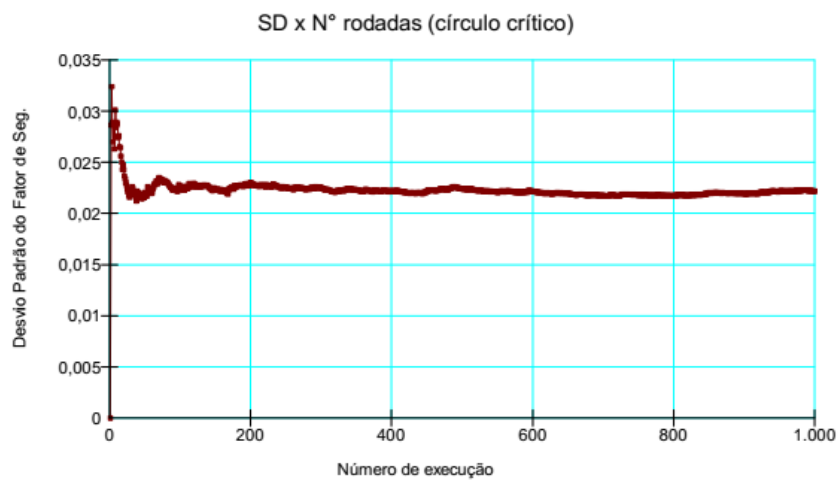


Figura F.12. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Pico - Sadrekarimi - Quase-Estático

- Liquefeito - Olson - Estático

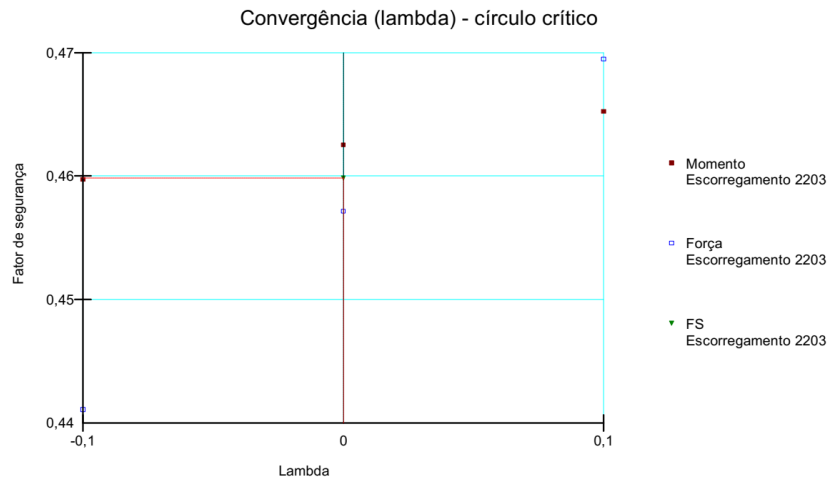


Figura F.13. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Olson - Estático

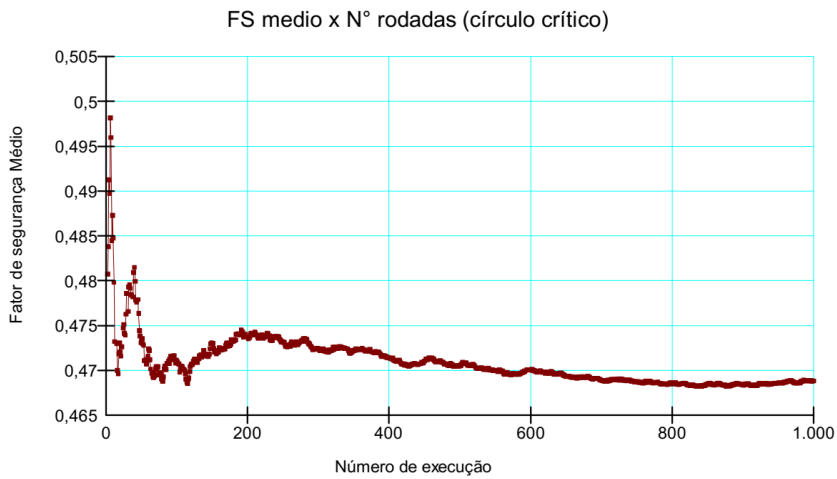


Figura F.14. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Estático

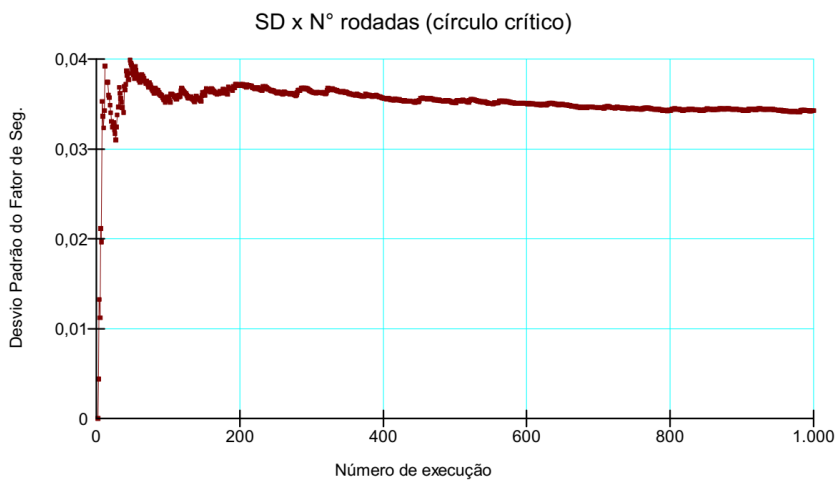


Figura F.15. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Estático

- Liquefeito - Olson - Quase-Estático

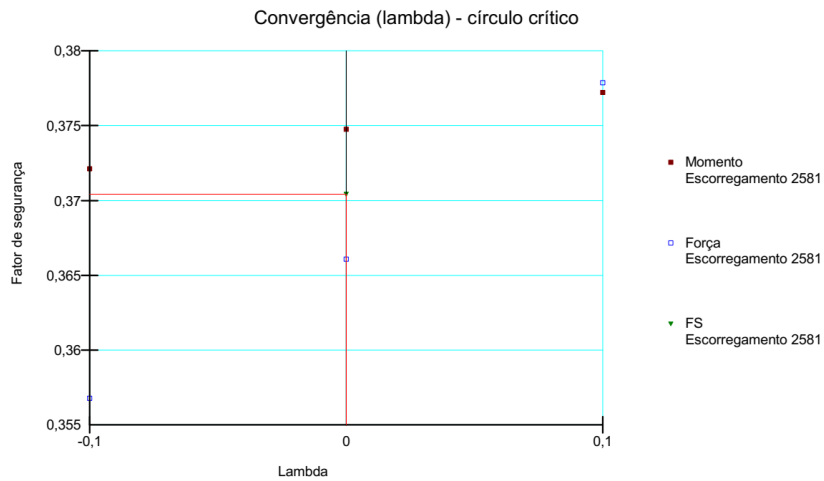


Figura F.16. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

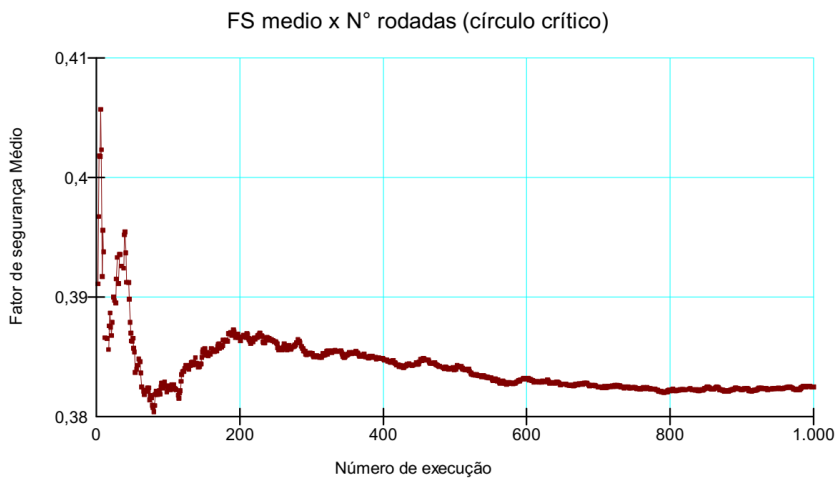


Figura F.17. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

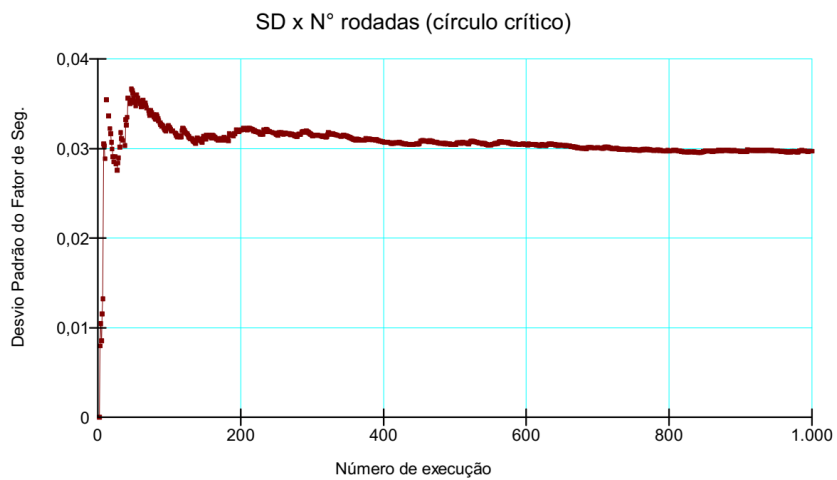


Figura F.18. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Olson - Quase-Estático

- Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

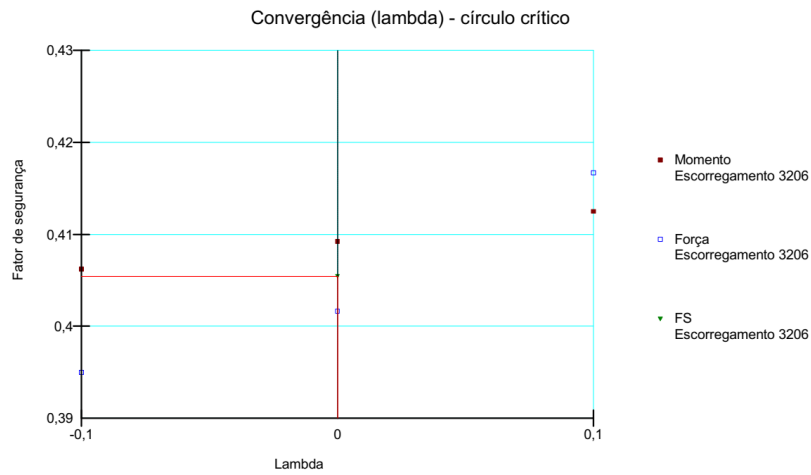


Figura F.19. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

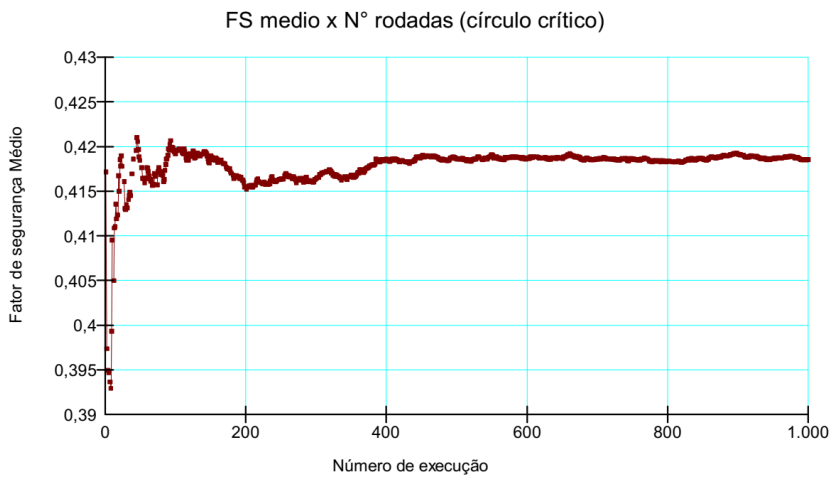


Figura F.20. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

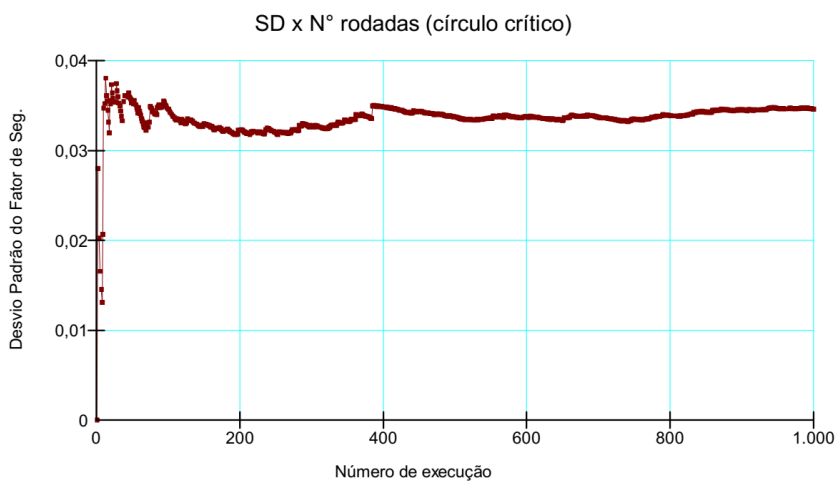


Figura F.21. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Estático

- Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

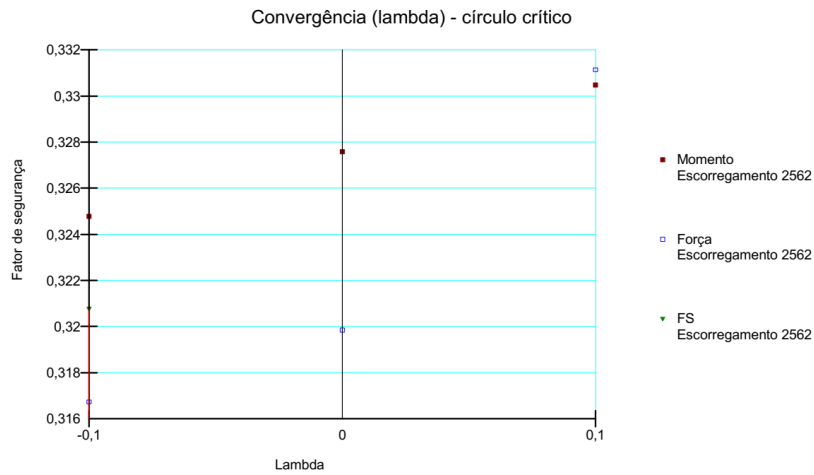


Figura F.22. Gráfico F_f e F_m -lambda - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

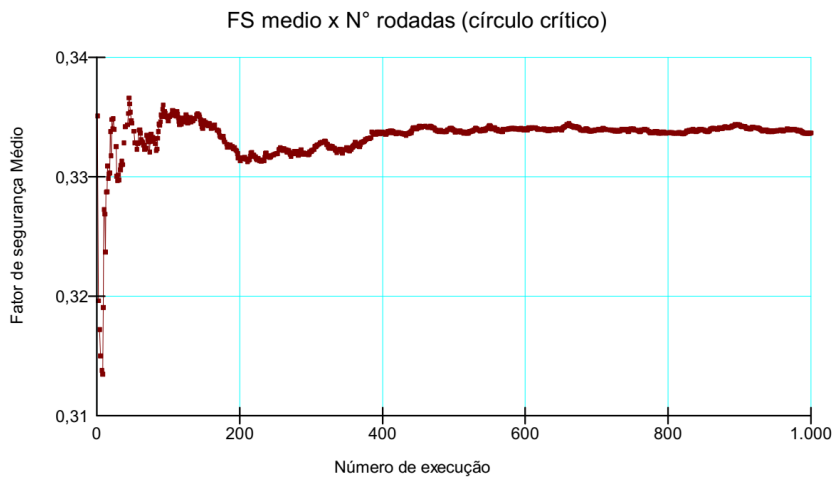


Figura F.23. Monte-Carlo - Convergência Fator de Segurança médio (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático

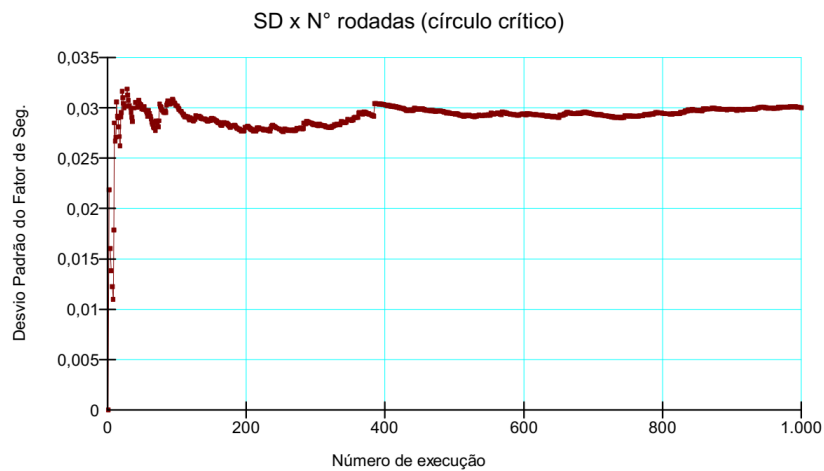


Figura F.24. Monte-Carlo - Convergência desvio-padrão (superfície crítica) - Liquefeito - Sadrekarimi - Quase-Estático