

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

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO MATERIAL
NA EVOLUÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA UTILIZANDO O
MÉTODO DO PONTO MATERIAL**

DANIELA TORO ROJAS

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc.

CO-ORIENTADOR: RAYDEL LORENZO REINALDO, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 322/2019

BRASÍLIA / DF: FEVEREIRO/2019

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

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO MATERIAL
NA EVOLUÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA UTILIZANDO O
MÉTODO DO PONTO MATERIAL**

DANIELA TORO ROJAS

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

APROVADA POR:

**Manoel Porfírio Cordão Neto, DSc. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**Raydel Lorenzo Reinaldo, DSc. (UFT)
(CO-ORIENTADOR)**

**Márcio Muniz de Farias, PhD. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**Miguel Angel Cabrera Cabrera, PhD. (Universidad de los Andes)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 13 de FEVEREIRO de 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

TORO ROJAS, DANIELA

Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material [Distrito Federal] 2019.

xxi, 140 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2019)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Movimentos de massa

2. Método do ponto material

3. Propriedades do solo

4. Modelos Constitutivos

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TORO, D. (2019). Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-322/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Daniela Toro Rojas

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material.

GRAU / ANO: Mestre / 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 dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Daniela Toro Rojas
SQN 206, Bloco D, Apto. 605.
CEP: 70844-040, Asa Norte, Brasília, DF - Brasil.
dtr1593@gmail.com

DEDICATÓRIA

Para mi hermana Ana María.

*“Para descubrir que la vida va sin pedirnos nada
Y considerar que todo es hermoso y no cuesta nada
Fogata de amor y guía
Razón de vivir mi vida”*

AGRADECIMENTOS

Para minha mãe Martha, ela sempre será a primeira pessoa a quem agradeço. Obrigada por me dar a vida, suas asas para voar, sonhar e me fazer acreditar que nada disso era impossível. Aqui tem a sua menina.

À minha irmã Ana María, por compartilhar todos esses anos de valiosas e grandiosas experiências. Eu sempre apreciarei sua força, seu amor, sua disposição e sua coragem que me fizeram vir aqui. Nossa família é perfeita e, portanto, nada será impossível para nós.

Ao meu orientador Manoel Porfírio Cordão Neto, pela sua companhia, suas palavras, amizade, fé em mim e todos os seus ensinamentos. Este trabalho e esses dois anos foram muito mais fáceis com o seu apoio. Espero continuar por muitos anos esse caminho profissional e pessoal que produziu resultados maravilhosos.

A Marcela Serrano, Claudia Murcia, Sandra García e Luís Rodríguez, em cujos lares eu sempre encontrei o apoio que não conseguia imaginar. Mil agradecimentos por me acompanharem e me receberem em suas casas. Eu nunca vou esquecer o que fizeram e sei que também graças a vocês esta experiência foi possível. Sempre ficarão no meu coração.

A meus amigos e familiares, Cristian Rodríguez, Sindy Ramírez, Viviana Garnica e Paula Rojas, o apoio de vocês nos últimos anos foi vital para tomar as decisões que me trouxeram aqui. Em qualquer lugar do mundo terão meu amor e minha amizade.

A Ángela, Lina, Laura, Edna, Hans e Nelson. Vocês sempre serão luz, esperança e amizade para mim. Que a vida nos permita nos encontrar para recuperar forças e continuar nossos caminhos.

Ao melhor grupo de pessoas que eu poderia encontrar no Brasil: Juliana Alarcón, Carlos Moreno, Nataly Sarasty, Julián Buriticá, Wilson David, María Paz Duque e Helard Becerra. Cada um conhece o amor que tenho por vocês e a gratidão por cada detalhe desses dois anos. Sem vocês nada disso seria verdade hoje. Que linda família somos.

A Virginie Queiroz, Leonardo Rodrigues, Luiza Nicolato e Felipe Nisiyama, os melhores brasileiros que eu pude conhecer. Vocês fizeram deste mestrado uma das melhores lembranças da minha vida. Obrigada.

Aos professores do programa de pós-graduação em geotecnia da UnB. São um grupo de pessoas valiosas e exemplares.

A Juan Carlos Ruge por sua fé em mim e seu apoio. Tudo teve seus resultados.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro.

RESUMO

Os movimentos de massa são fenômenos naturais frequentes e especialmente perigosos devido ao aumento da população e a ocupação irregular em zonas montanhosas. Realizar estudos através de métodos que permitam avaliar numericamente seu comportamento é essencial para mitigar e prevenir os possíveis impactos gerados por esses eventos. Os métodos tradicionais de Equilíbrio Limite e de Elementos Finitos não conseguem reproduzir o problema desde o início do movimento até o final de seu desenvolvimento, por isso, torna-se necessário utilizar novas formulações. Nesta dissertação o Método do Ponto Material foi selecionado para avaliar estes movimentos nas etapas de formação dos mecanismos de ruptura e desenvolvimento do movimento através de uma análise dos parâmetros de resistência e deformabilidade de um talude, utilizando o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo Cam-Clay modificado. Os resultados obtidos foram analisados para identificar a influência de cada parâmetro nas etapas estudadas além de comparar o comportamento da instabilidade quando simulada com diferentes modelos constitutivos. No primeiro caso se encontrou que os parâmetros de peso específico e coeficiente de Poisson não tem influência nenhuma na instabilidade, e que por outro lado, a coesão, o ângulo de atrito e o módulo de Young podem determinar o comportamento do movimento de massa antes e após da ruptura. Já na análise do modelo constitutivo, se observou que o Mohr-Coulomb apresenta resultados conservadores e diferentes do Cam-Clay modificado, indicando que os movimentos de massa podem ser influenciados por outros parâmetros que o último modelo contempla.

ABSTRACT

Mass movement are frequent natural phenomena and especially dangerous due to increased population and irregular settlements in mountainous areas. Carrying out studies using methods that allow the numerical evaluation of their behavior is essential to mitigate and prevent the possible impacts generated by these events. The traditional Limit Equilibrium and Finite Element methods fail to reproduce the problem from the beginning of the movement until the end of its development, so it is necessary to use new formulations. In this work the Material Point Method was selected to evaluate these movements in the stages of mechanisms of rupture formation and movement development through an analysis of the soil shear resistance and deformability parameters of a slope using the elastoplastic model with Mohr-Coulomb failure criterion and modified Cam-Clay model. The results obtained were analyzed with the aim of identify the influence of each parameter, in addition the behavior of the instability considering different constitutive models was compared. In the first case it was found that the parameters of specific weight and Poisson coefficient have no influence on instability, but cohesion, friction angle and Young's modulus can determine the behavior of mass movement after and before failure. In the analysis of the constitutive model, it was observed that the Mohr-Coulomb presents conservative and different results from the modified Cam-Clay, indicating that the mass movements can be influenced by other parameters that the last model contemplates.

SUMARIO

CAPÍTULO 1	1
1.1 INTRODUÇÃO	1
1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA	4
1.3 JUSTIFICATIVA	5
1.4 HIPÓTESE	5
1.5 OBJETIVOS	6
1.6 METODOLOGIA DA PESQUISA	6
1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO	8
CAPÍTULO 2	10
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA	10
2.1.1 TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA	10
2.1.2 FATORES DESENCADEANTES	15
2.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	15
2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DE GRANDES DEFORMAÇÕES 16	
2.2.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL	17
2.2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS NO MPM	29
CAPÍTULO 3	31
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	31
3.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL	31
3.1.1 EQUAÇÕES DE GOVERNO	31
3.1.2 DISCRETIZAÇÃO	32
3.1.3 ALGORITMO DE CÁLCULO	35
3.1.4 FORMULAÇÕES PARA ANÁLISES ACOPLADAS	39
3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS	40

3.2.1	MODELO CONSTITUTIVO ELÁSTICO E LINEAR	41
3.2.2	MODELOS ELASTOPLÁSTICOS	42
3.2.2.1	MODELO ELASTOPLÁSTICO COM CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB.....	46
3.2.2.2	MODELO ELASTOPLÁSTICO CAM-CLAY MODIFICADO	48
3.3	SOFTWARE: ANURA 3D.....	51
	CAPÍTULO 4.....	53
4.	VALIDAÇÕES.....	53
4.1	BLOCOS EM PLANO INCLINADO	53
4.2	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DA DISCRETIZAÇÃO	61
4.3	DAMPING.....	67
	CAPÍTULO 5.....	70
5.	ANÁLISE PARAMÉTRICA	70
5.1	INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE YOUNG	70
5.1.1	ANÁLISES DA FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA.....	73
5.1.2	DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO DE MASSA.....	84
5.1.2.1	VARIAÇÃO DA COESÃO.....	85
5.1.2.2	VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	88
5.2	INFLUÊNCIA DO PESO ESPECÍFICO	91
5.3	INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON.....	92
5.4	INFLUÊNCIA DA COESÃO	93
5.4.1	FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA.....	95
5.4.2	DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO	96
5.5	INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO	103
5.5.1	FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA.....	105
5.5.2	DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO	106

CAPÍTULO 6	110
6. INFLUÊNCIA DOS MODELOS CONSTITUTIVOS	110
6.1 CALIBRAÇÃO	110
6.2 COMPARAÇÃO	112
6.3 VARIAÇÃO DE M	117
6.4 COMPARAÇÃO MOHR-COULOMB E CAM-CLAY MODIFICADO	123
CAPÍTULO 7	130
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	130
7.1 CONCLUSÕES	130
7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1. Propriedades dos materiais	54
Tabela 4.2. Parâmetros de contato	55
Tabela 4.3. Tempo de processamento	55
Tabela 4.4. Propriedades dos materiais	62
Tabela 4.5. Identificação, discretização e tempo de análise.....	63
Tabela 5.1. Propriedades dos materiais	71
Tabela 5.2. Propriedades dos materiais com MEL.....	72
Tabela 5.3. Propriedades dos materiais para avaliar módulo e coesão	73
Tabela 5.4. Tempos de análise	73
Tabela 5.5. Propriedades dos materiais para avaliar a coesão	94
Tabela 5.6. Tempos de análise	95
Tabela 5.7. Propriedades dos materiais para avaliar o ângulo de atrito	104
Tabela 5.8. Tempos de análise	105
Tabela 6.1. Propriedades dos materiais Mohr-Coulomb.....	111
Tabela 6.2. Propriedades dos materiais Cam-Clay Modificado.....	111
Tabela 6.3. Valor de M para cada ϕ	118
Tabela 6.4. Tempos de análise	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Metodologia da dissertação.	8
Figura 2.1. Tipos de movimentos de massa (Highland & Bobrowsky, 2008).....	14
Figura 2.2. Malha computacional e pontos materiais no MPM (Modificado de Abe et al, 2017).....	18
Figura 2.3. Algoritmo geral do MPM (Lorenzo, 2015 (Modificado de Zabala, 2010))	18
Figura 2.4. Sequência do MPM.....	19
Figura 2.5. Método cpGIMP: a) Domínio inicial da partícula b) Domínio atualizado da partícula, numa análise com o método cpGIMP. (Lorenzo, 2015)	20
Figura 2.6. Falhas regressivas e progressivas (Modificado de Vardon et al, 2017).....	24
Figura 2.7. Conceito de coesão residual: c_p =coesão de pico, c_r =coesão residual, ε_p = deformações plásticas (Modificado de Vardon et al, 2017).....	24
Figura 3.1. Fases de cálculo no MPM: a) transporte de informação dos pontos materiais para os nós, b) solução das equações de movimento, c) atualização da informação nos pontos materiais e d) atualização da posição dos pontos materiais. (Modificado tutorial científico do Anura 3D, 2017).....	35
Figura 3.2. Algoritmo de cálculo no MPM (Lorenzo, 2015 citando a Buzzi et al, 2008)	39
Figura 3.3. Algoritmo de cálculo no MPM para análises acopladas com diferentes pontos materiais (Modificado de Abe et al, 2013).....	40
Figura 3.4. Ciclos carga e descarga (Modificado Farias, 2017).....	43
Figura 3.5. Curva de plastificação (Modificado Farias, 2017).....	44
Figura 3.6. Lei de fluxo (Modificado Farias, 2017).....	45
Figura 3.7. Lei de endurecimento (Modificado Potts & Zdravkovic, 1999).....	45
Figura 3.8. Expansão da função de plastificação (Modificado Farias, 2017)	46
Figura 3.9. Modelo elástico perfeitamente plástico (Modificado Farias, 2017)	47
Figura 3.10. Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Modificado Farias, 2017).....	47
Figura 3.11. Critério de Mohr-Coulomb na mecânica dos solos (Modificado Potts & Zdravkovic, 1999)	48
Figura 3.12. Comportamento em compressão isotrópica (Modificado Cordão, 2017).....	49
Figura 3.13. Estado crítico e superfície de plastificação (Modificado Cordão, 2017).....	50
Figura 3.14. Superfície de plastificação (Modificado Cordão, 2017)	50

Figura 3.15. Simulação do problema de colapso de colunas no Anura 3D (Manual Anura 3D, 2017).....	51
Figura 4.1. Validações.....	53
Figura 4.2. Configuração inicial dos blocos deslizantes (modificado – Anura3D, 2017)	54
Figura 4.3. Detalhe da discretização do problema	54
Figura 4.4. Movimento dos blocos para diversos tempos com MPM.....	56
Figura 4.5. Movimentos dos blocos para diversos tempos com MEF/ALE.	56
Figura 4.6. Deslocamento do bloco 1.....	57
Figura 4.7. Deslocamento do bloco 2.....	57
Figura 4.8. Deslocamento do bloco 3.....	57
Figura 4.9. Velocidade do bloco 1.	58
Figura 4.10. Velocidade do bloco 2.	58
Figura 4.11. Velocidade do bloco 3.	59
Figura 4.12. Diagrama do corpo livre	60
Figura 4.13. Deslocamento dos blocos.....	61
Figura 4.14. Velocidade dos blocos	61
Figura 4.15. Geometria do talude.....	62
Figura 4.16. Condições de contorno.....	63
Figura 4.17. Discretização e distância percorrida para cinco tamanhos de células com um, quatro e oito pontos materiais	64
Figura 4.18. Velocidade do ponto A com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais	65
Figura 4.19. Velocidade do ponto B com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais	65
Figura 4.20. Velocidade do ponto C com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais	65
Figura 4.21. Velocidade dos pontos materiais na malha M5MP4	66
Figura 4.22. Detalhe da malha	66
Figura 4.23. Avaliação da influência do damping no deslocamento do ponto A	67
Figura 4.24. Avaliação da influência do damping na velocidade do ponto C.....	68
Figura 4.25. Avaliação da influência do damping no deslocamento do ponto B.....	68
Figura 4.26. Avaliação da influência do damping na velocidade do ponto B.....	68
Figura 4.27. Avaliação da influência do damping no deslocamento do ponto C.....	69
Figura 4.28. Avaliação da influência do damping na velocidade do ponto C.....	69

Figura 5.1. Análises paramétricas	70
Figura 5.2. Geometria do talude.....	71
Figura 5.3. Factor de segurança com diferentes coesões	72
Figura 5.4. Deslocamento dos pontos materiais.....	74
Figura 5.5. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões antes da ruptura.....	75
Figura 5.6. Velocidade do ponto A para diferentes coesões antes da ruptura.....	75
Figura 5.7. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões antes da ruptura	75
Figura 5.8. Velocidade do ponto B para diferentes coesões antes da ruptura.....	76
Figura 5.9. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões antes da ruptura	76
Figura 5.10. Velocidade do ponto C para diferentes coesões antes da ruptura.....	76
Figura 5.11. Deslocamento do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)	77
Figura 5.12. Velocidade do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c' =1,25$ kPa)	77
Figura 5.13. Deslocamento do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)	78
Figura 5.14. Velocidade do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)	78
Figura 5.15. Deslocamento do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)	78
Figura 5.16. Velocidade do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)	79
Figura 5.17. Aceleração do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c' = 1,25$ kPa)	79
Figura 5.18. Aceleração do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c' = 1,25$ kPa)	80
Figura 5.19. Aceleração do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c' = 1,25$ kPa)	80
Figura 5.20. Aceleração do ponto A para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa)....	81
Figura 5.21. Aceleração do ponto B para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa)....	81
Figura 5.22. Aceleração do ponto C para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa).....	81
Figura 5.23. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 30 MPa)	82
Figura 5.24. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 60 MPa)	82
Figura 5.25. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 150 MPa)	83
Figura 5.26. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 300 MPa)	83
Figura 5.27. Comparação das superfícies de ruptura MEL /MPM	84
Figura 5.28. Distância percorrida com diferentes módulos e coesões	84

Figura 5.29. Distância percorrida com coesão 0 kPa	85
Figura 5.30. Distância percorrida com coesão 0,5 kPa	85
Figura 5.31. Distância percorrida com coesão 1,0 kPa	85
Figura 5.32. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões e módulos após a ruptura	86
Figura 5.33. Velocidade do ponto A para diferentes coesões e módulos após a ruptura.....	86
Figura 5.34. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões e módulos após a ruptura	87
Figura 5.35. Velocidade do ponto B para diferentes coesões e módulos após a ruptura	87
Figura 5.36. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões e módulos após a ruptura	87
Figura 5.37. Velocidade do ponto C para diferentes coesões e módulos após a ruptura	88
Figura 5.38. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 1,0 kPa)	89
Figura 5.39. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 1,0 kPa).....	89
Figura 5.40. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0,5 kPa)	90
Figura 5.41. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0,5 kPa).....	90
Figura 5.42. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0 kPa)	91
Figura 5.43. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0 kPa).....	91
Figura 5.44. Avaliação da influência do peso específico (γ) no deslocamento dos pontos A B e C	92
Figura 5.45. Avaliação da influência do peso específico (γ) na velocidade dos pontos A B e C	92
Figura 5.46. Avaliação da influência do coeficiente de Poisson (ν) no deslocamento dos pontos A B e C	93
Figura 5.47. Avaliação da influência do coeficiente de Poisson (ν) na velocidade dos pontos A B e C.....	93
Figura 5.48. Geometria do talude para análises de coesão.....	94
Figura 5.49. Detalhe da malha	95
Figura 5.50. Condições de contorno.....	95
Figura 5.51. Formação da superfície de ruptura com diferentes coesões	96
Figura 5.52. Distância percorrida com diferentes coesões.....	97

Figura 5.53. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=0$ kPa.....	97
Figura 5.54. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=5$ kPa.....	98
Figura 5.55. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=10$ kPa.....	99
Figura 5.56. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=15$ kPa.....	99
Figura 5.57. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=20$ kPa.....	100
Figura 5.58. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões.....	100
Figura 5.59. Velocidade do ponto C para diferentes coesões	101
Figura 5.60. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões.....	101
Figura 5.61. Velocidade do ponto B para diferentes coesões	102
Figura 5.62. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões	102
Figura 5.63. Velocidade do ponto A para diferentes coesões	103
Figura 5.64. Geometria do talude para análises do ângulo de atrito	103
Figura 5.65. Detalhe da malha	104
Figura 5.66. Condições de contorno.....	104
Figura 5.67. Formação da superfície de ruptura com diferentes ângulos de atrito	105
Figura 5.68. Distância percorrida com diferentes ângulos de atrito.....	106
Figura 5.69. Deslocamento do ponto C para diferentes ângulos de atrito	107
Figura 5.70. Velocidade do ponto C para diferentes ângulos de atrito	107
Figura 5.71. Deslocamento do ponto B para diferentes ângulos de atrito	108
Figura 5.72. Velocidade do ponto B para diferentes ângulos de atrito	108
Figura 5.73. Deslocamento do ponto A para diferentes ângulos de atrito	109
Figura 5.74. Velocidade do ponto A para diferentes ângulos de atrito	109
Figura 6.1. Comparação modelos constitutivos	110
Figura 6.2. p-q MC-CCM.....	112
Figura 6.3. Tensão desviadora - deformação MC-CCM.....	112
Figura 6.4. Localização dos pontos materiais na geometria 1	113
Figura 6.5. Formação da superfície de ruptura com diferentes modelos	113
Figura 6.6. Deslocamento do ponto A com diferentes modelos	114
Figura 6.7. Velocidade do ponto A com diferentes modelos	114
Figura 6.8. Deslocamento do ponto B com diferentes modelos.....	114
Figura 6.9. Velocidade do ponto B com diferentes modelos	115
Figura 6.10. Deslocamento do ponto C com diferentes modelos.....	115
Figura 6.11. Velocidade do ponto C com diferentes modelos	115
Figura 6.12. Resultado final da distância percorrida utilizados diferentes modelos.....	116

Figura 6.13. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com Cam-Clay Modificado	117
Figura 6.14. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com Mohr-Coulomb	117
Figura 6.15. Localização dos pontos materiais na geometria 2	118
Figura 6.16. Formação da superfície de ruptura com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	119
Figura 6.17. Distância percorrida com diferentes inclinações da linha de estado crítico	120
Figura 6.18. Deslocamento dos pontos no topo (A) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	121
Figura 6.19. Velocidade dos pontos no topo (A) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	121
Figura 6.20. Deslocamento dos pontos na metade (B) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	122
Figura 6.21. Velocidade dos pontos na metade (B) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	122
Figura 6.22. Deslocamento dos pontos no pé (C) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico.....	122
Figura 6.23. Velocidade dos pontos no pé (C) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico	123
Figura 6.24. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$).....	124
Figura 6.25. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$)	124
Figura 6.26. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$).....	124
Figura 6.27. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$)	125
Figura 6.28. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$).....	125
Figura 6.29. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$)	125
Figura 6.30. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$).....	126
Figura 6.31. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$)	126

Figura 6.32. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$).....	126
Figura 6.33. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$)	127
Figura 6.34. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$).....	127
Figura 6.35. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$).....	128
Figura 6.36. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$).....	128
Figura 6.37. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$).....	128
Figura 6.38. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$).....	129

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

ALE	Lagrangeano Euleriano Arbitrário
CEL	Euleriano-Lagrangeano acoplado
CPDI	Método de Interpolação de Domínio de Partículas Convectivas
DAM	Método de Profundidade Média
DAMP	<i>Depth-averaged Material Point Method</i>
DEM	Método dos Elementos Discretos
EFMG	Método Galerkin livre de elementos
EPP	Elástico Perfeitamente Plástico
FEMLIP	Métodos dos Elementos Finitos com pontos de integração lagrangeanos
GIMP	<i>Generalized Interpolation Material Point</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
MPM	Método do Ponto Material
OCR	Razão de pré-adensamento
PFEM	Método dos Elementos Finitos de Partículas
PIC	Partículas em Células
PIV	Velocimetria de Imagens de Partículas
RMPM	<i>Random Material Point Method</i>
SPH	<i>Smoothed Particle Hydrodynamics</i>
ϕ	Ângulo de atrito
A	Área
ν	Coefficiente de Poisson
c	Coesão
ρ	Densidade
χ_p	Função de característica no MPM
$F(\sigma)$	Função de plastificação
$G(\sigma)$	Função potencial plástico
M	Inclinação da linha de estado crítico
e	Índice de vazios

κ	Kappa
λ	Lambda
m	Massa
$\underline{\underline{D}}$	Matriz constitutiva
H	Módulo de endurecimento
E	Módulo de Young
γ	Peso específico
t	Tempo
τ_f	Tensão cisalhante de ruptura
p_0	Tensão de pré-adensamento
q	Tensão desviadora
p'	Tensão média efetiva
σ_f	Tensão normal no plano de ruptura
$\underline{\underline{\xi}}$	Tensor de deformações
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tensor de tensões
\underline{a}	Vetor de acelerações
\underline{u}	Vetor de deslocamento
$d\underline{\underline{\xi}}^p$	Vetor de fluxo
\underline{b}	Vetor de forças de corpo
\underline{t}	Vetor de forças de superfície
\underline{f}^{ext}	Vetor de forças externas
\underline{f}^{int}	Vetor de forças internas
\underline{x}	Vetor de posição
\underline{q}	Vetor de quantidade de momento
\underline{v}	Vetor de velocidade
V	Volume

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas as variações dos fenômenos climáticos e o aumento das catástrofes naturais gerado pelas mudanças climáticas têm sido um problema cada vez mais crítico, de acordo com o Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC, em sua sigla em inglês) no seu relatório de Gestão dos riscos de fenômenos meteorológicos extremos e desastres naturais (2012). O aumento da temperatura, furacões, ciclones, incêndios florestais, secas, tufões, inundações, deslizamentos e avalanches, são algumas das catástrofes e fenômenos mais comuns que afetam a população do mundo inteiro.

Os deslizamentos, as avalanches e os movimentos de massa em geral, são catástrofes que podem ocorrer com maior frequência, além de ser especialmente perigosas, devido ao aumento da população e a ocupação irregular em zonas montanhosas. Esses movimentos são gerados pela diminuição da resistência interna do material que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um aumento das solicitações externas aplicadas ao maciço.

Na maioria dos casos, as instabilidades são geradas quando as forças desestabilizadoras excedem a resistência dos materiais a serem arrastados ou deslocados, pela alteração das características do talude por fatores geométricos (altura, inclinação), condicionantes ou intrínsecos aos materiais (geologia, hidrogeologia e geotecnia) e desencadeantes (cargas dinâmicas, variação nas condições hidrogeológicas, fatores climáticos, variações da geometria e redução de parâmetros de resistência). Essas instabilidades tornam os movimentos de massa um fenômeno importante, cujas principais consequências em termos de danos são perdas de vidas, desastres ambientais e destruição da infraestrutura existente.

Uma tragédia produto de deslizamentos e avalanches ocorreu nos dias 11 e 12 de janeiro de 2011 no estado do Rio de Janeiro, onde chuvas torrenciais em sete municípios causaram a morte de mais de 900 pessoas e afetaram outras 300 mil, constituindo a maior tragédia até hoje associada aos movimentos de massa da história do Brasil. Grande parte dos impactos foi gerada por deslizamentos de terra em consequência do grande volume de chuvas registrado na região. Tendo como exemplo, a cidade de Nova Friburgo, segundo o Instituto Nacional de

Meteorologia (INMET, 2011) registrou 166 mm o que representa mais de 70% do valor médio histórico para o mês de janeiro.

Outro exemplo aconteceu no ano 2015 no município de Salgar, no estado de Antioquia – Colômbia. As fortes chuvas geraram grandes movimentos de massa, em especial deslizamentos que; junto com o transbordamento de um riacho, levaram rochas, solo e material vegetal até a zona urbana do município, destruindo 66 casas e afetando mais 219, além de inviabilizar uma ponte e ocasionar danos em outras seis. Nesse caso houve 104 mortes e 17000 pessoas afetadas. Além desses, entre janeiro e abril de 2016, a temporada de chuva extrema em Ruanda provocou deslizamentos e avalanches de terra nas zonas montanhosas dos 5 estados desse país, deixando 116 mortos, 49 pessoas soterradas sob os escombros, 30 feridos e 500 casas total ou parcialmente destruídas. Mais recentemente, na cidade de Mocoa ao sul da Colômbia, o aumento da chuva no mês de março de 2017 gerou o transbordamento dos rios Mocoa, Sangoyaco e Mulatos, no meio de uma região montanhosa, provocando assim deslizamentos e avalanches que atingiram a população, deixando 332 mortos, mais de 400 feridos e 1000 pessoas desabrigadas.

Uma das últimas tragédias registradas ocorreu na ilha indonésia de Java no ano de 2017, onde as inundações e as avalanches de terra deixaram 11 mortos e provocaram a evacuação de 4000 pessoas. Infelizmente, essa tragédia não é única, uma vez que a cada ano, esses fenômenos afetam o país, principalmente entre dezembro e fevereiro quando as chuvas atingem seu ponto mais alto.

Uma forma de prevenir e mitigar essas tragédias é a antecipação das consequências produzidas pelos movimentos de massa semelhantes aos relatados anteriormente. Nesse sentido, é importante entender o comportamento deste tipo de fenômenos. Segundo Skempton e Hutchison (1969), os movimentos de massa desenvolvem-se em três etapas: antes da ruptura, na ruptura e os deslizamentos pós ruptura. A maioria das investigações estão focadas no estudo das duas primeiras etapas, ou seja, na prevenção desses movimentos por meio de cálculos do fator de segurança ou da probabilidade de falha.

Alguns autores dirigiram seus estudos ao desenvolvimento de metodologias para avaliar quantitativa e qualitativamente a susceptibilidade de deslizamentos de terra (Park *et al.*, 2013, Malet *et al.*, 2009, Simoni *et al.*, 2008, Kanungo *et al.*, 2006). Outros têm-se centrado no estudo

de fatores deflagradores e condições desencadeantes, incluindo a sua descrição, classificação e tempo de ocorrência (Aristizábal *et al.*, 2016, Borfecchia *et al.*, 2016, Aghda & Bagheri, 2015). Outros, como Giupponi *et al.*, (2015), Zhihong *et al.*, (2010), Zêzere *et al.*, (2008) e Uzielli *et al.*, (2008) têm estimado o grau de perda de um conjunto de elementos expostos a ocorrência de um deslizamento de terra, avaliando a vulnerabilidade ou propensão a tal perda. Todos esses trabalhos têm como objetivo comum calcular a probabilidade e a severidade de um movimento de massa, isto é, o cálculo do risco estimado pelo produto entre a probabilidade e as consequências de um evento.

Para simular o comportamento desse tipo de fenômenos, a fim de melhorar a análise de risco, foram desenvolvidos modelos físicos e matemáticos que também visam evitar movimentos de massa. Entre os modelos matemáticos, o Método do Equilíbrio de Limite (MEL) é o mais conhecido. Ele se concentra no cálculo do fator de segurança através do uso de teorias de resistência de materiais (Beneyto *et al.*, 2012) considerando a massa do solo como um corpo rígido não deformável. O Método dos Elementos Finitos (MEF) por outro lado, tem sido utilizado como uma ferramenta mais precisa para a solução da maioria dos problemas na mecânica dos sólidos e na mecânica dos solos (Nazem *et al.*, 2006). Esses métodos concentram-se apenas no comportamento das encostas antes da ruptura e no início da instabilidade, sem considerar o estudo do desenvolvimento do movimento, ou seja, os eventos após a falha.

Contudo, para modelar o comportamento dos movimentos de massa com boa precisão após a ruptura, é necessário um método numérico que acompanhe o movimento do corpo simulado e que descreva seu comportamento, ou seja, um método capaz de simular grandes deslocamentos e deformações. Na atualidade, o MEF é a ferramenta mais utilizada no cálculo de deformações em problemas de Geotecnia, porém, não é possível obter resultados confiáveis em problemas de grandes deformações usando esta metodologia com sua formulação tradicional, devido as excessivas distorções da malha (Nazem & Sheng, 2005). Para superar esta dificuldade foram propostos outros métodos como o método Galerkin livre de elementos (EFMG), o *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH), o Método Lagrangeano Euleriano Arbitrário (ALE) e o Método do Ponto Material (MPM).

O MPM é uma ferramenta adequada na resolução de problemas de grandes deformações relacionados à engenharia geotécnica, onde o ponto material é visto como um elemento de volume representativo. Esta ferramenta usa modelos constitutivos baseados na mecânica dos

contínuos, como por exemplo, os modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modificado, dentre outros. Além disso, o uso de uma malha de fundo permite a implementação de condições de contorno de maneira semelhante ao MEF e em comparação com outros métodos sem malha, o MPM possui recursos computacionalmente eficientes (Abe *et al.*, 2014). O MPM tem sido utilizado para simular diferentes problemas geotécnicos como fundações (Lorenzo *et al.*, 2013), simulação de ensaios relacionados com deformações induzidas por movimentos de falhas (Johansson *et al.*, 2007), modelação de cargas de escavadoras (Coetzee *et al.*, 2006), modelação de âncoras em solos (Coetzee *et al.*, 2005), análise de propagação de fluxos em solo induzidos por terremotos (Konagai *et al.*, 2004), problemas de fluxo granular em um silo (Wieckowski 2003) e resposta de geomembranas a recalques (Zhou *et al.*, 1999). Outros autores têm trabalhado com movimentos de massa como González Acosta *et al.* (2018) que realizaram uma análise de impacto de um deslizamento contra uma parede rígida, considerando múltiplas condições iniciais para identificar as mais críticas. Vardon *et al.* (2017) realizaram várias simulações de falhas de taludes que incluíram o início e o desenvolvimento do movimento, a fim de quantificar melhor o risco e as consequências desses eventos. Bhandari *et al.* (2016) adotaram o MPM para simular a falha progressiva de um talude causada por um terremoto. Gabrieli & Ceccato (2016) simularam o impacto de um fluxo granular seco em uma parede rígida e compararam seus resultados com o DEM, obtendo boas aproximações com os dois métodos. Llano *et al.* (2015) simularam o deslizamento de um talude urbano para calcular variáveis de velocidade e energia que permitiram quantificar a vulnerabilidade das estruturas e das pessoas sujeitas ao impacto e Mast *et al.* (2014), utilizaram o MPM para simular rupturas de taludes desencadeadas pela gravidade, para avaliar a interação desses eventos com o ambiente construído.

1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

Os movimentos de massa são processos físicos que influenciam na dinâmica da evolução geomorfológica de uma região. Junto com o crescimento da população e da ocupação indiscriminada em áreas inadequadas tem-se um aumento na ocorrência de acidentes associados a estes processos, por isso torna-se necessário compreender o fenômeno, avaliar os diferentes tipos de movimento, listando os fatores e deflagrantes que influenciam no impacto e na forma que ocorre o movimento. Contudo, também é necessário analisar a evolução dos movimentos de massa, pois geralmente os estudos estão focados na previsão do fenômeno e não no desenvolvimento deles e nos níveis de consequência que pode atingir.

Sendo os movimentos de massa deslizamentos de solo e/ou rocha sob a ação direta da gravidade, pela contribuição de outro meio ou ação de um tipo de gatilho gerando uma redução da resistência dos materiais, o problema a partir do qual foi desenvolvido este trabalho é: quais e como as propriedades mecânicas do material influenciam na evolução dos movimentos de massa?

1.3 JUSTIFICATIVA

Os movimentos de massa ocorrem por todo o planeta sob qualquer condição climática, gerando centenas de mortes a cada ano, milhares de pessoas desabrigadas, perdas monetárias importantes e problemas econômicos ao longo prazo. De acordo a Highland e Bobrowsky (2008) as políticas de uso de solo não refletem o melhor planejamento para uso das zonas vulneráveis a deslizamentos, devido às complexidades políticas, culturais e financeiras e as peculiaridades de cada comunidade. Além disso, o crescimento populacional não é limitado nem controlado nas áreas de ocupação remotas (sem presença eficiente do Estado).

É importante então, realizar estudos relativos à abordagem, avaliação, mitigação, preparação, recuperação e prevenção dos impactos associados a movimentos de massa. Uma forma de realizar esses estudos é através de métodos que permitam avaliar numericamente o comportamento desses fenômenos. Os métodos tradicionais como os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) não conseguem reproduzir totalmente os problemas de encostas, por isso torna-se necessário utilizar outros métodos que tratem o problema de maneira abrangente. O Método do Ponto Material (MPM) neste caso, é apresentado como um método capaz de reproduzir a instabilidade de um talude desde antes da ruptura até os deslizamentos depois dela.

Desde modo, esta dissertação propõe utilizar o MPM para avaliar todas as etapas dos movimentos de massa, enfatizando no desenvolvimento deles a partir de análises que permitam identificar a influência dos parâmetros de resistência.

1.4 HIPÓTESE

Para alterar as propriedades do material com a finalidade de entender como elas influenciam no desenvolvimento dos movimentos de massa é preciso uma ferramenta que seja capaz de simular

os movimentos e as mudanças da evolução desse movimento. Desta forma, a hipótese proposta é:

O MPM é capaz de reproduzir a evolução de diferentes movimentos de massa a partir das mudanças dos parâmetros do material.

1.5 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral identificar quais e como as propriedades mecânicas do material afetam o desenvolvimento dos movimentos de massa.

Como objetivos específicos serão tratados quatro assuntos essenciais:

- Avaliar a capacidade do método do ponto material (MPM) para análise de desenvolvimento de movimentos de massa;
- Avaliar o uso do software ANURA3D com o método do ponto material (MPM) para análises de desenvolvimento de movimentos de massa;
- Testar modelos constitutivos existentes para identificar qual representa melhor a evolução dos diferentes tipos de movimentos de massa;
- Avaliar as propriedades mecânicas que afetam o desenvolvimento dos movimentos de massa com o modelo constitutivo escolhido.

1.6 METODOLOGIA DA PESQUISA

Para alcançar os objetivos propostos foi adotada a metodologia apresentada na Figura 1.1.

Etapa 1- Revisão Bibliográfica

Para desenvolver este trabalho foi elaborada uma revisão bibliográfica para melhorar a compreensão dos movimentos de massa, do método do ponto material e dos diferentes modelos constitutivos para avaliação do comportamento dos materiais.

Etapa 2- Estudo do software

Em virtude de conhecer a ferramenta de trabalho, o software ANURA 3D foi estudado com ajuda do manual da ferramenta. O software também foi validado para a modelação de movimentos de massa.

Etapa 3- Simulações numéricas

Na etapa três um talude foi simulado numericamente por meio do método do ponto material. O talude tem inicialmente uma geometria e parâmetros iniciais do material fixos. Nesta primeira etapa, o fator deflagrante foi um carregamento externo e o modelo constitutivo utilizado foi Mohr-Coulomb. Uma vez feita a análise inicial, os parâmetros do material foram alterados. As mesmas atividades foram realizadas com o modelo constitutivo Cam Clay modificado.

Etapa 4- Análises de resultados

Todos os resultados foram analisados e comparados entre eles. Nesta etapa foi determinada a influência dos parâmetros.

Etapa 5- Conclusões e recomendações

Na etapa cinco foram expostas as conclusões das validações e de todas as análises. Foram também identificadas as recomendações para pesquisas futuras.

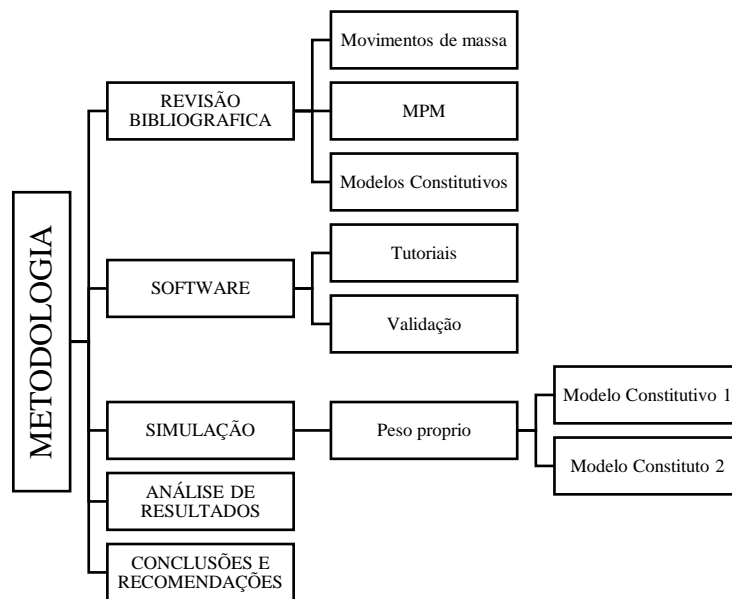


Figura 1.1. Metodologia da dissertação.

1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação foi dividida em sete capítulos:

No Capítulo 1 é apresentada a introdução à pesquisa, o problema que a motivou, a hipótese proposta, a justificativa, os objetivos e metodologia. Além disso apresenta-se a estrutura geral e o conteúdo do trabalho.

No Capítulo 2 é feita a revisão bibliográfica dos temas da dissertação e dos trabalhos já realizados que estão relacionados com ela.

No Capítulo 3 é apresentada a fundamentação teórica da formulação tradicional do MPM e algumas das suas derivações. Além disso, é apresentada a formulação do método no software Anura 3D®. Também são apresentados conceitos da teoria da plasticidade e de modelos constitutivos clássicos na geotecnia.

No Capítulo 4 são apresentadas algumas validações para o uso do MPM e o software Anura 3D® no problema dos movimentos de massa.

No Capítulo 5 é feita a análise dos parâmetros de resistência no talude cuja falha é gerada pela gravidade.

No Capítulo 6 é avaliada a influência dos modelos constitutivos na análise de desenvolvimento de um movimento de massa

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e as recomendações para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentadas algumas definições e pesquisas para o entendimento da dissertação. Dentre elas estão os movimentos de massa, seus tipos e as formas de análise, o método do ponto material e os modelos constitutivos utilizados nele.

2.1 MOVIMENTOS DE MASSA

O movimento de massa é um termo para descrever o deslocamento de rocha, solo ou material orgânico em grandes quantidades sob a ação da gravidade, em resposta a um fator desencadeante específico.

A instabilidade de um talude é causada pela alteração das suas características geológicas e geomorfológicas devido a mudanças de fatores internos e externos. Os internos são as características geológicas, geomorfológicas, geotécnicas e de vegetação que determinam a susceptibilidade da encosta, enquanto os elementos externos são considerados como desencadeadores ou contribuintes, tais como os fatores sísmicos, antropogênicos e climáticos (INVIAS, 2006).

Esses movimentos consistem em importantes processos naturais que fazem parte da evolução geomorfológica de uma região. São também especialmente perigosos pelo crescimento da ocupação urbana indiscriminada em áreas desfavoráveis, sem o adequado planejamento do uso do solo e sem a adoção de técnicas adequadas de estabilização (Tominaga *et al.*, 2009). Nesse sentido, quando eles ocorrem podem atingir o nível de desastre

2.1.1 TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

As classificações dos diferentes tipos de deslizamento estão associadas aos mecanismos de falha em taludes e suas propriedades (Highland & Bobrowsky, 2008) Os tópicos seguintes abordam as características dos tipos de movimentos de massa na visão de vários autores, tomando como base a classificação adotada por Varnes (1978).

- Quedas: Neste tipo de ruptura o solo ou a rocha se desagregam do talude para, posteriormente, romper por queda, salto ou rolamento, segundo Fernandes (2010). O autor complementa que a movimentação neste tipo de ruptura é bastante veloz e que antes da desagregação do maciço de origem pode ou não ocorrer movimentos mais amenos. Porém, Augusto Filho (1992) diz que os movimentos podem ser do tipo queda livre ou em plano inclinado, sem planos de deslocamento e com geometria variável (Figura 2.1a)

- Tombamentos: Movimento que ocorre rotação em torno de um ponto abaixo do centro de gravidade de um ou vários blocos, ou por meio de forças aplicadas por blocos vizinhos, ou ainda por fluídos passantes nas fissuras (Figura 2.1b). Dependendo da inclinação do talude e da orientação de suas descontinuidades, pode culminar ou não com a queda ou deslizamento. Pode incidir em diversos tipos de rochas, solos granulares ou coesivos, podendo movimentar desde algumas centenas até milhares de metros cúbicos de material (Fernandes, 2010).

- Escorregamentos: Ocorre sobre superfícies delgadas e com grande deformação por cisalhamento em declive. É capaz de acontecer com massa de solo ou rocha. Aumenta progressivamente a partir de uma massa de material deslocada (Highland & Bobrowsky, 2008). Augusto Filho (1992) ressalta que as velocidades neste tipo de ruptura são médias a altas, podem deslocar pequenos ou grandes volumes de material e com poucos planos de falha. De acordo com Varnes (1978) esse tipo de escorregamento pode ser subdividido entre rotacional e translacional, podendo ocorrer em rocha, solos granulares e solos coesivos.
 - Rotacional ou afundamentos: Highland & Bobrowsky (2008) dizem que no escorregamento rotacional a superfície de ruptura é curvada e o movimento que o caracteriza é a circular em torno de um eixo paralelo ao contorno do talude. Augusto Filho (1992) complementa que estão sujeitos a escorregamentos circulares solos espessos e homogêneos e rochas muito fraturadas (Figura 2.1c).

 - Translacional: Augusto Filho (1992) fala que o escorregamento planar ocorre em solos pouco espessos e solos e rochas com um plano de fraqueza. Segundo Tominaga *et al.* (2009) esse tipo de ruptura é o mais comum dentre todos os movimentos de massa e é diretamente causado pela heterogeneidade dos solos e descontinuidade de rochas. De acordo com Highland & Bobrowsky (2008), escorregamentos planares podem alcançar grandes distâncias, dependendo da inclinação da superfície de ruptura (Figura 2.1d).

- Espalhamento: Caracterizado pela ruptura e espalhamento de solos e rochas que se encontram próximo aos materiais que sofreram colapso, o que acarreta um alívio de tensões temporário na interface entre esses materiais (Figura 2.1e). O material próximo pode sofrer vários tipos de ruptura, como por exemplo, rotação, translação, escoamento e desintegração (Fernandes, 2010).

- Escoamento: É um movimento espacialmente contínuo no qual as superfícies de cisalhamento têm espaço reduzido entre elas. Nestes casos, a velocidade da massa deslocada é semelhante à de um líquido viscoso. Com frequência e dependendo da quantidade de água e do desenvolvimento do movimento, os escorregamentos evoluem para escoamentos (Highland & Bobrowsky, 2008). Dentre os escoamentos, tem-se o fluxo de detritos, fluxo de detritos vulcânicos, avalanches, fluxos de terra e fluxos lentos de terra.
 - Fluxo de detritos: é um fluxo rápido ou extremamente rápido de detritos saturados em um talude íngreme. Este fenômeno é especialmente perigoso em terrenos montanhosos e é considerado diferente dos outros tipos de escoamentos, na medida em que ocorre periodicamente sendo específico para um determinado caminho e área de deposição, influenciando na metodologia de estudos de risco e na comparação com outros tipos de fenômenos relacionados (Hungr, Leroueil & Picarelli, 2015);

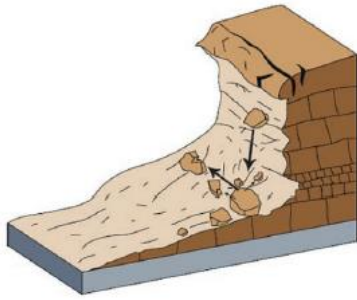
 - Fluxo de detritos vulcânicos: como o nome indica, este tipo de escoamento origina-se nos taludes de vulcões onde a lama vulcânica movimenta as partículas sólidas geradas pelas erupções (Figura 2.1f). Podem atingir uma área de centenas de quilômetros e crescem com o aumento de velocidade e de acúmulo de fragmentos (Highland & Bobrowsky, 2008);

 - Avalanches de detritos: são desastres naturais com alto poder destrutivo. Tradicionalmente ocorrem após longos períodos de chuva, têm curta duração, grandes velocidades e são altamente catastróficos (Figura 2.1g). Podem transportar desde lama e areia até árvores e blocos de rocha a longas distâncias (Massad, 2003). É um evento único que pode ser encontrado em qualquer lugar em encostas íngremes, sem confinamento e sem a necessidade de um canal estabelecido. Geralmente, as avalanches de detritos iniciam como deslizamentos ou escorregamentos e estão associadas com falhas de solo residual, coluvião, piroclástico ou folheado orgânico (Hungr, Leroueil & Picarelli, 2015);

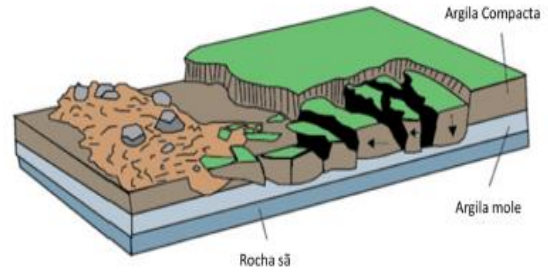
- Fluxo de Terra: movimento intermitente entre rápido e lento, facilitado por uma combinação de deslizamentos ao longo de múltiplas superfícies de cisalhamento. Estes tipos de fluxo ocorrem em solos misturados, cuja consistência fica próxima ao limite de plasticidade. Esse material se deforma com facilidade e como resultado a velocidade do movimento é intermitente. Ocorrem geralmente em inclinações menores que 12° e podem atingir um comprimento de dezenas de metros ou alguns quilômetros (Hungar, Leroueil & Picarelli, 2015);

- Fluxos lentos de terra: rastejo ou *creep* é o nome informal dado ao fluxo lento de terra e consiste de um movimento vagaroso, imperceptível e contínuo, para baixo do solo que forma o talude (Highland & Bobrowsky, 2008). Essa forma de movimento se dá em vários planos de deslocamento, com velocidade muito baixas, da ordem de centímetros por ano, podendo ainda ser decrescentes à medida que se encontram mais profundas, segundo Augusto Filho (1992). Os movimentos podem ser sazonais, constantes ou intermitentes, ocorrendo com geometria indefinida em solos, depósitos e rochas fraturadas (Figura 2.1h).

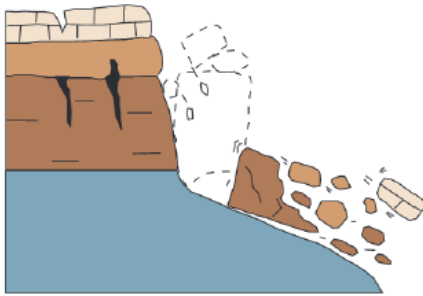
- Movimentos complexos: São combinações de dois ou mais tipos de movimentos. Segundo Fernandes (2010) esta forma de ruptura é mais comum do que qualquer tipo de movimento isoladamente, com destaque para as combinações do tipo queda e rolamento de blocos a escoamentos de materiais granulares ou escorregamentos e escoamentos de solos e detritos.



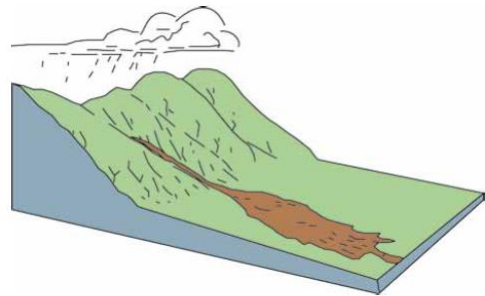
a) Quedas



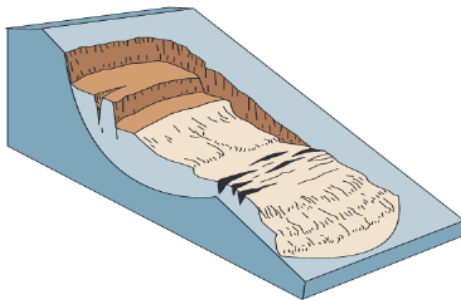
e) Espalhamento lateral



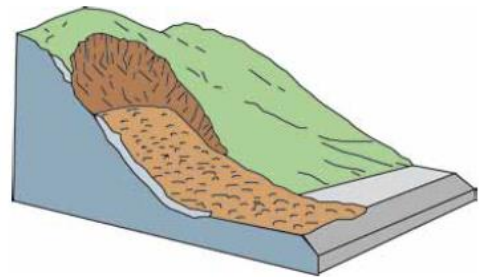
b) Tombamentos



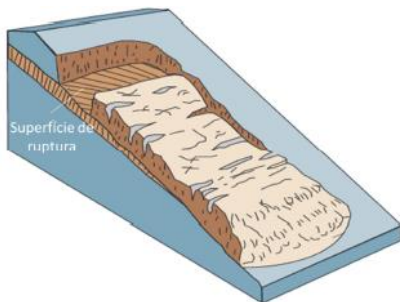
f) Fluxo de detritos



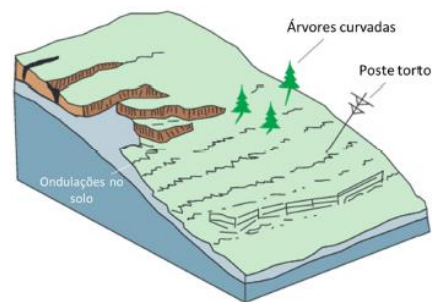
c) Escorregamento rotacional



g) Avalanche de detritos



d) Escorregamento translacional



h) Rastejo

Figura 2.1. Tipos de movimentos de massa (Highland & Bobrowsky, 2008)

Embora não seja necessário aprofundar na classificação dos movimentos para os propósitos desta pesquisa, deve-se mencionar que Hungr *et al.* (2013) introduziram modificações na classificação de Varnes (1978) para incluir os avanços na compreensão dos fenômenos de

deslizamento, adaptar os materiais à terminologia de geologia e geotecnia e explicar os mecanismos do movimento que não tinham sido estudados.

2.1.2 FATORES DESENCADEANTES

Em geral, instabilidades ou movimentos de massas ocorrem devido a uma diminuição da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um aumento das solicitações externas aplicadas ao maciço (INVIAS, 2006). Na maioria dos casos, as instabilidades são geradas quando as forças desestabilizadoras excedem a resistência dos materiais a serem arrastados ou deslocados. Assim, os fatores que influenciam, condicionam e desencadeiam as instabilidades são:

- Fatores geométricos: altura, inclinação.
- Fatores condicionantes (intrínsecos aos materiais): geológicos (planos e zonas de fraqueza), hidrogeológicos (presença de água), geotécnicos (comportamento mecânico, resistência e deformabilidade)
- Fatores desencadeantes (externos): cargas dinâmicas, fatores climáticos.

2.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade de taludes tem como objetivo prevenir e mitigar as tragédias resultantes dos movimentos de massa. Ao longo dos anos se desenvolveram metodologias que estimam qualitativa e quantitativamente o risco que eles geram. Tipicamente os métodos de análise de estabilidade avaliam a falha inicial do talude sem considerar o movimento posterior, embora este seja importante na avaliação desse risco.

O método do equilíbrio limite (MEL) é um dos mais utilizados para fazer essa análise de estabilidade em taludes naturais e artificiais através do cálculo do fator de segurança. O método é baseado nos princípios da estática, ou seja, nos equilíbrios estáticos das forças e momentos sem levar em consideração os deslocamentos próprios da massa de solo (Fredlund & Rahardo, 1993). Métodos como os de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, e Morgenstern-Price são os mais conhecidos.

O método dos elementos finitos (MEF) é também utilizado na análise de estabilidade. Neste método são caracterizados o comportamento e a geometria do material, permitindo avaliar a estabilidade inicial de um talude, reduzindo a resistência do material até que as deformações superam um valor limite (Vardon *et al.*, 2017).

No primeiro método (MEL) é necessário um conhecimento inicial do mecanismo de falha embora essa desvantagem seja compensada, pelo menos em parte, pelas vantagens da velocidade de cálculo e da simplicidade conceitual. O MEF pelo contrário, não prescreve o mecanismo de falha, porém, sem modificações na sua formulação, não pode analisar o comportamento do deslizamento uma vez que as deformações tenham excedido um certo limite, devido as distorções excessivas que se geram na sua malha. Nenhum desses dois métodos consegue reproduzir o comportamento desde a falha até o movimento após a ruptura sem modificações nas suas abordagens (Vardon *et al.*, 2017).

Outros métodos permitem fazer análises de estabilidade completas, ou seja, na pré-ruptura e pós-ruptura. Um deles é o método do ponto material (MPM) que será explicado e utilizado nesta dissertação.

2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DE GRANDES DEFORMAÇÕES

Soluções numéricas para resolver problemas de grandes deformações têm sido investigadas nas últimas três décadas. Geralmente os problemas da mecânica dos contínuos são resolvidos utilizando o MEF, mas como mencionado, com sua formulação tradicional não pode simular essas grandes deformações sem apresentar distorções da malha e perda de convergência (Nazem *et al.*, 2006).

Por essas limitações, diferentes abordagens foram desenvolvidas. Dentre elas estão:

- Métodos lagrangeanos-eulerianos como o Euleriano-Lagrangeano Acoplado (CEL) e o Arbitrário Lagrangeano-Euleriano (ALE) (Liu *et al.*, 1986 apud Nazem, 2006);
- Métodos “*mesh-less*” como o método de Galerkin livre de elementos (EFGM) (Belytschko *et al.*, 1994) e o método dos elementos finitos de partículas (PFEM);
- Métodos MEF modificados como o Método dos Elementos Finitos com pontos de integração lagrangeanos (FEMLIP)

- Métodos “*mesh-free*” como o *Smooth particle hydrodynamics* (SPH) (Gingold & Monaghan, 1977) e o Métodos dos Pontos Materiais (Sulsky *et al.*, 1994, 1995)
- Métodos discretos como o Método dos Elementos Discretos (DEM).

Todos esses métodos têm sido utilizados na solução de problemas de engenharia geotécnica, especificamente na área de movimentos de massa (Soga *et al.*, 2015). A formulação numérica, os tempos de análise, o tipo de problema e de material são alguns das condições principais para escolher uma dessas abordagens.

2.2.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL

O método do ponto material (MPM), desenvolvido por Sulsky *et al.* (1994, 1995), é uma abordagem computacional híbrida lagrangeana-euleriana proposta como uma alternativa para resolver problemas na mecânica dos contínuos que envolvam grandes deformações. Para utilizar o método dos elementos finitos (MEF) nesse caso, é preciso fazer um mapeamento e relocação das variáveis de estado, gerando perdas de informação e imprecisões na solução final. Por isso, e como resposta às limitações do MEF surgiu o MPM (Llano *et al.*, 2015). O método mistura ideias e procedimentos do método de partículas em células (PIC) e do método dos elementos finitos. Com este método, os corpos materiais são discretizados como uma coleção de partículas não conectadas entre elas, que transportam uma massa cujo valor se mantém fixo para garantir a conservação da massa. Os outros parâmetros necessários para definir o estado do corpo como a tensão, a densidade e a história das variáveis também são associados aos pontos materiais (Zabala & Alonso, 2011). A interação entre as partículas, ou seja, o cálculo das equações de movimento, é feita nos nós de uma malha computacional euleriana estacionária similar às utilizadas no MEF, a qual permanece constante para todo o cálculo, eliminando assim o problema da distorção (Figura 2.2). A malha é usada então para determinar a solução incremental das equações governantes por meio de uma descrição euleriana (Al-Kafaji, 2013).

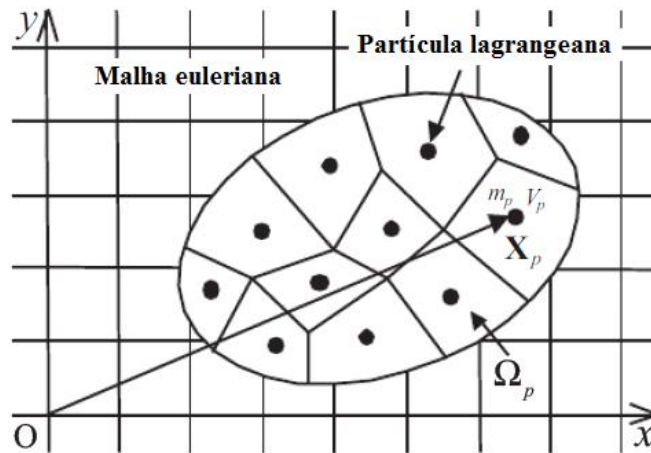


Figura 2.2. Malha computacional e pontos materiais no MPM (Modificado de Abe *et al.*, 2017)

No MPM as equações de movimento são resolvidas nessa malha computacional que cobre todo o domínio do problema. Em cada passo da análise as quantidades transportadas pelos pontos materiais se interpolam aos nós da malha, utilizando as funções de forma associadas a eles, como no MEF. As condições de contorno se impõem nos nós da malha e as equações de movimento se resolvem de forma incremental nelas. Logo, são atualizadas as magnitudes das variáveis nos pontos materiais, mediante a ponderação dos resultados dos nós, utilizando de novo as mesmas funções de forma (Figura 2.3). No MPM, a informação armazenada na malha não é requerida no seguinte passo da análise, portanto pode ser descartada (Zabala, 2010). Um resumo dos passos de uma análise com MPM é apresentado na Figura 2.4.

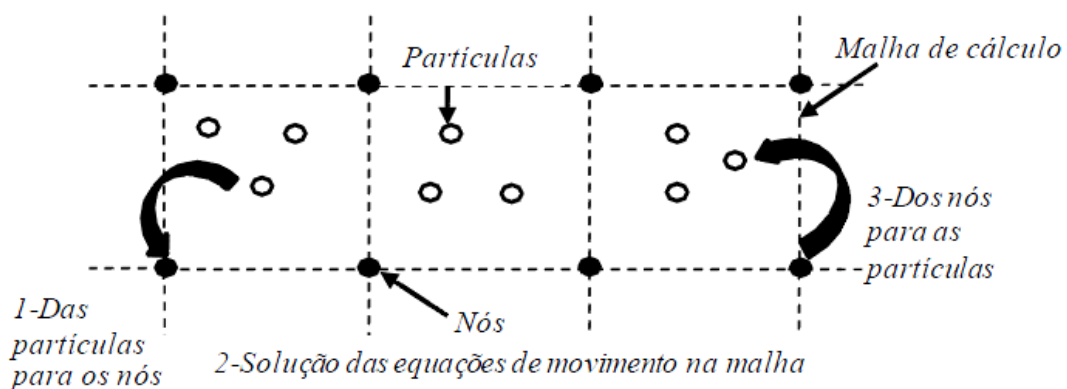


Figura 2.3. Algoritmo geral do MPM (Lorenzo, 2015 (Modificado de Zabala, 2010))

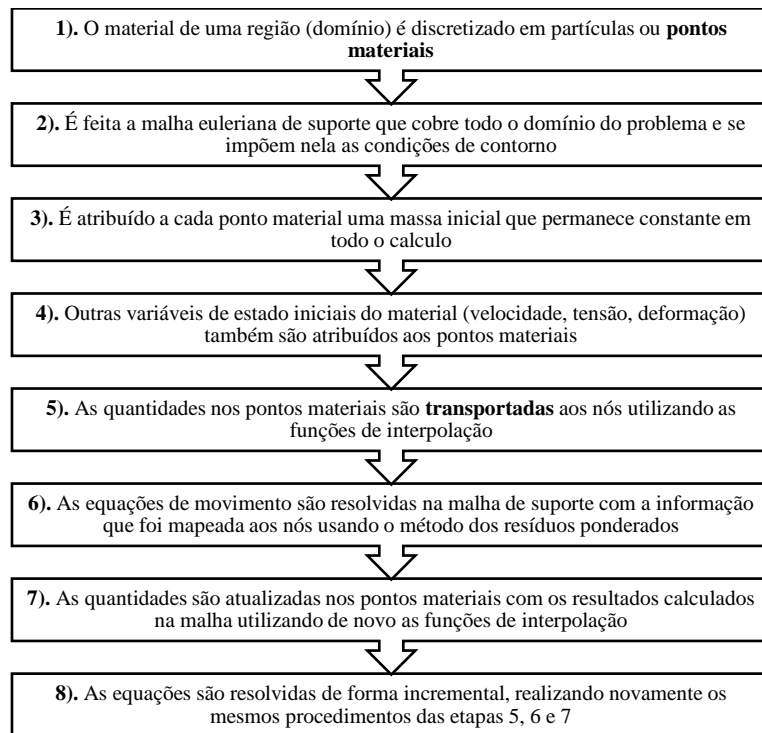


Figura 2.4. Sequência do MPM

Como no MEF, a integração temporal do MPM pode ser implícita ou explícita, porém, esta última tem sido mais utilizada na maioria dos desenvolvimentos do método, gerando em ocasiões problemas de instabilidade numérica (Wang *et al.*, 2016). Nos últimos anos foi desenvolvida uma formulação generalizada do MPM para eliminar esse problema que surge exatamente quando uma partícula passa de uma célula para outra. Este método é conhecido como *Generalized Interpolation Material Point (GIMP)*, no qual são modificadas as funções de interpolação utilizadas no método convencional, para evitar essa instabilidade (Lorenzo *et al.*, 2013). No GIMP a massa das partículas é assumida distribuída e não concentrada em um ponto, permitindo a continuidade dos gradientes das funções de interpolação e uma transição suave das forças internas das células quando uma partícula passa de uma célula para outra (Zabala, 2010).

Duas metodologias são derivadas do GIMP e sua necessidade de conhecer o domínio das funções característica das partículas em cada instante de tempo: o método uGIMP e o método cpGIMP. O primeiro considera que os domínios permanecem constantes para sempre, no entanto, ele apresenta problemas de instabilidade quando as partículas são separadas por tração. O cpGIMP tenta solucionar essa instabilidade mudando o tamanho do domínio mantendo sua forma original (Figura 2.5). Contudo o método é limitado a problemas onde o carregamento

está alinhado com a malha do fundo, pois apresenta problemas com deformações por cisalhamento e grandes rotações (Sadeghirad *et al.*, 2011).

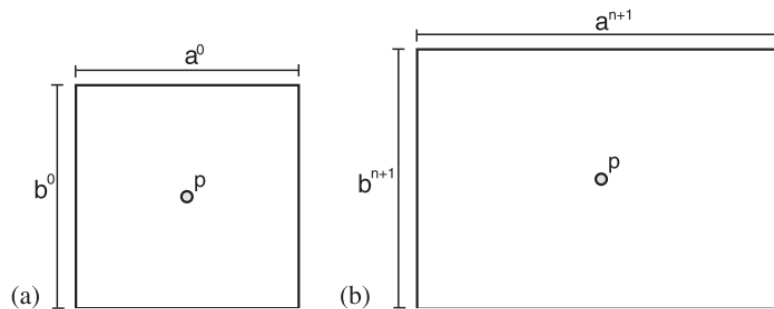


Figura 2.5. Método cpGIMP: a) Domínio inicial da partícula b) Domínio atualizado da partícula, numa análise com o método cpGIMP. (Lorenzo, 2015)

Para resolver os problemas do cpGIMP o método CPDI (método de interpolação de domínio de partículas convectivas) foi proposto por Sadeghirad *et al.* (2011). No CPDI o domínio das partículas é assumido como um paralelogramo, permitindo avaliar as deformações por cisalhamento. As funções de interpolação dos nós neste método, são as utilizadas no MEF para elementos 2D de 4 nós.

Wang *et al.* (2016a) desenvolveram outra variante do MPM para abordar também o problema da instabilidade numérica. Neste caso os autores utilizaram um esquema de integração de tempo implícito que além de limitar o tamanho do passo temporal diminuindo potencialmente os custos computacionais, melhora a precisão do algoritmo, o que é importante para alguns modelos constitutivos elastoplásticos. Com esta variante tanto os problemas dinâmicos como os quase estáticos também podem ser resolvidos.

O comportamento do MPM tem sido validado e comparado com diferentes métodos e técnicas. Pinyol *et al.* (2017) utilizaram a técnica da Velocimetria de Imagens de Partículas (PIV) na análise da falha de uma encosta de areia em condições secas feita no laboratório a escala 1 g, para depois comparar o comportamento com os resultados numéricos obtidos com MPM. As variáveis do modelo numérico armazenadas nos pontos materiais (deslocamentos velocidades, acelerações e deformações) eram conferidas diretamente com as medidas experimentais obtidas através de um código de pós-processamento para o PIV que os autores criaram. Eles concluíram que a técnica PIV e seu código implementado, são ferramentas apropriadas para interpretar ensaios que envolvam grandes deslocamentos, além de ter a capacidade de validar resultados

do MPM, pois as discrepâncias encontradas nas comparações do ensaio da encosta foram relativamente pequenas.

Kumar *et al.* (2017) simularam fluxos granulares transientes em geometrias pequenas com o Métodos dos Elementos Discretos (DEM) por ser uma ferramenta que reproduz acuradamente o fenômeno dinâmico não trivial de dissipação de energia e tem a capacidade de fazer uma análise a escala de grão. No entanto, este método apresentou uma falha grave no número de partículas que podem ser simuladas em um tempo razoável, mesmo em condições simples. Por este motivo os autores comparam esses resultados com simulações feitas com MPM ao considerar que sua abordagem contínua pode reproduzir em menos tempo a evolução de um fluxo granular quando desestabilizado por um aumento de energia. Eles concluíram que a distribuição da energia cinética na massa granular tem um efeito na cinemática do fluxo e que o MPM é capaz de simular essa distribuição e a evolução transitória do fluxo granular. Gabrieli & Ceccato (2016) utilizaram também o DEM (discreto) e o MPM (contínuo) para comparar os resultados das duas abordagens nas simulações de impacto de fluxos granulares em paredes rígidas. Os resultados, embora qualitativamente similares, diferem quantitativamente devido (principalmente) à diferença da simulação da zona morta que gera valores de força diferentes com cada método. Os autores sugerem o uso de diferentes e mais avançados modelos constitutivos para melhorar as comparações.

Em análises acopladas Spiezia *et al.* (2015) realizaram simulações numéricas com o MPM do ensaio oedométrico unidimensional submetido a grandes e pequenas deformações, para conferir os resultados obtidos com o MEF e a solução analítica de Terzaghi. Os autores concluíram que os dois métodos descrevem eficientemente os processos de deslocamento de sólidos e de difusão do fluido típico de um problema de adensamento. Além disso, os métodos utilizam diferentes esquemas de integração de tempo: implícito para um problema quase estático no caso do MEF e explícito para um problema dinâmico no caso de MPM. No entanto, os incrementos pequenos de tempo garantem uma solução muito precisa para ambos os métodos. Outra conclusão importante foi que tanto o MEF como o MPM calcularam os deslocamentos previstos com grandes deformações, não obstante, a evolução da distribuição da poropressão não foi igual. Os autores afirmam que a diferença está no modo como as grandes deformações são tratadas nos métodos MEF e MPM, em particular no que diz respeito às equações constitutivas quando utilizados modelos elásticos lineares e elastoplásticos.

Nesse contexto, anos atrás surgiu a necessidade de estudar novas formulações para grandes deformações em análises hidromecânicas acopladas e seu comportamento com diferentes modelos constitutivos. Abe *et al.* (2013) por exemplo, propuseram uma formulação para resolver problemas hidromecânicos acoplados de solo saturado com fluido, sujeito a grande deformação (ver Capítulo 3). Eles também comparam seus resultados com a solução analítica de um ensaio oedométrico unidimensional, encontrando que os resultados são mais acurados com a seleção do tamanho da malha e a densidade de partículas apropriados. Em geral, uma malha fina e o aumento do número de partículas diminuem o erro. Contudo, uma malha *muito* fina (com maior número de elementos) e um maior número de pontos aumentam o erro novamente.

As análises hidromecânicas incluem também as formulações de fluxo acoplado (água e ar) para o estudo de solos não saturados com MPM. Yerro *et al.* (2015) fizeram uma formulação trifásica para um único ponto material. Na abordagem, as propriedades do solo, as tensões e as variáveis de estado são agrupadas nos pontos materiais. As equações de conservação de massa e das relações constitutivas foram formuladas ao nível do ponto material e o equilíbrio foi estabelecido em termos dinâmicos para as três fases. As acelerações são calculadas na malha de fundo enquanto as velocidades, deslocamentos e deformações são obtidos nos pontos materiais. Como no MPM original, o esquema de integração foi explícito oferecendo uma vantagem em termo de custo computacional. Os mesmos autores no ano 2016, fizeram uma análise do efeito do número de pontos materiais e do *damping* comparando os resultados com a solução analítica de Terzaghi de adensamento unidimensional. No primeiro caso, encontraram que os resultados com um e quatro pontos materiais são muito próximos à solução analítica. Porém, com quatro pontos materiais as duas soluções ficam praticamente iguais. Com o *damping* (0,05 e 0,75) se apresenta uma variabilidade maior nos resultados, concluindo que esse parâmetro é determinante para o comportamento da simulação toda.

Todas essas formulações, validações e comparações do MPM, foram utilizadas para simular diferentes problemas geotécnicos como modelações de ensaios experimentais de colapso de diques envolvendo solos moles (Fern *et al.*, 2017), modelações do processo de erosão interna em solos internamente instáveis e bimodais (Yerro *et al.*, 2017), fundações (Lorenzo *et al.*, 2013), simulação de ensaios relacionados com deformações induzidas por movimentos de falhas (Johansson *et al.*, 2007), modelação de cargas de escavadoras (Coetzee *et al.*, 2006), modelação de ancoras em solos (Coetzee *et al.*, 2005), análise de propagação de fluxos em solo

induzidos por terremotos (Konagai *et al.*, 2004), problemas de fluxo granular em um silo (Wieckowski 2003) e resposta de geomembranas a recalques (Zhou *et al.*, 1999).

Outros autores têm trabalhado na área de movimentos de massa como Fatemizadeh & Moorman (2015) que desenvolveram um programa bidimensional com base na formulação original do MPM com o objetivo de avaliar a capacidade do método para simular problemas de estabilidade de taludes. O código desenvolvido foi primeiro validado com as soluções analíticas de um sistema de mola e massa unidimensional e com o exemplo de uma caixa que desliza sobre um plano inclinado, obtendo resultados iguais nos dois casos. Os autores concluíram que o MPM é uma ferramenta capaz de simular problemas de movimentos de massa e outros que envolvam grandes deformações.

Vardon *et al.* (2017) realizaram várias simulações de falhas de taludes que incluíram uma análise abrangente desde o início até o desenvolvimento do movimento, a fim de quantificar melhor o risco e as consequências desses eventos, que não podem ser calculados com os métodos tradicionais (MEL, MEF) por suas limitações e seu enfoque tradicional e exclusivo na ruptura das encostas. Com o MPM os autores conseguiram examinar o comportamento de diferentes estudos de caso numéricos encontrando modos de falha comuns, além de estudar o comportamento do material na ruptura que é o que governa o desenvolvimento do movimento, ou seja, a forma com que a falha progride. Através de análises paramétricas (variação da inclinação do talude e da coesão residual do material) os autores identificaram diferentes tipos de deslizamento e como eles mudam à medida que continua o movimento. Por exemplo, com inclinações baixas o escorregamento é inicialmente rotacional e continua sendo regressivo. Quando a inclinação aumenta, o deslizamento começa rotacional no topo do talude e progride a um deslizamento translacional e, em outro caso com inclinações maiores, duas falhas ocorrem simultaneamente para depois se desenvolver em falhas progressivas (Figura 2.6).

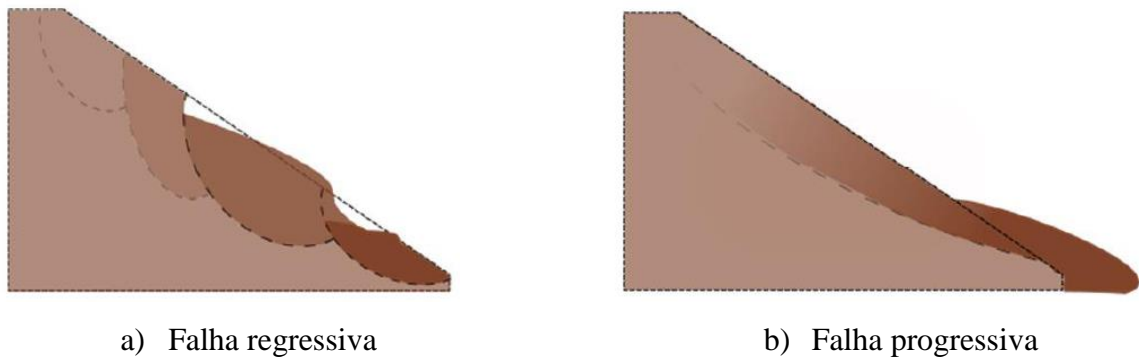


Figura 2.6. Falhas regressivas e progressivas (Modificado de Vardon *et al.*, 2017)

Na análise de coesão residual (valor final da coesão quando são atingidas as deformações plásticas após a ruptura do talude - Figura 2.7-) Vardon *et al.* (2017) encontraram que valores baixos desencadeiam várias superfícies de falha, e que em conjunto apresentam comportamento de fluxos de terra. Quando a coesão residual aumenta, a distância percorrida pela massa instável é menor, embora também se apresentem uma série de falhas que nesse caso parecem ser todas rotacionais, com uma pequena quantidade de material que flui em menor proporção.

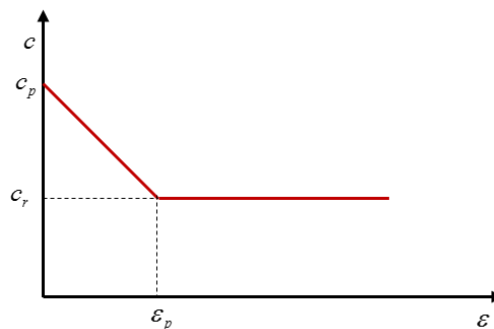


Figura 2.7. Conceito de coesão residual: c_p =coesão de pico, c_r =coesão residual, ε_p = deformações plásticas (Modificado de Vardon *et al.*, 2017)

Llano *et al.* (2015) trabalharam num caso de estudo real de um deslizamento de um talude urbano da cidade de Medellín, Colômbia. Utilizando o MPM reproduziram as mudanças da geometria antes e depois do evento, calculando além, variáveis de velocidade e energia. A geometria do talude foi simplificada para fazer as análises, no entanto o resultado final da modelagem concordou com as descrições encontradas na literatura do estado final do deslizamento, as zonas de acumulação e as condições das estruturas. A vantagem dessa análise é que no futuro esse tipo de informações pode ser utilizado nos estudos de risco, no desenho de

barreiras de impacto de material e na determinação da distância de zonas com vulnerabilidade alta.

Em outro estudo de caso, Llano *et al.* (2016) demonstraram as capacidades do MPM para avaliar deslizamentos e seu comportamento após a ruptura, validando numericamente a falha da rodovia Tokai-Hokuriku no Japão e o deslizamento de terra de Vajont na Itália. Eles enfocaram no cálculo de quantidades importantes como a distância percorrida, a velocidade máxima e a liberação de energia. Os resultados reproduziram com sucesso os eventos mencionados, concluindo que o MPM é uma boa alternativa com melhores capacidades que os métodos convencionais para simular diferentes tipos de movimentos de massa. O mesmo evento de Vajont foi estudado por Yerro *et al.* (2016), desta vez, estudando minuciosamente o papel do cisalhamento interno para explicar movimentos de massa compostos, encontrando que nos casos de reativação de instabilidades, esse cisalhamento é chave para estabilizar o movimento se não é atingido o limite de resistência na zona de cisalhamento. Depois de avaliar o desenvolvimento do deslizamento, os autores afirmaram que o MPM proporcionou informação interessante não só da ruptura, mas também da pós-ruptura sendo capaz de avaliar as duas etapas.

Dong *et al.* (2017) retro calcularam a falha de um talude submarino no sul do Mediterrâneo utilizando o MPM e o método de profundidade média (DAM). Esses deslizamentos submarinos são ameaças geológicas que geralmente são estudadas através de retro análises. Porém, existe a necessidade de avaliar os mecanismos de ruptura desses deslizamentos antes que eles ocorram e o MPM surge como uma alternativa para fazer essas análises. No estudo de caso, foram calculadas e comparadas variáveis de deslocamento e velocidade além da forma final da geometria incluindo a altura, espessura e distância percorrida obtidas com os dois métodos. Nos resultados se observou que o MPM apresentava maiores distâncias percorridas e análises de velocidade mais acurados. Ainda, algumas variações paramétricas foram feitas para estudar os mecanismos de falha e algumas características dos movimentos, no entanto, ficaram limitados devido à sensibilidade do método ao tamanho da malha.

Na área de deslizamentos e estudos de laboratório, tem-se Bhandari *et al.* (2016) que adotaram o MPM para estudar as falhas progressivas geradas por sismos. Primeiro, eles validaram o procedimento de simulação reproduzindo um ensaio de mesa vibrante e depois aplicaram esse mesmo processo na modelação do terremoto Chi-Chi de Taiwan. Os resultados numéricos

previram a resposta dinâmica do ensaio e quando comparados com simulações feitas com o método SPH, o MPM apresentava melhor comportamento.

Em relação à modelação do sismo em Taiwan, o MPM simulou satisfatoriamente a configuração do talude após o movimento de massa. Nessa modelagem, feita para um material rochoso, não foi considerado o efeito da água, porém, os autores recomendam ampliar os estudos para incluir esse efeito e melhorar a modelagem constitutiva para representar mais acuradamente o comportamento das rochas em condições dinâmicas (Bhandari *et al.*, 2016).

Em outro caso, Abe & Konagai (2016) estudaram o fluxo de detritos por meio da análise do comportamento de um deslizamento de areia seca e úmida fazendo ensaios experimentais em escala reduzida. Para tal, foi utilizada uma caixa experimental com um canal de fluxo inclinado de aço inoxidável e paredes laterais de acrílico. No final do canal, colocou-se uma base simples para realizar as medições de alcance e configuração da massa deslizante. Como o fluxo de detritos é um tipo de movimento muito complexo que envolve diferentes materiais e comportamentos, o ensaio foi simulado utilizando o *Depth-averaged Material Point Method* (DAMPM) proposto por Abe *et al.* (2007), que utiliza o MPM com a implementação de uma equação de profundidade média (*depth-averaged equation of motion*) que permitia aos autores modelar este tipo de problema. No entanto, eles encontraram diferenças nos resultados numéricos e experimentais obtidos nos casos secos e úmidos, pelo que recomendam avaliar alguns parâmetros do material.

Continuando com os estudos que comparam resultados numéricos com experimentais Abe *et al.* (2017) reproduziram o comportamento dinâmico de um talude desde a deformação elástica até o estado da falha. Os autores utilizaram os resultados de ensaios em mesa vibrante de taludes em pequena escala feitos por Shinoda *et al.* (2015), para reproduzir seu comportamento através de simulações numéricas com MPM. Primeiro, foi realizada uma análise de sensibilidade dos modelos numéricos para avaliar os efeitos do *damping*, dos pontos materiais por célula e da densidade da malha, encontrando que malhas finas e altas constantes de *damping* parecem produzir melhores resultados e reduzir os ruídos numéricos respetivamente. A quantidade de pontos materiais não parece gerar mudanças importantes nos resultados finais.

Como em pesquisas anteriores, a modelagem numérica descreveu apropriadamente as tendências dos resultados dos testes da mesa vibrante, demonstrando a capacidade do MPM de

reproduzir o comportamento dinâmico da falha de um talude. No entanto, algumas simulações não mostraram resultados acurados de deslocamento e aceleração lateral das massas instáveis devido a influência do tamanho da malha e do *damping* (Abe *et al.*, 2017).

Mirada (2017) também simulou numericamente os resultados experimentais obtidos no deslizamento de Selborne (Cooper, 1996) onde um talude atinge a falha depois de um aumento da poropressão. Utilizando a formulação dinâmica hidromecânica acoplada do MPM, o autor conseguiu obter uma superfície de ruptura muito próxima à real e mais acurada que em outras análises numéricas. O estudo de caso também foi aproveitado para estudar a influência das tensões iniciais no solo, as quais determinam em grande medida a geometria da superfície de ruptura, o comportamento após a falha, os deslocamentos atingidos e as velocidades alcançadas.

As novas formulações do MPM também foram utilizadas em análise de falhas de taludes. Wang *et al.* (2016b) utilizaram o método do ponto material com integração implícita do tempo (IMPM) para simular o processo de falha desde seu começo, passando pela propagação dela até chegar à configuração de equilíbrio final. Eles utilizaram algumas simplificações para facilitar as análises, dentre elas está a modelação de uma argila com um modelo que utiliza o critério de Von Mises, a falha do talude pelo peso próprio e a não simulação das alterações da poropressão, adotando uma abordagem simples de tensão total. Isso foi aplicado ao estudo do comportamento da instabilidade de um talude curto e outro comprido para interpretar os mecanismos de falha e os tipos de deslizamento dentro do conceito de falhas regressivas e progressivas.

Como em outras pesquisas, os autores comprovaram a eficiência do MPM na análise de movimentos de massa, especialmente na reprodução do comportamento após a ruptura. Os mesmos autores (2016c) utilizaram outra formulação do MPM que combina o método tradicional com a teoria de campo aleatório (RMPM) para analisar falhas regressivas em taludes heterogêneos. O RMPM atribui valores aleatórios aos pontos materiais para considerar a variabilidade espacial das propriedades de resistência do solo em análise de estabilidade de taludes. O estudo demonstrou que a heterogeneidade do material tem uma influência importante na evolução dos mecanismos e o alcance de regressão da falha. Além disso, as análises determinísticas e de pequenas deformações (MEF) são em geral não conservativas e subestimam o risco.

No uso das formulações para solos não saturados se encontra Wang *et al.* (2018) que avaliaram as falhas de taludes produzidas pela chuva utilizando uma nova formulação hidromecânica acoplada do MPM. O método foi capaz de simular a falha da encosta desde o início do mecanismo até os processos posteriores a ele usando um modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb com amolecimento (*strain-softening*). A análise mostrou que o talude atingido pela chuva é inicialmente estável até que a resistência ao cisalhamento diminui pela redução da sucção que gera uma falha superficial na geometria.

Análises paramétricas mostraram também que quanto maior o ângulo de atrito, o talude pode apresentar escorregamentos translacionais com um evento de chuvas intensas em curto tempo. Ao diminuir o ângulo de atrito, as falhas regressivas são mais evidentes em zonas saturadas e não saturadas. Quanto à influência da coesão residual, tem-se que para valores baixos os deslizamentos são sucessivos e pouco profundos e para valores altos os movimentos são mais profundos e pronunciados (Wang *et al.*, 2018).

Finalmente alguns autores têm-se dedicado a estudar o impacto de deslizamentos em barreiras. Ceccato & Simonini (2017) por exemplo, simularam os resultados experimentais de uma massa de areia seca que é liberada desde o topo de um canal para descer sob um plano até atingir um talude adverso (barreira) que interrompe seu movimento. Os deslocamentos e as velocidades atingidas pela massa são reproduzidos com sucesso pelo MPM. Em seguida, os autores avaliaram a influência da inclinação da face da barreira e a rugosidade dela nas forças de impacto.

González Acosta *et al.* (2018) realizaram uma análise de impacto de um deslizamento contra uma parede rígida, considerando múltiplas condições iniciais através da implementação de um algoritmo de contato no MPM que permite avaliar a interação de dois corpos. Os resultados mostraram que é possível fazer uma transferência de informação entre eles, porém, é preciso melhorar o cálculo da direção normal do limite entre os corpos para não gerar erros na solução, assim como deve-se diminuir o ruído numérico nessa interação. Contudo, o MPM demonstrou sua capacidade de avaliar o impacto considerando diferentes combinações para encontrar o cenário mais crítico.

2.2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS NO MPM

Como o MPM é baseado na mecânica dos contínuos, o comportamento constitutivo do material é geralmente formulado dentro da teoria da elastoplasticidade (Yerro *et al.*, 2016). Sua formulação numérica permite uma fácil aplicação das leis constitutivas do solo (Abe *et al.*, 2017). Modelos como o Mohr-Coulomb e o Cam-Clay modificado são os mais comuns nas últimas pesquisas desenvolvidas. No entanto, esses modelos são as vezes insuficientes para simular problemas de alta complexidade. Moorman & Hamad (2015) por exemplo, implementaram uma técnica de suavização de tensões baseada na discretização mista nodal no código do MPM e estenderam o algoritmo de contato para que uma velocidade prescrita fosse atribuída diretamente a um dos corpos em contato. Isto foi utilizado para avaliar um caso real de um fluxo de detritos gerado por um sismo em Taiwan no ano de 1999. Embora os resultados tenham sido próximos à realidade, o MPM com sua formulação baseada no contínuo sobrestimou o movimento lateral do material quando simulado com um modelo constitutivo simples, neste caso Mohr-Coulomb. Os autores afirmaram que é necessário utilizar modelos constitutivos mais avançados para obter melhores resultados e para utilizar o método em outros problemas da estabilidade de taludes quando o material é diferente do solo (rocha).

Por isso, alguns autores têm implementado outro tipo de modelos nos seus códigos de acordo aos tipos de problemas geotécnicos e os tipos de materiais. Foi o caso de Yerro *et al.* (2016) que utilizaram o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb com amolecimento para simular a fragilidade das massas rochosas. Com esta implementação foi possível descrever como os parâmetros de resistência variam com as deformações plásticas.

Para o caso de um material granular Redaelli *et al.* (2017a, 2017b) desenvolveram um modelo constitutivo capaz de reproduzir as características mais importantes dos materiais granulares, que dependendo das velocidades de deformação e o empacotamento dos grãos podem se comportar como um sólido, um líquido ou um gás. Quando os contatos dos grãos envolvidos em cadeias de força são duradouros o material se comporta como sólido e quando as partículas se concentram e apresentam baixas velocidades de deformação num regime quase estático o material se comporta com um gás. Quando faz a transição entre as duas condições o comportamento é similar ao de um líquido. A abordagem proposta consegue modelar o material nas três condições simulando a resposta mecânica de um material granular sob uma ampla faixa de velocidades de deformação utilizando como base a teoria cinética e o estado crítico da

elastoplasticidade. As únicas variáveis de estado necessárias no modelo são a temperatura granular e o índice de vazios que indica a transição entre os sólidos e os fluídos.

Goodarzi & Rouainia (2017) desenvolveram uma formulação do MPM quase-estática lagrangeana incremental para simular problemas de engenharia geotécnica com deformação excessiva, que exigia menos custo computacional pelo uso de passos de tempo mais longos. Na formulação, eles implementaram um modelo constitutivo elasto-viscoplástico não local com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para eliminar qualquer dependência do tamanho da malha e os problemas dos efeitos da escala. Uma definição não local é uma média espacial na qual as regras de amolecimento para cada ponto determinado estão relacionadas à resposta de seus pontos vizinhos e é introduzida para eliminar o efeito do tamanho da malha. O algoritmo de plasticidade não local fornece resultados quase idênticos para diferentes tamanhos de malha quando a resposta de amolecimento do solo é levada em consideração. A formulação foi testada com o exemplo de uma falha progressiva de um talude utilizando diferentes tipos de malha. Os resultados provaram que com a inclusão da plasticidade não local no modelo constitutivo o tamanho da malha não tem influência na simulação e, portanto, o tempo de cálculo pode ser reduzido.

Outros autores, pelo contrário, utilizaram modelos mais simples como o elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Von Mises. Foi o caso de Llano *et al.* (2016) que empregaram este método para simular a falha da rodovia Tokai-Hokuriku no Japão e o deslizamento de terra de Vajont em Itália. Wang *et al.* (2016b) utilizaram também este modelo para analisar taludes com falhas regressivas e progressivas obtendo informações importantes do comportamento de um talude após a ruptura.

CAPÍTULO 3

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada a fundamentação teórica da dissertação, considerada necessária para entender o trabalho feito nesta pesquisa. O capítulo inclui a formulação numérica do método do ponto material e uma pequena explicação das abordagens para formular algoritmos de cálculo em análises acopladas. São mencionados também alguns conceitos de elastoplasticidade para explicar os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb e Cam-Clay modificado utilizados nas simulações. Por último é apresentada a ferramenta de análise Anura 3D®.

3.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL

Completando a explicação do Capítulo 2 do método do ponto material, sua formulação numérica é descrita a continuação com base nas explicações de Lorenzo (2015) e Zabala (2010) e a abordagem do software Anura 3D®.

Nas equações a seguir, são utilizados os subscritos p e n para indicar onde se define cada uma das variáveis explicadas, isto é, pontos materiais e nós. Os sobrescritos i e t indicam o valor inicial da uma variável e o tempo de análise, respectivamente.

3.1.1 EQUAÇÕES DE GOVERNO

A forma local espacial da conservação de momento ou da quantidade de movimento é expressada pela equação de Cauchy:

$$\underbrace{\overbrace{\text{div}(\underline{\underline{\sigma}})}^{\text{Forças internas por unidade de volume}} + \overbrace{\rho \underline{\underline{b}}}^{\text{Forças de massa por unidade de volume}}}_{\text{Segunda lei de Newton por unidade de Volume}} = \rho \underline{\underline{a}} \quad (3.1)$$

Onde $\underline{\underline{\sigma}}$ é o tensor de tensões de 2ª ordem, \underline{b} é o vetor de forças de corpo por unidade de massa, \underline{a} é o vetor de acelerações e ρ a densidade da massa. A equação representa a segunda lei de Newton por unidade de volume.

3.1.2 DISCRETIZAÇÃO

Para obter a forma fraca da conservação da quantidade de movimento, a Equação 3.1 é multiplicada por funções arbitrárias da forma $w(x)$ aplicando o método de resíduos ponderados:

$$\underbrace{\int_A \underline{w} \cdot \underline{t} dA + \int_V \rho \underline{w} \cdot \underline{b} dV}_{\text{Forças externas}} - \underbrace{\int_V \frac{d\underline{w}}{d\underline{x}} : \underline{\underline{\sigma}} dV}_{\text{Forças internas}} = \int_V \rho \underline{w} \cdot \underline{a} dV \quad (3.2)$$

Para discretizar os corpos em uma coleção de partículas não conectadas entre elas, ou seja, em pontos materiais, é necessário utilizar uma função de característica da partícula $\chi_p(\underline{x})$. Essa função precisa ser uma partição da unidade na configuração inicial, da forma:

$$\sum_p \chi_p^i(\underline{x}) = 1 \quad \forall \underline{x} \quad (3.3)$$

Onde χ_p^i é a função de característica e \underline{x} é o vetor de posição da partícula.

Com a função de característica da partícula se representa o percentual que cada ponto material vai ter do domínio e portanto, pode-se utilizar para discretizar qualquer propriedade f_p :

$$f(\underline{x}) = \sum_p f_p \chi_p(\underline{x}) \quad (3.4)$$

Assim, o volume dos corpos, sua massa, a quantidade de momento e a tensão, são divididos e definidos nas partículas usando essa função:

$$V_p^i = \int_{V^i} \chi_p^i(\underline{x}) dV \quad (3.5)$$

$$m_p^i = \int_{V^i} \rho^i(\underline{x}) \chi_p^i(\underline{x}) dV \quad (3.6)$$

$$\underline{q}_p^i = \int_{V^i} \rho^i(\underline{x}) \underline{v}^i \chi_p^i(\underline{x}) dV \quad (3.7)$$

$$\underline{\underline{\sigma}}_p^i = \int_{V^i} \underline{\underline{\sigma}}^i(\underline{x}) \frac{\chi_p^i(\underline{x})}{V_p^i} dV \quad (3.8)$$

Onde V_p^i é o volume inicial da partícula, V^i é o volume inicial do corpo que se discretiza, m_p^i é a massa inicial da partícula, \underline{q}_p^i é o vetor de quantidade de momento inicial da partícula, \underline{v}^i é o vetor de velocidade inicial do corpo, $\underline{\underline{\sigma}}_p^i$ é o tensor de tensões inicial na partícula e $\underline{\underline{\sigma}}^i(\underline{x})$ representa o tensor de tensões iniciais no contínuo.

As densidades iniciais ρ_p^i e as velocidades iniciais das partículas v_p^i são definidas considerando que:

$$\rho_p^i = \frac{m_p^i}{V_p^i} \quad (3.9)$$

$$v_p^i = \frac{\underline{q}_p^i}{m_p^i} \quad (3.10)$$

Utilizando a Equação (3.4) para gerar a representação contínua das tensões, densidade e acelerações e usando as definições das Equações (3.9) e (3.10) para substituir na Equação 3.2, obtém-se:

$$\int_A \underline{w} \cdot \underline{t} dA + \int_{V^*} \sum_p \frac{m_p \chi_p}{V_p} \underline{w} \cdot \underline{b} dV - \int_{V^*} \frac{d\underline{w}}{d\underline{x}} \sum_p \underline{\underline{\sigma}}_p \chi_p dV = \int_{V^*} \underline{w} \cdot \sum_p \frac{\underline{q}_p \chi_p}{V_p} dV \quad (3.11)$$

O $V^* = V \cap V_p$ representa o domínio onde está definida a função de característica da partícula. Como explicado no Capítulo 2, as equações de momento são resolvidas na malha de fundo. Por isso as funções peso $w(x)$ são expressas com os valores nos nós dessa malha w_n e as funções

de interpolação para cada nó $S_n(\underline{x})$ que, como as funções de característica da partícula e nas formulações do MEF, devem ser uma partição da unidade:

$$\underline{w}(\underline{x}) = \sum_n \underline{w}_n S_n(\underline{x}) \quad (3.12)$$

$$\sum_n S_n(\underline{x}) = 1 \quad (3.13)$$

Com a definição das funções peso e substituindo na Equação (3.11), após realizar algumas operações algébricas obtém-se a forma discreta da equação de conservação de momento:

$$\int_A S_n \underline{t} dA + \sum_p m_p \underline{b} \bar{S}_{np} - \sum_p V_p \underline{\sigma}_p \cdot \bar{\underline{G}}_{np} = \sum_p \dot{q}_p \bar{S}_{np} \quad (3.14)$$

As funções \bar{S}_{np} e $\bar{\underline{G}}_{np}$ são as funções de interpolação dos nós na posição das partículas e seu gradiente, respetivamente. Elas estão definidas pelas funções de interpolação em cada nó com as funções de característica da partícula:

$$\bar{S}_{np}(\underline{x}) = \frac{1}{V_p} \int_{V^*} S_n(\underline{x}) \chi_p(\underline{x}) dV \quad (3.15)$$

$$\bar{\underline{G}}_{np}(\underline{x}) = \frac{1}{V_p} \int_{V^*} \underline{G}_n(\underline{x}) \chi_p(\underline{x}) dV \quad (3.16)$$

A expressão \underline{G}_n é o gradiente das funções de interpolação dos nós da malha. A eleição das funções $S_n(\underline{x})$ e $\chi_p(\underline{x})$ determina as variantes do MPM. Por exemplo, a formulação original de Sulsky (1995) descreve a função de característica da partícula como uma função delta de Dirac para que as partículas sejam verdadeiros pontos materiais, enquanto as funções de interpolação dos nós na posição da partícula são iguais as funções nos nós:

$$\bar{S}_{np}(\underline{x}) = S_n(\underline{x}) \quad (3.17)$$

$$\bar{\underline{G}}_{np}(\underline{x}) = \nabla S_n(\underline{x}) \quad (3.18)$$

Se são agrupados os termos da Equação (3.14) obtém-se sua expressão compacta em termos de forças internas e externas, representando a segunda lei de Newton avaliada nos nós da malha:

$$\int_A S_n \underline{t} dA + \sum_p m_p b \bar{S}_{np} - \sum_p V_p \underline{\sigma}_p \cdot \bar{\underline{G}}_{np} = \sum_p \dot{q}_p \bar{S}_{np}$$

$$\underline{f}_n^{ext} - \underline{f}_n^{int} = \dot{q}_n \quad (3.19)$$

3.1.3 ALGORITMO DE CÁLCULO

Como explicado no Capítulo 2, uma vez discretizado o domínio e os pontos materiais estejam com as variáveis atribuídas, o processo para resolver problemas no MPM consiste em: 1) Transportar a informação dos pontos para os nós; 2) Resolver as equações de movimento nos nós; 3) Atualizar a informação dos nós para os pontos materiais e 4) Atualizar a posição dos pontos para que o processo seja feito novamente (Figura 2.4).

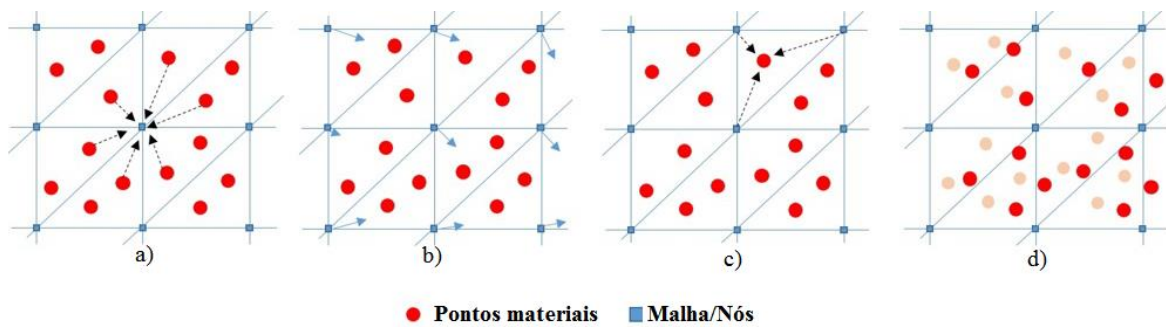


Figura 3.1. Fases de cálculo no MPM: a) transporte de informação dos pontos materiais para os nós, b) solução das equações de movimento, c) atualização da informação nos pontos materiais e d) atualização da posição dos pontos materiais. (Modificado tutorial científico do Anura 3D®, 2017)

A formulação dinâmica explícita é geralmente utilizada nos códigos de MPM e, como o Anura 3D® também usa esta abordagem, a solução explícita é apresentada.

O aumento da quantidade de movimento nos nós no instante t é:

$$\Delta t(f_n^{ext,t} - f_n^{int,t}) = \Delta \dot{q}_n^t \quad (3.20)$$

Onde Δt é o incremento de tempo no passo de cálculo. As forças externas e as forças internas são avaliadas com a expressão da Equação (3.19):

$$f_n^{ext,t} = \int_A S_n t dA + \sum_p m_p b_p \bar{S}_{np} \quad (3.21)$$

$$f_n^{int,t} = -\sum_p V_p \underline{\sigma}_p \cdot \bar{G}_{np} \quad (3.22)$$

A quantidade de movimento atualizada no nó será $\dot{q}_n^{t*} = \dot{q}_n^t + \Delta \dot{q}_n^t$, ou seja:

$$\Delta t(f_n^{ext} - f_n^{int}) + \dot{q}_n^t = \dot{q}_n^{t*} \quad (3.23)$$

Quando definida a massa e a velocidade inicial dos pontos (Equações (3.6), (3.7) e (3.10)) a quantidade de momento, a massa e a velocidade são calculados nos nós da malha:

$$m_n^t = \sum_p \bar{S}_{np} m_p \quad (3.24)$$

$$q_n^t = \sum_p \bar{S}_{np} m_p v_p \quad (3.25)$$

$$v_n^t = \frac{q_n^t}{m_n^t} \quad (3.26)$$

Os incrementos de deslocamento e velocidade nos nós podem ser calculados na forma:

$$\Delta v_n^t = \frac{\Delta q_n^t}{m_n^t} \quad (3.27)$$

$$\Delta u_n^t = \Delta t v_n^{t*} = \Delta t \frac{\Delta q_n^{t*}}{m_n^t} \quad (3.28)$$

Onde \underline{u}_n é o vetor de deslocamento nos nós.

A posição dos pontos materiais e a velocidade deles são atualizadas interpolando as quantidades dos nós por meio das funções de forma:

$$\underline{x}_p^{t+\Delta t} = \underline{x}_p^t + \Delta t \sum_n \frac{\bar{S}_{np} \dot{\underline{q}}_n^{t*}}{m_n^t} \quad (3.29)$$

$$\underline{v}_p^{t+\Delta t} = \underline{v}_p^t + \Delta t \sum_n \frac{\bar{S}_{np} \dot{\underline{q}}_n^t}{m_n^t} \quad (3.30)$$

Onde $\underline{x}_p^{t+\Delta t}$ é o vetor da nova posição do ponto e $\underline{v}_p^{t+\Delta t}$ é o vetor da velocidade atualizada do ponto.

O incremento da deformação nos pontos materiais $\Delta \dot{\underline{\xi}}_p^t$ é calculado com os gradientes e velocidade nos nós:

$$\Delta \dot{\underline{\xi}}_p^t = \frac{\Delta t}{2} \sum_p (\bar{G}_{np}^t \underline{v}_n^{t*} + (\bar{G}_{np}^t \underline{v}_n^{t*})^T) \quad (3.31)$$

$$\dot{\underline{\xi}}_p^{t+1} = \dot{\underline{\xi}}_p^t + \Delta \dot{\underline{\xi}}_p^t \quad (3.32)$$

Onde $\dot{\underline{\xi}}_p^{t+1}$ é o tensor de deformação do ponto no novo tempo.

Esse incremento de deformações é utilizado para calcular o incremento das tensões por meio das relações constitutivas impostas:

$$d\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}} : d\underline{\underline{\xi}} \quad (3.33)$$

$$dh = H(\underline{\underline{\sigma}}, h) ds \quad (3.34)$$

Onde D é o tensor da relação constitutiva tensão-deformação, s e h são as variáveis de endurecimento de deformação e de tensão respectivamente e H é o módulo de endurecimento. Este tipo de equações tem que ser integradas em cada passo de tempo por intervalos de deformação e como não pode ter uma integração direta por sua complexidade, é solucionado de forma incremental (Lorenzo, 2015):

$$\underline{\underline{\sigma}}^{t+\Delta t} = \underline{\underline{\sigma}}^t + \int_0^{\Delta t} \underline{\underline{D}} : \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} dt \quad (3.35)$$

As formulações explícitas com cálculo de passo automático de tempo são eficientes. Neste processo de integração a matriz constitutiva é considerada constante nos incrementos de tempo, porém, na realidade a relação muda com os níveis de tensão e os parâmetros de endurecimento e, portanto, a integração deve ser feita em pequenos passos de tempo. Contudo, os incrementos de passos finitos geram erros na integração que podem ser acumulativos. Por isso, é necessário introduzir um algoritmo de cálculo que retorne o estado de tensão para a superfície de plastificação (Lorenzo, 2015).

Além disso, a Equação (3.35) não pode ser utilizada para integrar a relação constitutiva em problemas de grandes deformações. Neste caso, uma modificação tem que ser feita no tensor de tensões de Cauchy devido aos movimentos como corpo rígido que possam se apresentar. Geralmente é adotada a taxa de variação de tensão de Jaumann para garantir a objetividade do tensor de tensões de Cauchy que não pode mudar quando acontecem essas rotações (Lorenzo, 2015). A formulação do Anura 3D® utiliza esta técnica que é expressa como:

$$d\underline{\underline{\sigma}}^j = d\underline{\underline{\sigma}} - d\underline{\underline{\Omega}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}} \cdot d\underline{\underline{\Omega}}^T - \underline{\underline{D}} : d\underline{\underline{\varepsilon}} \quad (3.36)$$

$$\underline{\underline{\Omega}} = \frac{1}{2} (\nabla \underline{u} - (\nabla \underline{u})^T) \quad (3.37)$$

Onde $\underline{\underline{\Omega}}$ é a parte simétrica do gradiente dos deslocamentos e \underline{u} é o vetor de deslocamentos.

Agora, as tensões de Cauchy modificadas $\hat{\underline{\underline{\sigma}}}^{t+\Delta t}$ para considerar rotações de corpo rígido podem ser calculadas integrando $d\underline{\underline{\sigma}}$ de forma incremental:

$$\underline{\underline{\hat{\sigma}}}_p^{t+\Delta t} = \underline{\underline{\sigma}}^t + \Delta \underline{\underline{\Omega}} \cdot \underline{\underline{\sigma}}^t + \underline{\underline{\sigma}}^t \cdot \Delta \underline{\underline{\Omega}}^T + \underline{\underline{D}}(\underline{\underline{\sigma}}^t, h^t) : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_p^t \quad (3.38)$$

Com as tensões tem-se as forças internas e junto com as forças externas calculadas a partir das forças de corpo e de superfície e de acordo a Equação (3.20) a diferença entre as duas resulta na nova taxa de variação da quantidade de movimento que será incluída no próximo passo em forma de velocidade dos pontos.

Com a informação das Equações (3.29), (3.30) e (3.38) um novo incremento de tempo é dado e o algoritmo começa de novo.

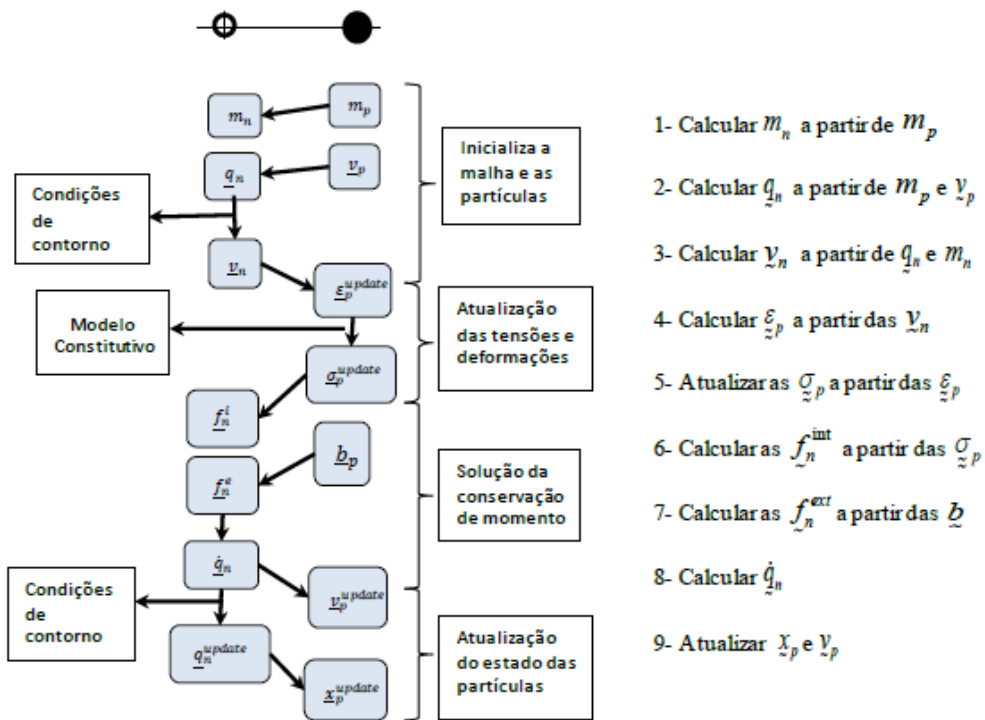


Figura 3.2. Algoritmo de cálculo no MPM (Lorenzo, 2015 citando Buzzi *et al.*, 2008)

3.1.4 FORMULAÇÕES PARA ANÁLISES ACOPLADAS

Em geral, as formulações para análises acopladas consideram duas possibilidades: atribuir as variáveis a um único ponto material, ou atribuir as variáveis de cada fase a um ponto material diferente.

Nas formulações para um único ponto material, é considerado que cada partícula é composta de uma mistura saturada sólido-líquido ou sólido-líquido-gás. Neste caso, as partículas transportam todas as variáveis necessárias para representar o estado contínuo de um material em um tempo específico. Autores como Zabala & Alonso (2011) e Yerro *et al.* (2015) tem utilizado este tipo de formulação para tratar problemas saturados e não saturados respetivamente.

Já no segunda caso, Abe *et al.* (2013) propuseram uma formulação para análises acopladas que consiste em duas capas de partículas: uma para a fase sólida com funções do tipo f_{sp}^t e outra para a fase água com funções f_{wp}^t . A fase água (*water layer*) é utilizada para calcular as distribuições da poropressão derivadas da equação de estado e para o cálculo das velocidades das partículas de água baseado na lei de Darcy. Por outro lado, a fase sólida (*solid layer*) é usada para calcular as tensões efetivas, velocidades e deformações, neste caso, do solo. O algoritmo de cálculo deste tipo de formulação é apresentado na Figura 3.3.

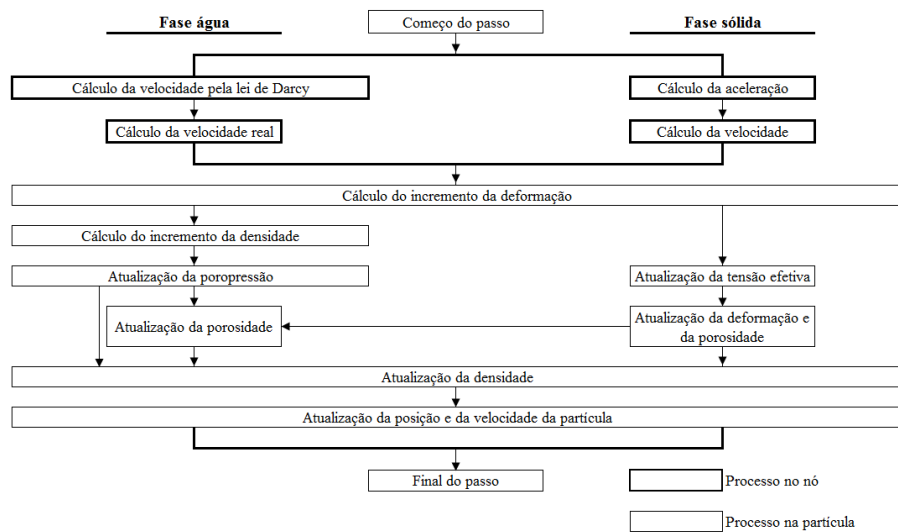


Figura 3.3. Algoritmo de cálculo no MPM para análises acopladas com diferentes pontos materiais (Modificado de Abe *et al.*, 2013)

3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Na mecânica dos meios contínuos, um conjunto infinito de partículas é estudado macroscopicamente sem considerar as possíveis descontinuidades no nível microscópico. Sem

essas discontinuidades entre as partículas a descrição matemática do meio e de suas propriedades pode ser feita com funções contínuas (Olivella & Saracíbar, 2000).

Na mecânica dos sólidos é geralmente utilizada esta definição para descrever o comportamento dos diferentes tipos de materiais e na geotecnia, especificamente, para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos e rochas através de modelos constitutivos que relacionam as duas variáveis proporcionando um vínculo entre o equilíbrio e a compatibilidade (Potts & Zdravkovic, 1999).

Modelos elásticos, plásticos, viscosos entre outros têm sido utilizados para modelar o comportamento do solo. Nesta dissertação foram utilizados um modelo elástico-linear e dois modelos elastoplásticos (a saber Mohr-Coulomb e Cam-Clay modificado) que serão explicados de maneira geral a seguir.

3.2.1 MODELO CONSTITUTIVO ELÁSTICO E LINEAR

O comportamento nos modelos elásticos supõe que as direções do incremento principal de tensão e do incremento de deformação coincidem. Este tipo de modelo está baseado na teoria de elasticidade linear que tem como hipóteses simplificativas as deformações infinitesimais, a existência de um estado neutro e a consideração de um processo de deformação isotérmico e adiabático.

A equação constitutiva elástica e linear utiliza a Lei de Hooke generalizada que supõe a linearidade da relação entre os componentes do tensor de tensões e de deformações:

$$d\underset{\sim}{\sigma} = \underset{\sim}{D} : d\underset{\sim}{\xi} \quad (3.39)$$

Onde,

$$D = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \quad (3.40)$$

Este modelo usualmente não representa o comportamento do solo, porém, por muitos anos foi utilizado para o cálculo de problemas simples que precisam de análises aproximadas e rápidas. No entanto, é interessante simular o comportamento de estruturas rígidas com este modelo pois obtém-se bons resultados.

3.2.2 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

Os modelos elastoplásticos são utilizados na mecânica dos contínuos para representar o comportamento mecânico dos materiais quando passam certos limites nos valores das tensões ou das deformações e esse comportamento não pode ser representado pelos modelos elásticos simples.

Os modelos na elastoplasticidade supõem que enquanto a tensão não supere um valor (chamado de limite elástico) o comportamento de um material é elástico e será caracterizado por uma relação tensão-deformação semelhante à apresentada na Equação (3.39). Quando o valor da tensão aumentar, o material deixará de ser elástico e ocorrerão deformações irreversíveis e independentes do tempo, conhecidas como deformações plásticas.

Se o material é submetido a uma descarga, apresentará um comportamento incremental elástico, recuperando uma parte das deformações (deformações elásticas). Por exemplo, na Figura 3.4 até o ponto A o comportamento é elástico, quando passa esse limite e chega ao ponto B tem-se deformações plásticas e elásticas.

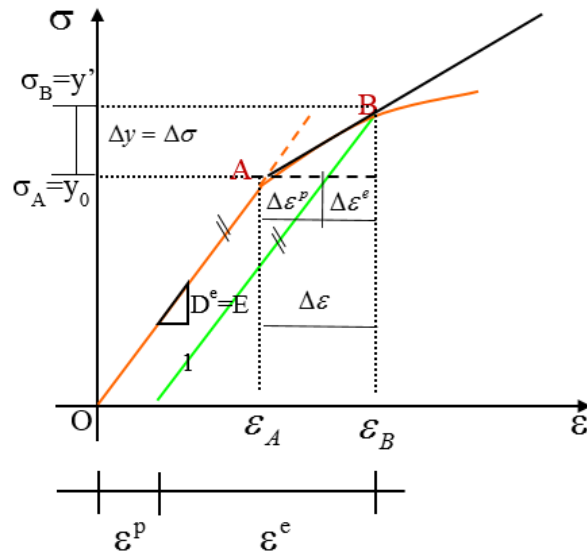


Figura 3.4. Ciclos carga e descarga (Modificado de Farias, 2017)

Para definir um modelo elastoplástico deve-se seguir os seguintes passos (Wood, 1993):

- Definir as variáveis de estado
- Definir o comportamento elástico
- Definir as propriedades elásticas
- Definir uma superfície de plastificação (Função de plastificação)
- Definir a deformação e a magnitude das deformações plásticas (Lei de fluxo-Função potencial plástica)
- Definir uma lei de evolução da superfície de plastificação (Lei de endurecimento)

A função de plastificação, $F(\sigma)$, a lei de fluxo, isto é, a função potencial plástica $G(\sigma)$, e a lei de endurecimentos H , são conceitos básicos na teoria da plasticidade.

A função de plastificação, $F(\sigma)$, define uma curva (2D) ou uma superfície (3D) no espaço de tensões que separa o comportamento elástico do plástico. Sua avaliação permite identificar o estado do material:

Puramente elástico se:

$$F(\sigma) < 0 \quad (3.41)$$

Ou plástico se houver carregamento e:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) = 0 \quad (3.42)$$

$F(\boldsymbol{\sigma}) > 0$ é uma situação impossível. Qualquer tentativa de levar o estado de tensão além da curva ou da superfície gera deformações plásticas. Na Figura 3.5 mostra-se as situações de tensão com relação à curva de plastificação que podem-se apresentar.

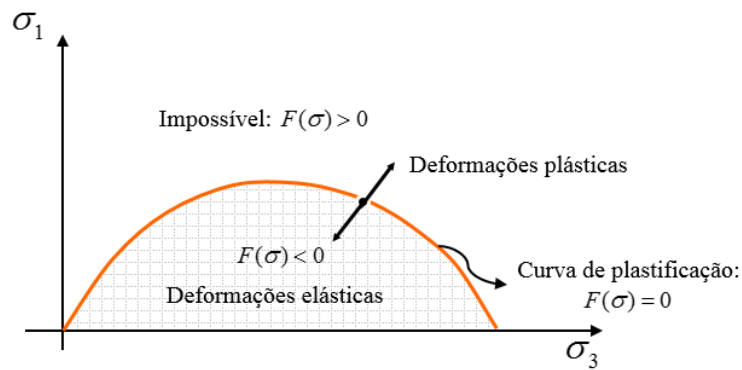


Figura 3.5. Curva de plastificação (Modificado de Farias, 2017)

Em casos uniaxiais, a direção do incremento de deformação plástica $d\varepsilon^p$ tem a mesma direção das tensões impostas. No entanto, em situações 3D a determinação da direção dessa deformação não é simples e é necessário ter meios para especificar essa direção em cada estado de tensão. Isto é feito por meio da lei de fluxo que é expressa por:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (3.43)$$

Onde $G(\boldsymbol{\sigma})$ é a função potencial plástica, $\frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ é o vetor gradiente de $G(\boldsymbol{\sigma})$ e $d\lambda$ é uma constante de proporcionalidade.

Às vezes, uma simplificação é introduzida assumindo que a função potencial plástica $G(\boldsymbol{\sigma})$ é idêntica à função de plastificação $F(\boldsymbol{\sigma})$, nesse caso tem-se uma lei de fluxo associada (Equação (3.44)); caso contrário será não associada.

$$G(\sigma) \equiv F(\sigma) \quad (3.44)$$

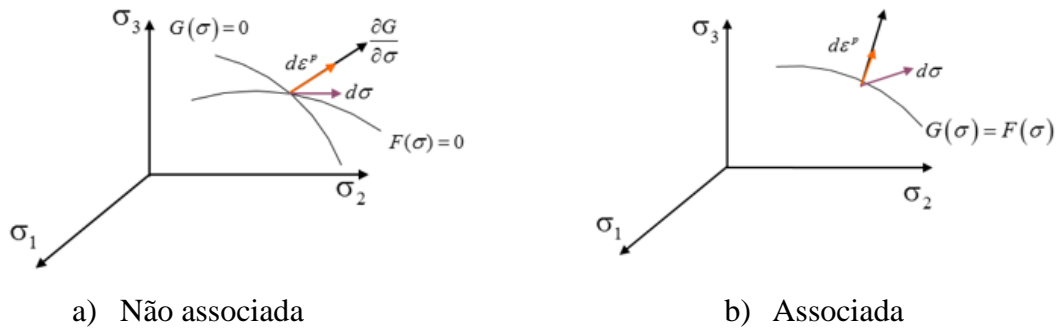


Figura 3.6. Lei de fluxo (Modificado de Farias, 2017)

A superfície de plastificação geralmente não é fixa no espaço de tensão. Ela pode se expandir (endurecimento) ou se contrair (amolecimento) (Figura 3.7). No caso da Figura 3.4 se observou que o ponto de plastificação aumenta com a ocorrência de deformações plásticas ($y_0, \varepsilon_A \rightarrow y' \varepsilon_B$). Essa relação entre $y = y(\varepsilon^p)$ é conhecida como lei de endurecimento e seu módulo (H) é expresso por:

$$H = \frac{dy}{d\varepsilon^p} \quad (3.45)$$

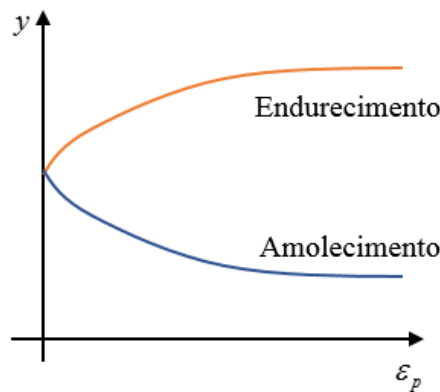


Figura 3.7. Lei de endurecimento (Modificado de Potts & Zdravkovic, 1999)

Com o endurecimento, a função de plastificação em 3D é função da tensão e das deformações plásticas que são representadas por um parâmetro de endurecimento (h) que se relaciona com uma variável de tensão que mede o tamanho da superfície de plastificação:

$$F(\underline{\sigma}, s) = 0 \quad (3.46)$$

$$h = \varepsilon_v^p = \varepsilon_x^p + \varepsilon_y^p + \varepsilon_z^p \quad (3.47)$$

Onde s é a variável de tensão relacionada com o parâmetro de endurecimento $s(h)$ e ε_v^p são as deformações volumétricas plásticas. Como a função $F(\underline{\sigma})$, a expressão $F(\underline{\sigma}, s)$ só pode apresentar valores menores ou iguais a zero, sendo o caso $F(\underline{\sigma}, s) > 0$ novamente impossível.

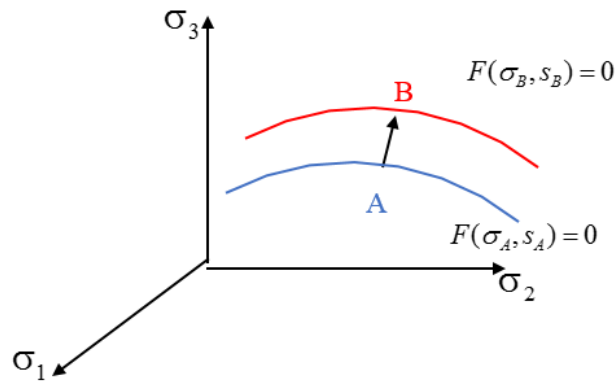


Figura 3.8. Expansão da função de plastificação (Modificado de Farias, 2017)

A teoria da plasticidade não especifica a forma das funções $F(\underline{\sigma})$, $G(\underline{\sigma})$ e $F(\underline{\sigma}, s)$, todas elas dependem exclusivamente do modelo constitutivo adotado. Para o caso do modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo elastoplástico de Cam-Clay modificado as funções serão mostradas a seguir.

3.2.2.1 MODELO ELASTOPLÁSTICO COM CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

Um modelo elástico perfeitamente plástico (EPP) não considera o endurecimento ou aumento do domínio elástico e portanto o ponto de ruptura é o mesmo ponto de plastificação como mostrado na Figura 3.9. Neste caso o critério de ruptura coincide com o critério de plastificação.

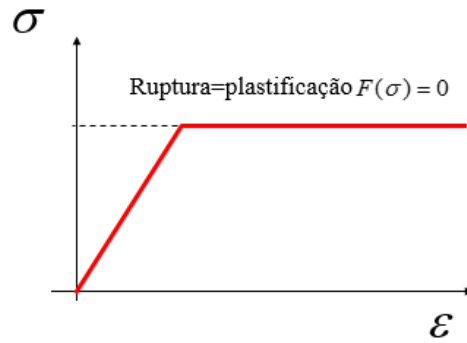


Figura 3.9. Modelo elástico perfeitamente plástico (Modificado de Farias, 2017)

O critério de Mohr-Coulomb reconhece o caráter friccional do solo. Sua envoltória de ruptura é uma reta caracterizada pela coesão c e o ângulo de atrito ϕ , parâmetros de resistência do material. Neste caso, o solo rompe se a tensão cisalhante num plano atinge um valor máximo dado por:

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (3.48)$$

Onde τ_f é a tensão cisalhante de ruptura e σ_f é a tensão normal no plano de ruptura.

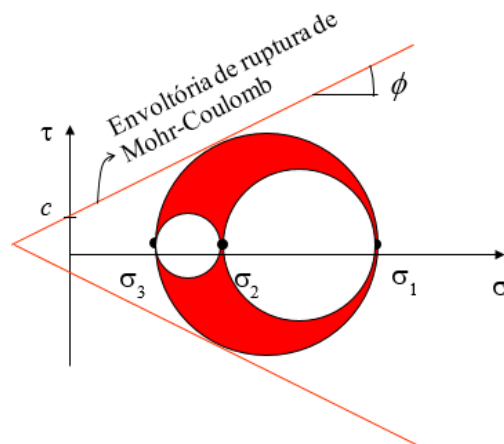


Figura 3.10. Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Modificado de Farias, 2017)

A tensão de plastificação em termos de tensões principais é expressa por:

$$F(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1(1 - \sin \phi) - \sigma_3(1 + \sin \phi) - 2c \cos \phi = 0 \quad (3.49)$$

Simplificando:

$$F(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - K_p \sigma_3 - 2c \sqrt{K_p} = 0 \quad (3.50)$$

Onde:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.51)$$

No espaço de tensões principais o critério de Mohr-Coulomb é uma pirâmide de base hexagonal irregular como ilustrado na Figura 3.11

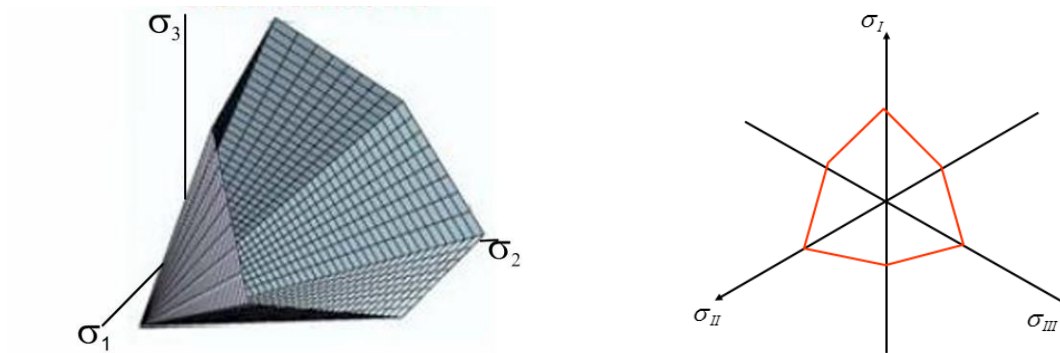


Figura 3.11. Critério de Mohr-Coulomb na mecânica dos solos (Modificado de Potts & Zdravkovic, 1999)

3.2.2.2 MODELO ELASTOPLÁSTICO CAM-CLAY MODIFICADO

Um dos primeiros modelos propostos utilizando os conceitos de estado crítico foi a série de formulações Cam-Clay desenvolvidas na universidade de Cambridge. Com o tempo as formulações originais foram modificadas até chegar num modelo que oferecia uma abordagem mais completa para a modelagem do comportamento dos solos, recebendo o nome de Cam-Clay modificado (Roscoe & Burland, 1968).

O modelo é em geral definido em termos de tensões efetivas $p'-q$ porque foi desenvolvido para simular o comportamento do solo em ensaios triaxiais.

Num ensaio triaxial em compressão drenado e isotrópico o comportamento do solo pode se explicar com a Figura 3.12. Do ponto A ao ponto B o solo tem um comportamento elástico. Do ponto B ao ponto C* o solo começa apresentar um comportamento elastoplástico, porém, como explicado na teoria da plasticidade o ponto C* é um estado impossível, pelo que a trajetória continua sobre a linha normal de adensamento (NCL) até o ponto C. Se descarregar o solo, o ponto C volta para o ponto D, neste caso depois de recuperar uma parte das deformações. Do ponto D ao ponto A tem-se o comportamento plástico.

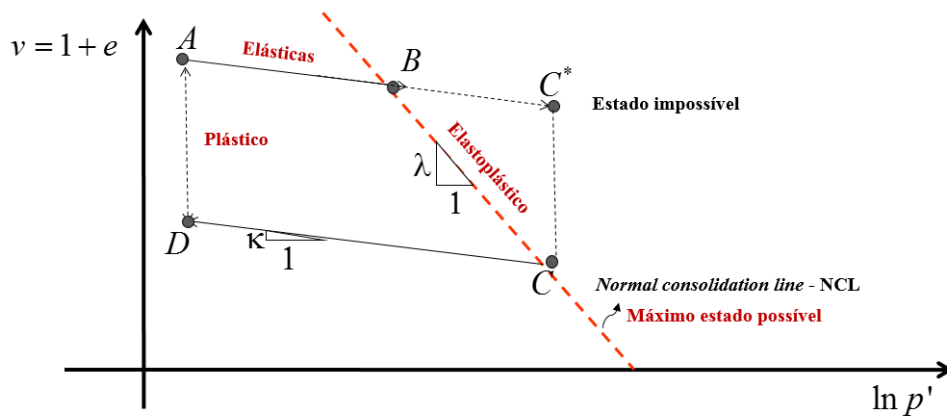


Figura 3.12. Comportamento em compressão isotrópica (Modificado de Cordão Neto, 2017)

No espaço de tensões $p'-q$ a superfície de plastificação é uma elipse que tem seu tamanho e formato controlado por p_0 e M , uma variável interna de tensão que controla o tamanho (tensão de pré-adensamento) e um parâmetro do solo respectivamente. Essa envoltória de ruptura é definida com os conceitos de estado crítico onde há ausência da variação na deformação volumétrica e a resistência ao cisalhamento atinge o valor residual.

Na Figura 3.13 mostra-se a linha de estado crítico (CSL) com uma inclinação que é calculada a partir da expressão da Equação (3.52) e a superfície de plastificação cuja função é definida pela Equação (3.53). Se considerar uma lei de fluxo associada, a função potencial plástica será a mesma Equação (3.53).

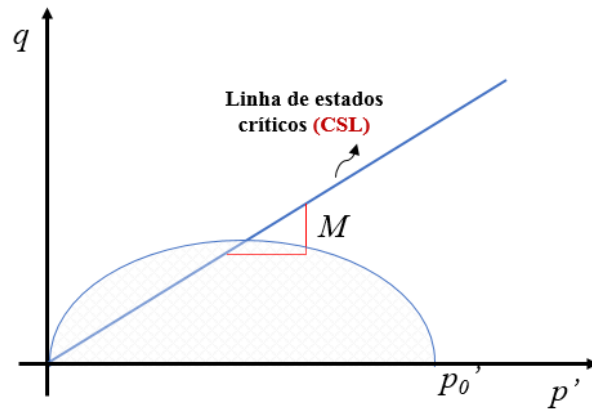


Figura 3.13. Estado crítico e superfície de plastificação (Modificado de Cordão Neto, 2017)

$$M = \frac{6 \sin(\phi_{cs})}{3 \pm \sin(\phi_{cs})} \quad (3.52)$$

$$F = G = q^2 - M^2 (p_0 - p) p \quad (3.53)$$

A superfície de plastificação no espaço que delimita o estado de tensão admissível é apresentada na Figura 3.14. O tamanho como mencionado, é controlado pela configuração inicial, ou seja, a tensão de pré-adensamento p_0 . Como explicado na teoria da plasticidade, embaixo da superfície o material terá resposta elástica e quanto atingir essa superfície o material começara a plastificar

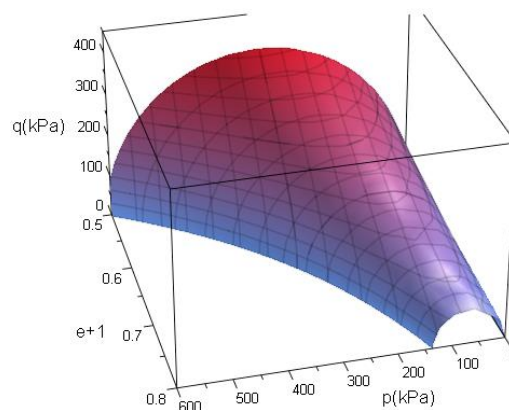


Figura 3.14. Superfície de plastificação (Modificado Cordão Neto, 2017)

3.3 SOFTWARE: ANURA 3D

O Anura 3D®, de acordo com seu manual, é uma ferramenta para análises de problemas geotécnicos com o método do ponto material, desenvolvido pela Anura 3D Research Community (Grupo de pesquisa de mecânica de solos e rochas da escola de engenharia civil da Universidade Politécnica de Catalunha, grupo GeoSystems do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Berkeley de Califórnia, grupo de pesquisa de geotecnia e ambiente do Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge, Faculdade de Engenharia Civil e Geociências da Universidade de tecnologia de Delft, unidade de geoengenharia e centro de Software Deltares, instituto de engenharia geotécnica e construção da universidade de Hamburgo, e grupo de pesquisa de geotecnia do departamento de engenharia civil, ambiental e engenharia de arquitetura da universidade Degli Studi di Padova).

Este software é uma implementação 3D do MPM e é usado para simular a fenomenologia envolvida na interação solo-água-estrutura e em grandes problemas de deformação. Para mudar as propriedades dos materiais o software oferece quatro tipos de modelos constitutivos: elástico-linear, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb suavizado e Cam-Clay modificado. O Anura 3D® é capaz de simular situações simples de adensamento ou problemas mais complexos como: deslizamentos de blocos, colapso de colunas (Figura 3.15) fundações superficiais, escavações, etc.

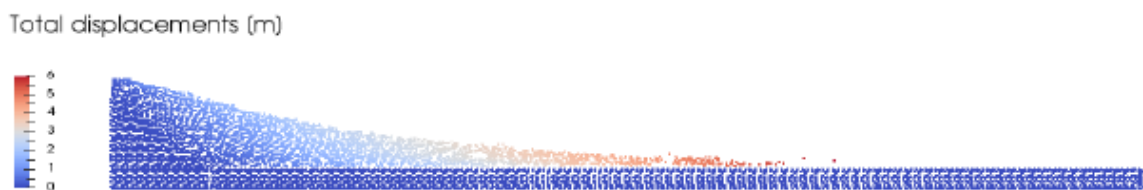


Figura 3.15. Simulação do problema de colapso de colunas no Anura 3D (Manual Anura 3D®, 2017)

Pelo seu desenvolvimento focado na área de geotecnia, a atualidade do código e o custo monetário nulo para o grupo de pesquisa devido as parcerias que tem a Universidade de Brasília, o software foi escolhido para executar as análises desta dissertação.

Nos últimos anos, diferentes pesquisas relacionadas com movimentos de massa foram desenvolvidas com o uso do Anura 3D®. Uma delas foi feita por Gabrieli & Ceccato (2016),

que compararam os resultados obtidos de uma simulação de impacto de um fluxo granular seco em uma parede rígida, feita por uma abordagem discreta e uma contínua usando um código DEM e o MPM através do Anura 3D® respectivamente. Radaelli *et al.* (2017) formularam um modelo constitutivo capaz de reproduzir o comportamento reológico de um material granular em uma ampla faixa de taxas de deformação. O modelo foi implementado no código do software Anura 3D® para simular o colapso de uma coluna de material granular seco. Ceccato & Simonini (2017) fizeram modelações com MPM no Anura 3D® para demonstrar as vantagens dessa metodologia na modelação de deslizamentos de terra rápidos e sua interação com estruturas rígidas e flexíveis, frequentemente usadas para parar, desviar ou retardar o fluxo. Os autores concluíram que o MPM é uma ferramenta valiosa para modelação de escorregamentos e projetos de estruturas de contenção, e que a implementação de três dimensões no Anura 3D® permite considerar diferentes configurações do problema, fazendo uma análise mais completa.

CAPÍTULO 4

4. VALIDAÇÕES

Neste capítulo são apresentados modelos e testes que validam o uso do MPM e melhoram o entendimento do processo de simulação numérica dos movimentos de massa utilizando o software Anura 3D® (Figura 4.1).

Dentre as validações está o deslizamento de blocos sobre um plano inclinado, o qual é comparado com os resultados do método MEF/ALE devido a sua semelhança em termos de descrição e com os resultados analíticos para avaliar assim sua confiabilidade.

Em seguida é feita uma análise de sensibilidade da discretização para determinar o tamanho de malha e o número de pontos materiais mais adequado para fazer as simulações de escorregamentos em taludes. Em seguida o parâmetro do *damping* no MPM é avaliado para entender sua influência nos resultados do sistema.

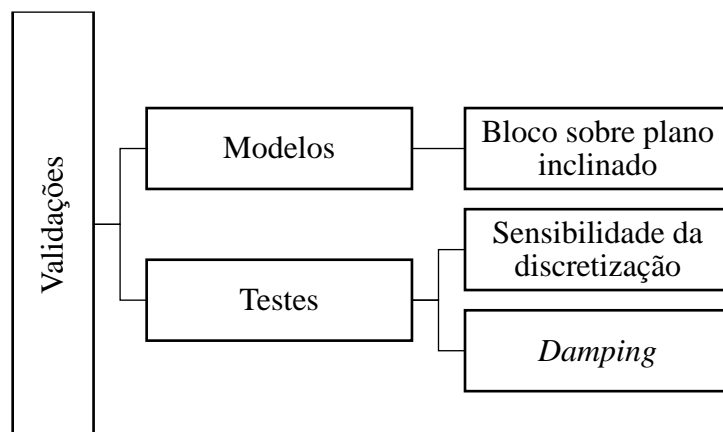


Figura 4.1. Validações

4.1 BLOCOS EM PLANO INCLINADO

Três blocos que deslizam sobre um plano formado por duas seções é o primeiro caso analisado. No problema, considerado como deformação plana, os blocos estão inicialmente em alturas diferentes como é apresentado na Figura 4.2.

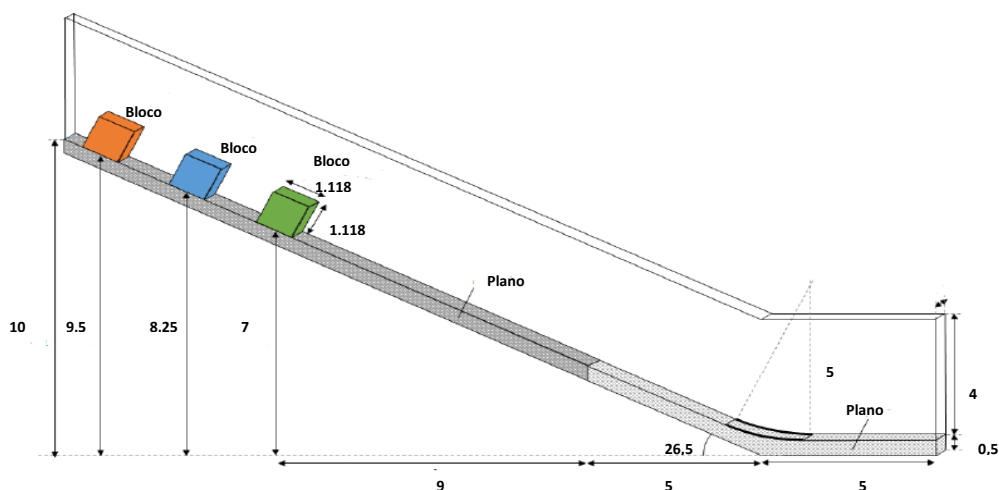


Figura 4.2. Configuração inicial dos blocos deslizantes (modificado – Anura3D, 2017)

Na discretização foram utilizados 10 pontos materiais por célula nos blocos e 4 pontos materiais no plano inclinado. A malha de fundo foi gerada com 2910 elementos tetraédricos semiestruturados e 6207 nós (Figura 4.3).

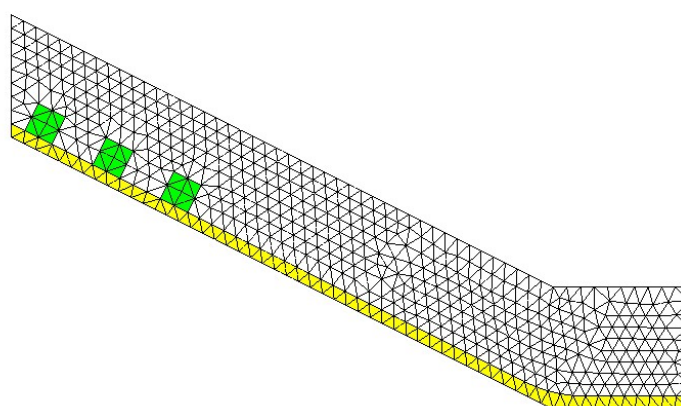


Figura 4.3. Detalhe da discretização do problema

As propriedades dos materiais são fornecidas na Tabela 4.1. Pode-se observar que todos os materiais nesta análise são avaliados em condições secas e com o modelo elástico linear.

Tabela 4.1. Propriedades dos materiais

Material	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3	Plano
Densidade (kg/m ³)	2000	2000	2000	4000
Modelo	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Poisson	0,33	0,33	0,33	0,33
Modulo de Young (kPa)	20000	20000	20000	40000

No caso do contato, coeficientes de atrito são especificados para cada bloco deslizante. Os valores são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Parâmetros de contato

	Plano	
	Inclinado	Horizontal
Bloco 1	0,3	0,45
Bloco 2	0,325	0,45
Bloco 3	0,35	0,45

A simulação foi feita em duas etapas: na primeira foram geradas as tensões iniciais por uma carga gravitacional quase estática e na segunda foi inserida a formulação do contato permitindo o deslizamento dos blocos pelo plano inclinado. Em cada uma das etapas foi estabelecido uma quantidade de passos de tempo. O tempo de cálculo de cada uma das etapas é apresentado na Tabela 4.3. Durante toda a análise foi considerado um fator de *damping* local de 0,05 para evitar problemas de oscilação.

Tabela 4.3. Tempo de processamento

Etapa	1	2
Número de passos	1	70
Tempo por passo (s)	1,0	0,1

Estas mesmas propriedades e condições, foram utilizadas para reproduzir o modelo no software ABAQUS/Explicit® utilizando o MEF associado com o método ALE. Nesse caso foi inserida uma interface entre os blocos e as duas regiões dos planos, com os valores de atrito conforme apresentados. Como condições de contorno nas duas análises, restringiu-se o plano em todas as direções, e os blocos apenas na direção perpendicular ao sentido do movimento.

Na Figura 4.4 é ilustrada a evolução do deslizamento dos três blocos no MPM e na Figura 4.5 com o MEF/ALE. Observa-se que ambos puderam prever o movimento de descida dos três blocos sobre as superfícies com diferentes ângulos de atrito.

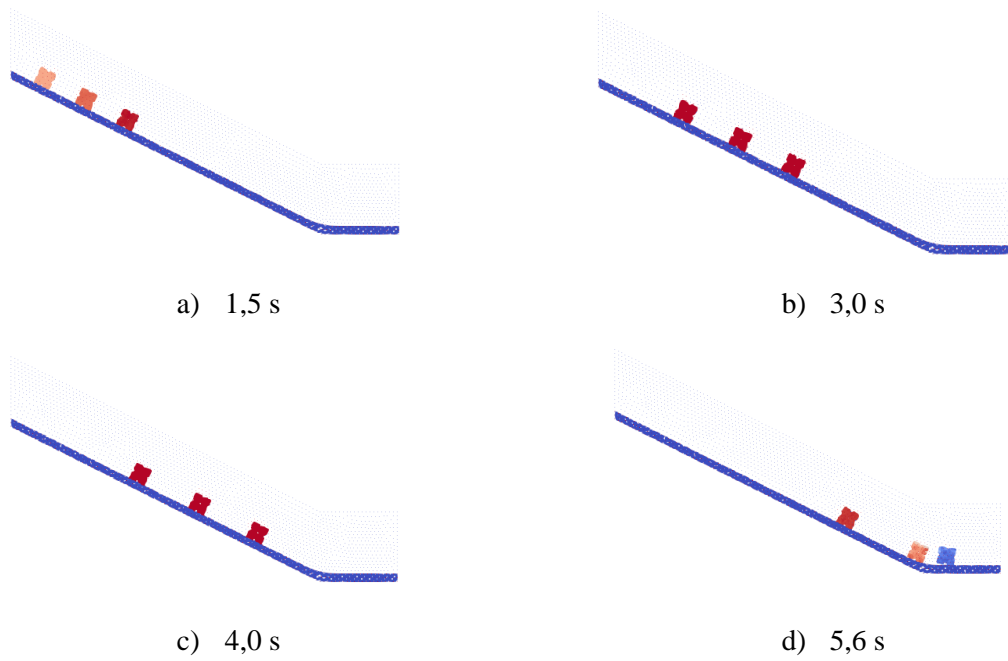


Figura 4.4. Movimento dos blocos para diversos tempos com MPM.

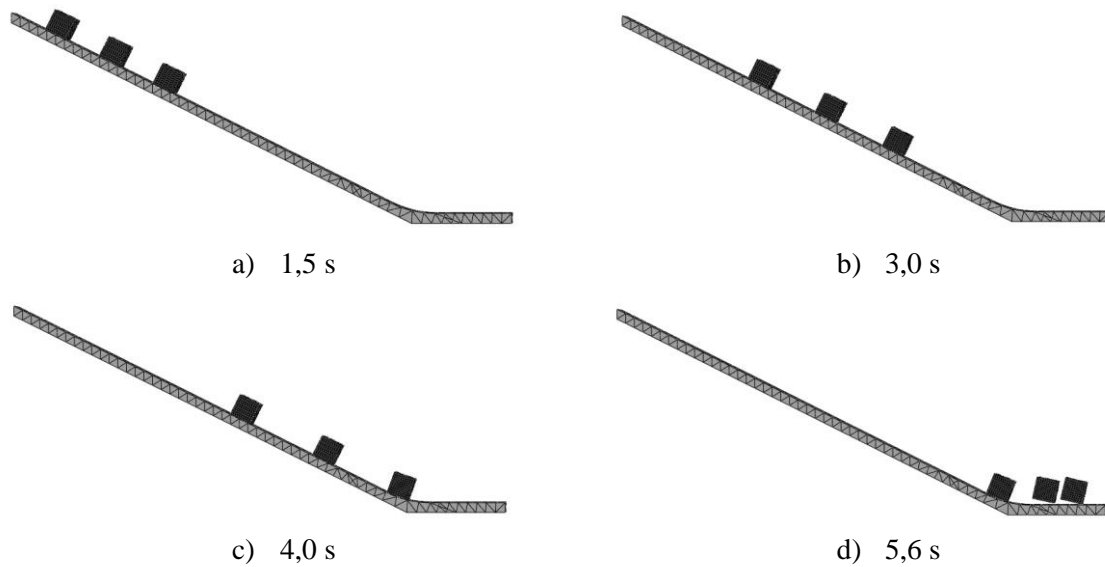


Figura 4.5. Movimentos dos blocos para diversos tempos com MEF/ALE.

As comparações dos deslocamentos dos blocos sobre o plano inclinado são apresentados na Figura 4.6, Figura 4.7 e Figura 4.8. Observa-se que os resultados do movimento dos três blocos são similares com os dois métodos.

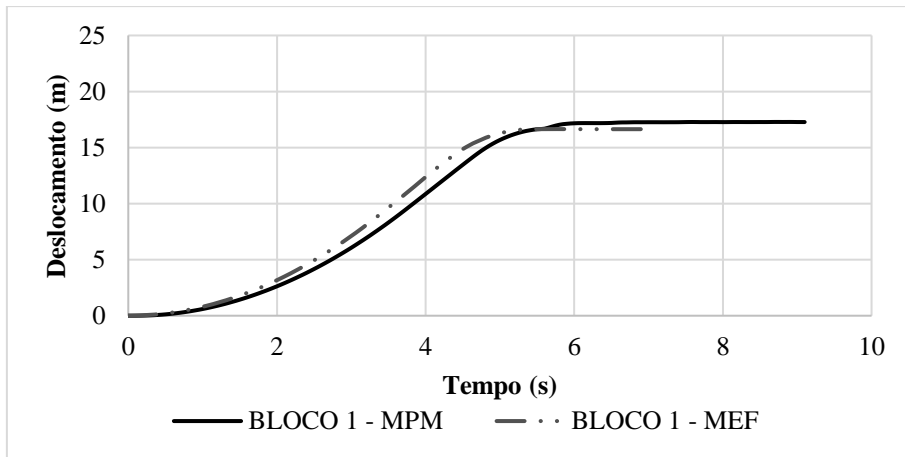


Figura 4.6. Deslocamento do bloco 1

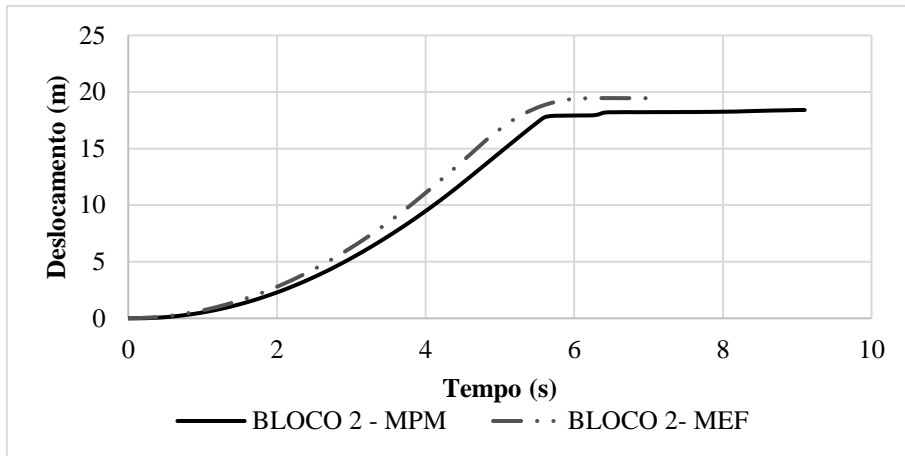


Figura 4.7. Deslocamento do bloco 2.

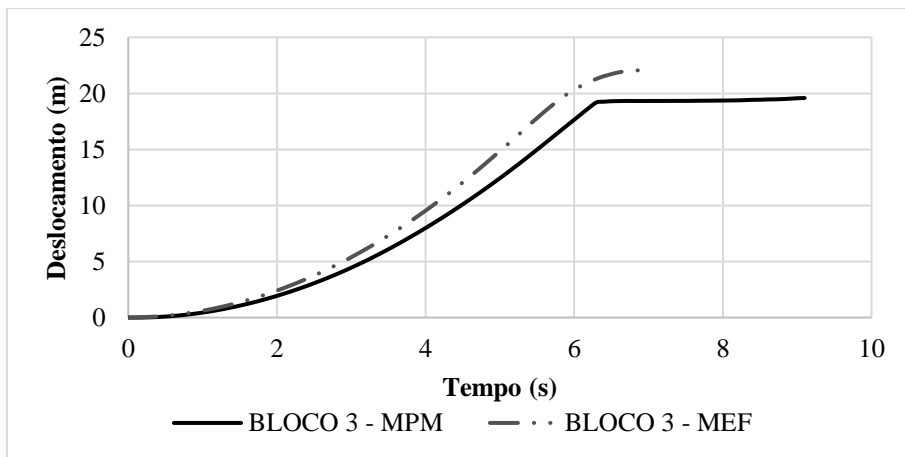


Figura 4.8. Deslocamento do bloco 3

Observa-se que as maiores velocidades são atingidas no final da primeira seção do plano em um intervalo de tempo de 4 s a 6 s. No final da análise, a velocidade dos três blocos diminui ao entrar em contato com o plano horizontal (Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11).

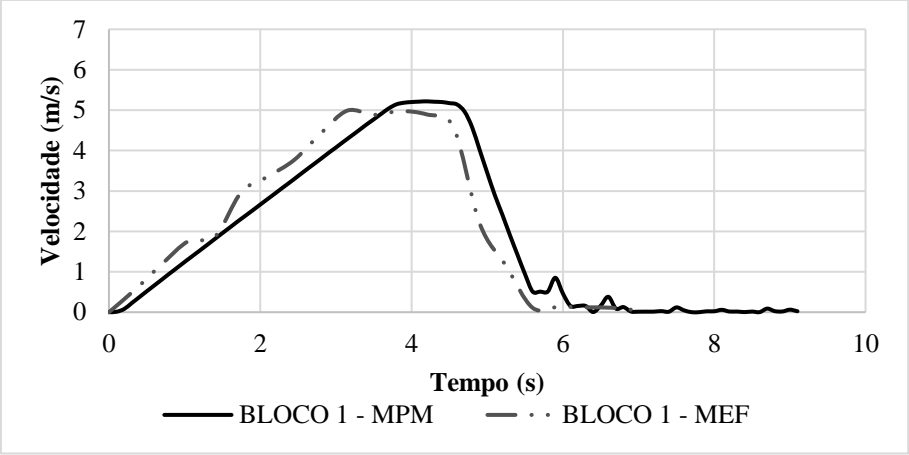


Figura 4.9. Velocidade do bloco 1.

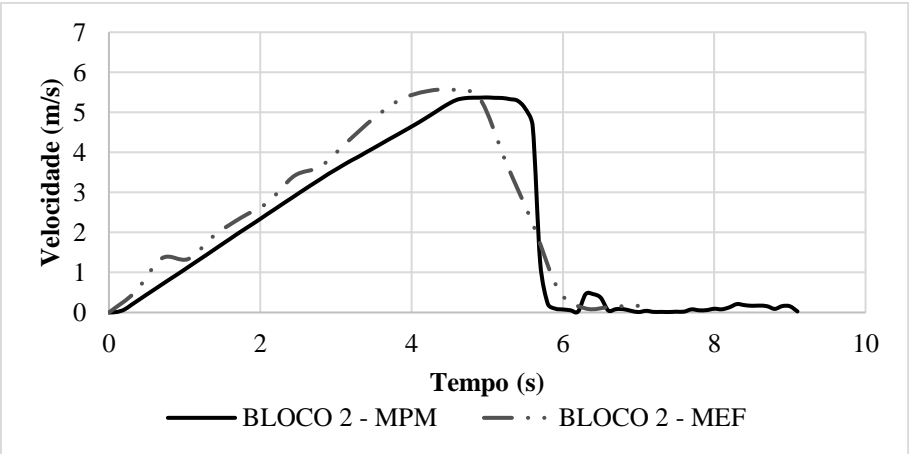


Figura 4.10. Velocidade do bloco 2.

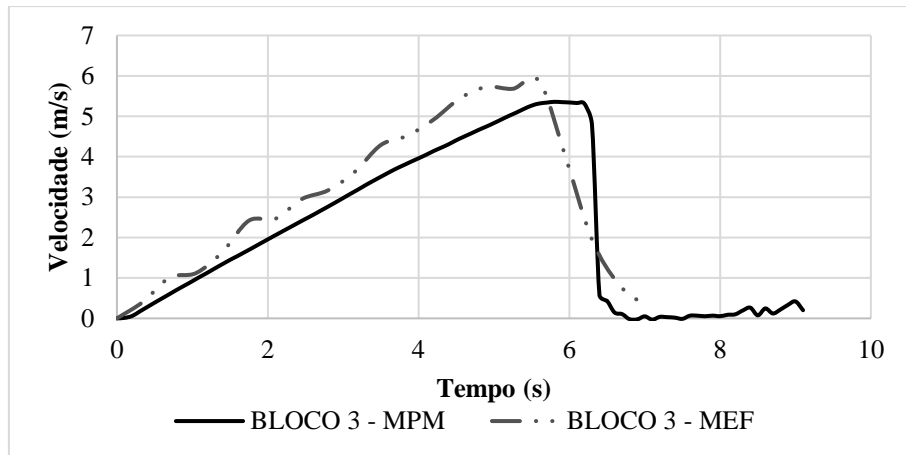
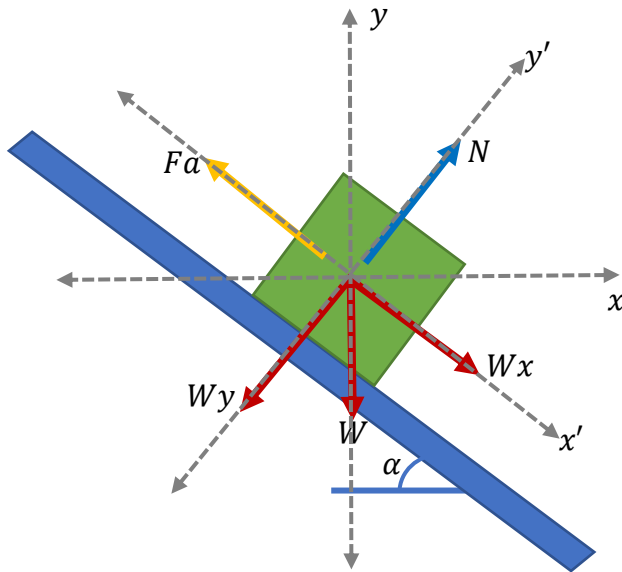


Figura 4.11. Velocidade do bloco 3.

A partir da análise dos gráficos apresentados e devido a concordância dos resultados, constata-se que os métodos são capazes de realizar análises com movimentos de massa. Observa-se que os deslocamentos horizontais obtidos pelos métodos foram similares para todos os blocos, assim como para a velocidade. No gráfico de velocidade para o bloco 1 e 2 verifica-se uma oscilação nos resultados utilizando o MPM. Essa pode ser causada devido a uma instabilidade numérica gerada pela colisão entre bloco 1 com os demais.

- **Solução Analítica**

Para avaliar a confiabilidade dos resultados, foi calculada a solução analítica do problema através do diagrama de corpo livre apresentado na Figura 4.12. Em cada um dos blocos tem-se uma força peso (W) decomposta em duas componentes (W_x e W_y), a força normal perpendicular ao plano (N) e uma força resistente gerada pelo atrito (μ) entre o bloco e o plano (F_a).



Onde:

$$W_x = W \sin \alpha$$

$$W_y = W \cos \alpha$$

$$F_a = \mu N = \mu W \cos \alpha$$

Figura 4.12. Diagrama do corpo livre

Fazendo o equilíbrio de forças na direção x e de acordo com a segunda lei de Newton:

$$\sum F_r^x = W \sin \alpha - \mu W \cos \alpha = ma \quad (4.1)$$

Simplificando:

$$\sum F_r^x = g \sin \alpha - \mu g \cos \alpha = a \quad (4.2)$$

Uma vez conhecida a aceleração é possível calcular o deslocamento u através da dupla integração da Equação (4.2)

$$u = \int \left(\int (g \sin \alpha - \mu g \cos \alpha) dt \right) dt \quad (4.3)$$

$$u = \frac{1}{2} (g \sin \alpha - \mu g \cos \alpha) t^2 \quad (4.4)$$

Transformando o sistema de referência x', y', z' para o sistema x, y, z o deslocamento horizontal é expressado como:

$$u_x = \frac{1}{2} (g \sin \alpha - \mu g \cos \alpha) \cos^2 \alpha t^2 \quad (4.5)$$

Utilizando a Equação (4.5) para calcular o deslocamento de cada bloco (mudando seu atrito) e os resultados da simulação numérica com MPM, tem-se a comparação da Figura 4.13 e Figura 4.14. Nota-se que os resultados analíticos e numéricos são iguais quando os blocos estão no plano inclinado, comprovando assim a confiabilidade do método.

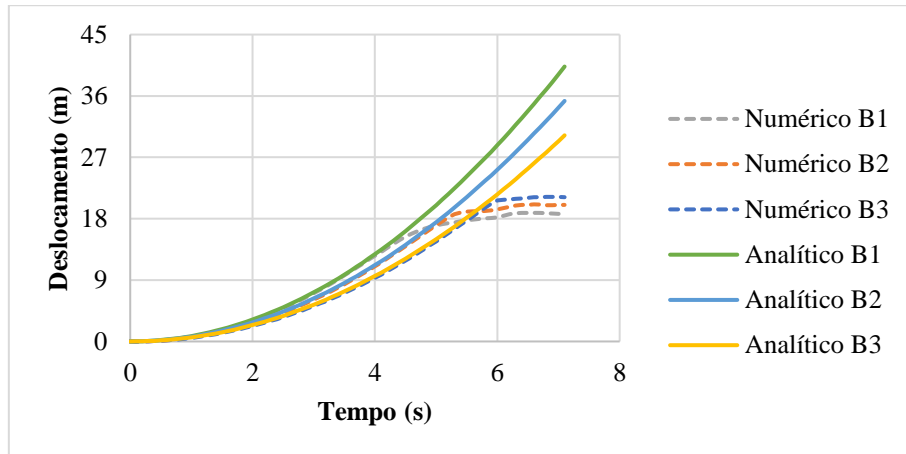


Figura 4.13. Deslocamento dos blocos

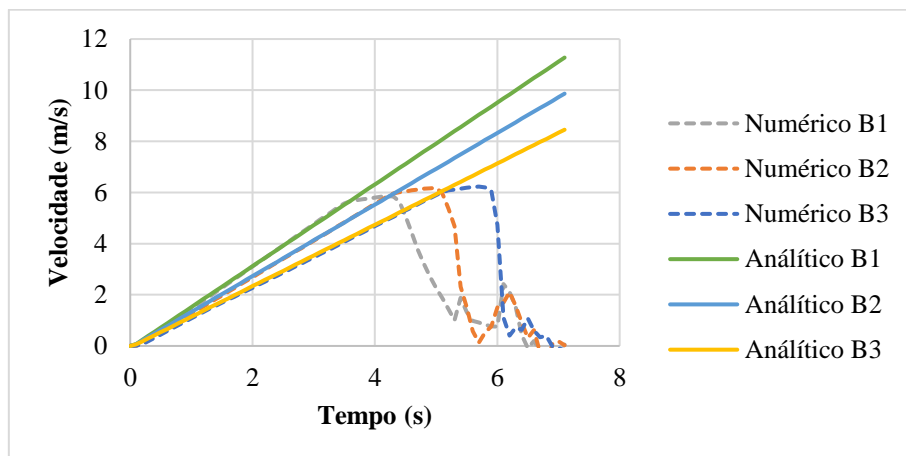


Figura 4.14. Velocidade dos blocos

4.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DA DISCRETIZAÇÃO

Avaliar a influência dos parâmetros de resistência e deformabilidade na formação dos mecanismos de ruptura e no desenvolvimento de um movimento de massa utilizando o MPM é o objetivo principal desta pesquisa. Para isso serão avaliadas geometrias de taludes simples com diferentes condições nos Capítulos 5 e 6. No entanto, considerando as metodologias de outras pesquisas apresentadas no Capítulo 2, é necessário avaliar inicialmente a influência do número

de elementos da malha de fundo e o número de pontos materiais em cada célula, ou seja, deve ser realizado um estudo da sensibilidade da discretização no MPM.

Neste caso, foi realizada uma série de análises em que se simula a instabilidade de um talude devido ao seu próprio peso, sendo este discretizado com cinco tipos de malhas de diferentes tamanhos de células, cada uma avaliada com um, quatro e oito pontos materiais. A geometria e as propriedades do talude e da fundação estudada são apresentadas na Figura 4.15 e na Tabela 4.4.

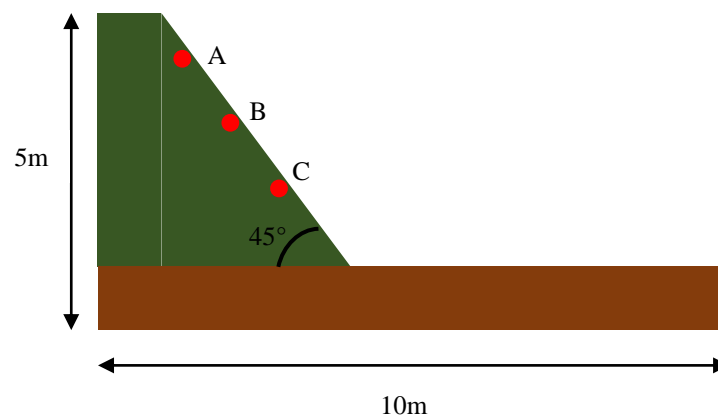


Figura 4.15. Geometria do talude

Tabela 4.4. Propriedades dos materiais

Material	Tipo de Material	Parâmetros	Valor
Solo	Material Seco	Densidade	2200 kg/m ³
		Módulo de Young	30 MPa
		Poisson	0,33
		Ângulo de atrito	31°
		Coesão	0
Fundação	Material Seco	Densidade	2500 kg/m ³
		Módulo de Young	4 GPa
		Poisson	0,33

Como condição de contorno restringiu-se os deslocamentos totais na base da fundação, os verticais no topo do problema, os horizontais na lateral do talude e os de profundidade nas faces da geometria como apresentado na Figura 4.16.

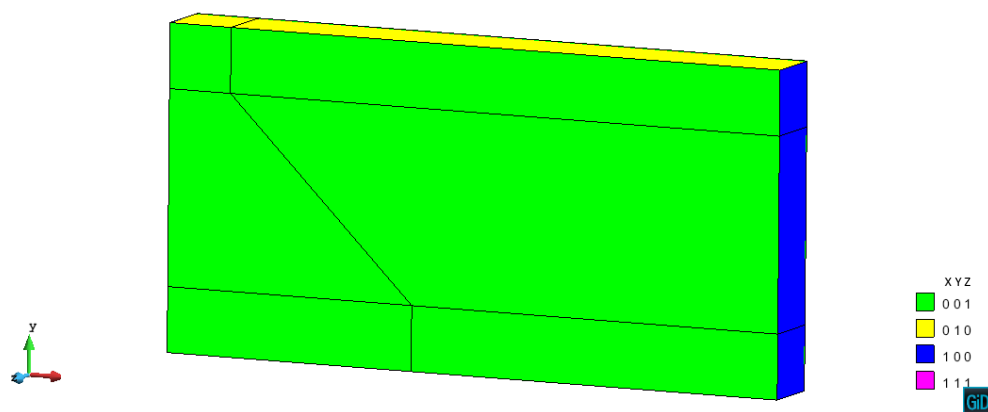


Figura 4.16. Condições de contorno

Na Tabela 4.5 é apresentada a identificação de cada uma das simulações (expressas pelo código MXPMY onde "M" é a malha, "X" a referência ao tamanho dos elementos, "MP" os pontos materiais e "Y" a quantidade deles), a discretização utilizada e o tempo de análise.

Tabela 4.5. Identificação, discretização e tempo de análise

Código	Tamanho do elemento	N° de elementos	N° de nós	MP por elemento	Tempo de Cálculo		Tempo
					N° de passos	t por passo	
M1MP1	1m x 1m	468	1053	1	52	0,05	30 min
M1MP4				4			
M1MP8				8			
M2MP1	0,5m x 0,5m	3744	6625	1	52	0,05	1 hora
M2MP4				4			
M2MP8				8			
M3MP1	0,4m x 0,4m	10098	16415	1	52	0,05	3 horas
M3MP4				4			
M3MP8				8			
M4MP1	0,3m x 0,3m	15480	24969	1	52	0,05	5 horas
M4MP4				4			
M4MP8				8			
M5MP1	0,2m x 0,2m	60450	90783	1	52	0,05	2 dias
M5MP4				4			
M5MP8				8			

A malha seis foi inicialmente planejada para também ser testada. Neste caso o tamanho do elemento era de 0,1m x 0,1m, o número de elementos era 483600 e o número de nós 685125. Porém, o custo computacional para este tipo de análise superou as capacidades do computador utilizado, limitando os estudos até a malha cinco.

Note-se que ao aumentar o número de elementos diminuindo o tamanho das células, o tempo de análise aumenta significativamente. O resultado visual, por outro lado, também é influenciado, porque à medida que o tamanho da célula aumenta, a distância percorrida pela massa instável sob a fundação diminui independentemente do número de pontos materiais. Quando o tamanho da célula é menor, a distância alcançada pela massa é muito maior, comportando-se praticamente da mesma maneira com as três quantidades de pontos analisados. Na Figura 3 pode-se observar a discretização do talude e a distância final atingida pela massa quando o tipo de malha muda.

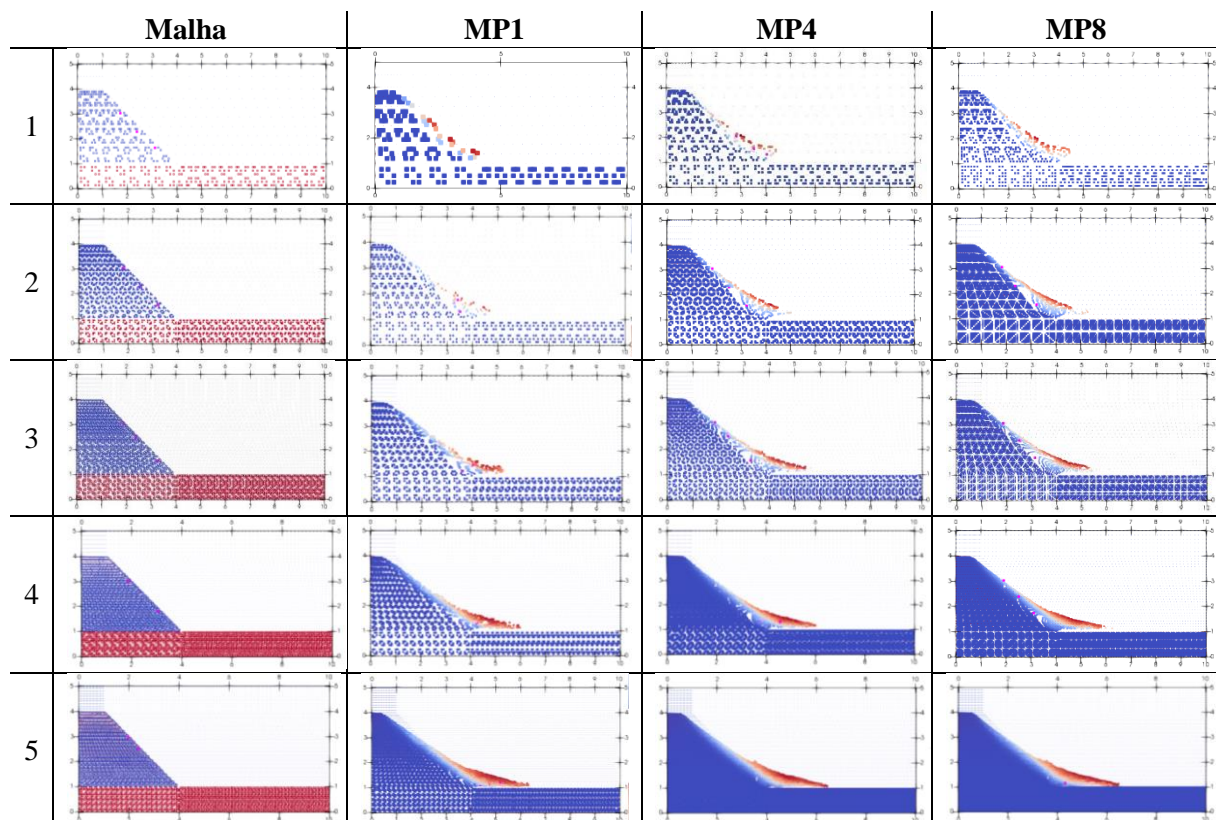


Figura 4.17. Discretização e distância percorrida para cinco tamanhos de células com um, quatro e oito pontos materiais

Para avaliar o comportamento das malhas, foi calculada a velocidade dos pontos A B e C da Figura 4.15. Esta variável foi utilizada como critério para escolher a malha final. Na Figura 4.18, Figura 4.19 e Figura 4.20 mostra-se os resultados de velocidade quando avaliados com diferentes malhas e quatro pontos materiais, considerado como um número padrão de partículas. Esses resultados não apresentam variações importantes quando o número de pontos muda (um e oito).

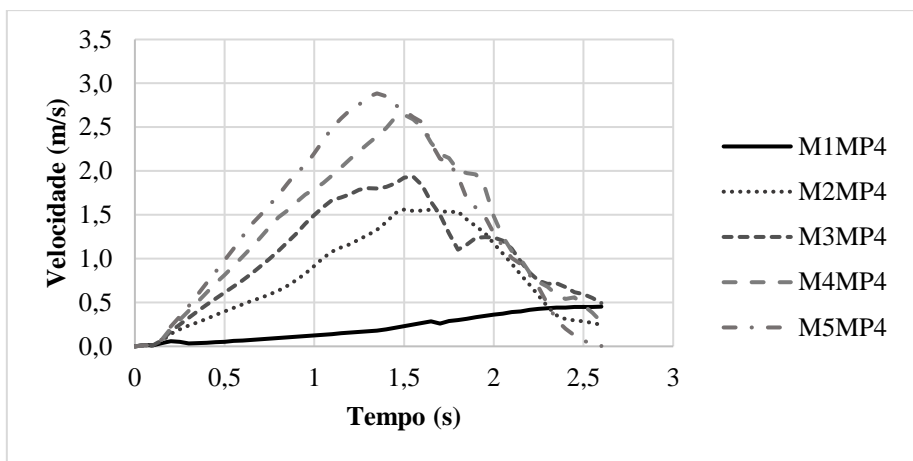


Figura 4.18. Velocidade do ponto A com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais

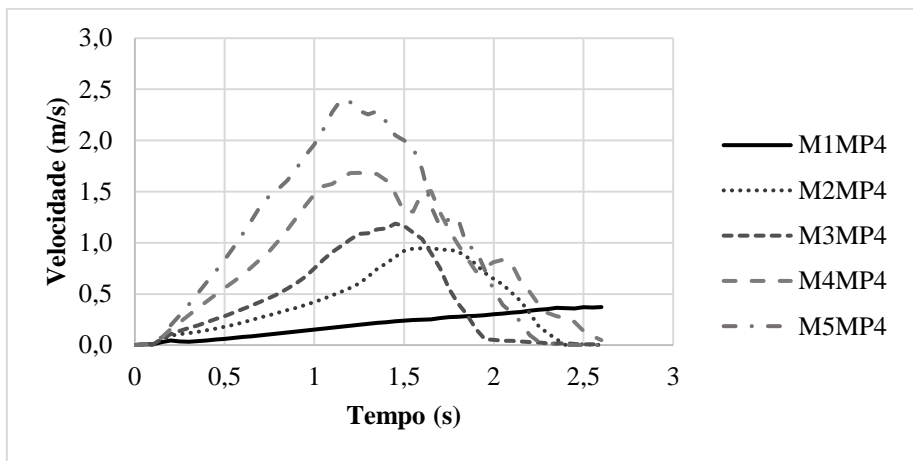


Figura 4.19. Velocidade do ponto B com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais

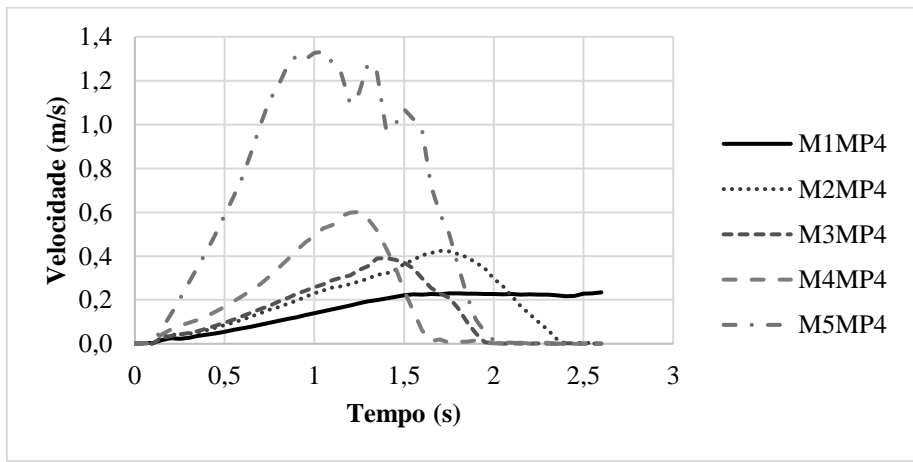


Figura 4.20. Velocidade do ponto C com diferentes tamanhos de malha e quatro pontos materiais

A malha M5MP4 foi preliminarmente selecionada de acordo com os resultados iniciais e posteriormente com o cálculo de velocidades. Na Figura 4.21 pode-se observar os resultados dos três pontos materiais localizados no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude. Os três pontos voltam para uma velocidade de 0 indicando o final do movimento.

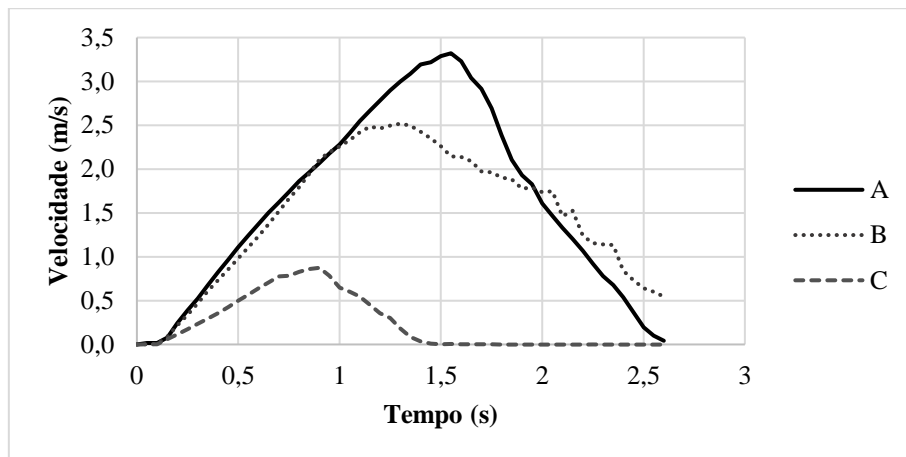


Figura 4.21. Velocidade dos pontos materiais na malha M5MP4

Com base nesses resultados, a malha M5MP4 foi selecionada para realizar as seguintes simulações, pois embora o tempo de análise seja muito longo, o resultado final do movimento é muito mais detalhado. Deve-se notar que a malha tem uma forte influência nos resultados, sendo mais importante do que o número de pontos materiais atribuídos. Resultados semelhantes já haviam sido obtidos por Lorenzo (2015) e Abe *et al.* (2013). O detalhe da malha selecionada é apresentado na Figura 4.22.

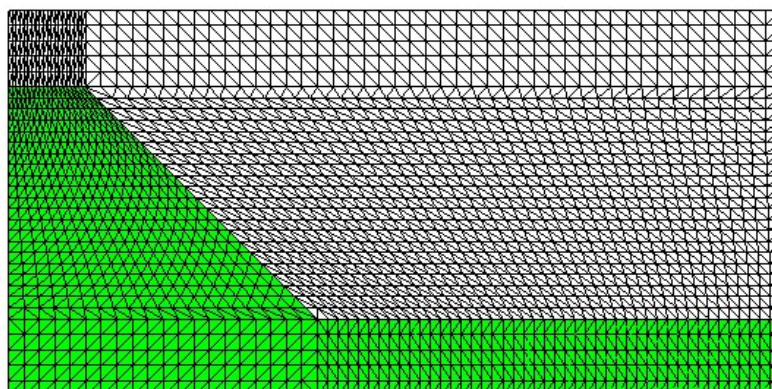


Figura 4.22. Detalhe da malha.

4.3 DAMPING

O amortecimento, em inglês *damping* é uma das propriedades que podem ter uma forte influência nos resultados do MPM, e por isso é uma das mais avaliada e estudada, uma vez que seu valor pode determinar o comportamento de uma simulação numérica feita com este método. Nesse sentido, foi avaliada a influência do *damping* no desenvolvimento do deslizamento no talude da Figura 4.15.

Com valores altos (0,7-0,9), o problema é considerado e simulado como quase-estático impedindo analisar corretamente o comportamento dinâmico total do movimento de massa. Por outro lado, com valores mais baixos (0,01-0,15), é possível simular a dissipação da energia do material, o que, por sua vez, permite uma melhor avaliação do movimento. Isso foi observado nos resultados apresentados na Figura 4.23, Figura 4.24, Figura 4.25, Figura 4.26, Figura 4.27 e Figura 4.28, onde para valores de *damping* baixos os deslocamentos e as velocidades foram maiores enquanto para *dampings* considerados altos esses valores diminuam devido à proximidade com um problema estático.

Note-se que quando o problema é simulado com *damping* de 0,15 se apresenta uma pequena diferença entre os valores considerados baixos, porém, é mínima se comparada com o *damping* de 0,75.

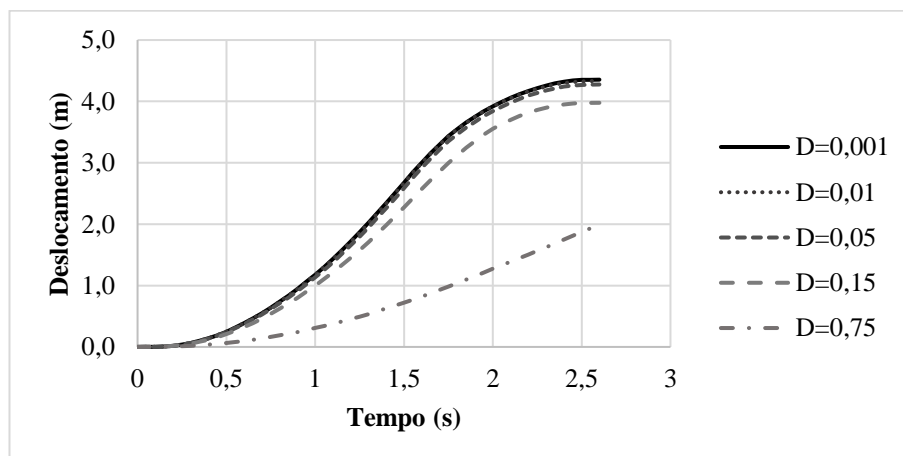


Figura 4.23. Avaliação da influência do *damping* no deslocamento do ponto A

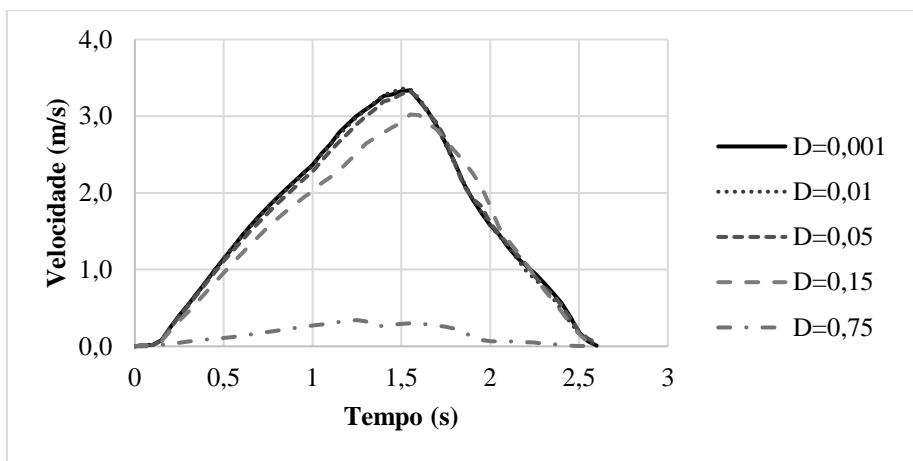


Figura 4.24. Avaliação da influência do *damping* na velocidade do ponto A

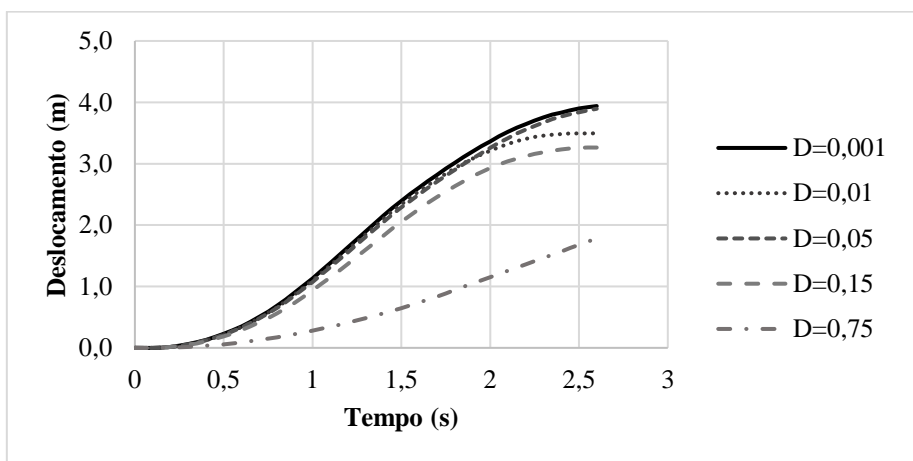


Figura 4.25. Avaliação da influência do *damping* no deslocamento do ponto B

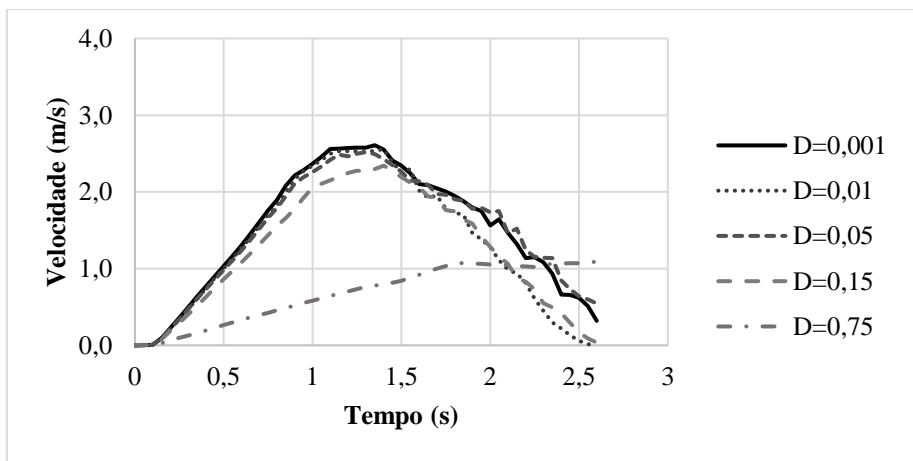


Figura 4.26. Avaliação da influência do *damping* na velocidade do ponto B

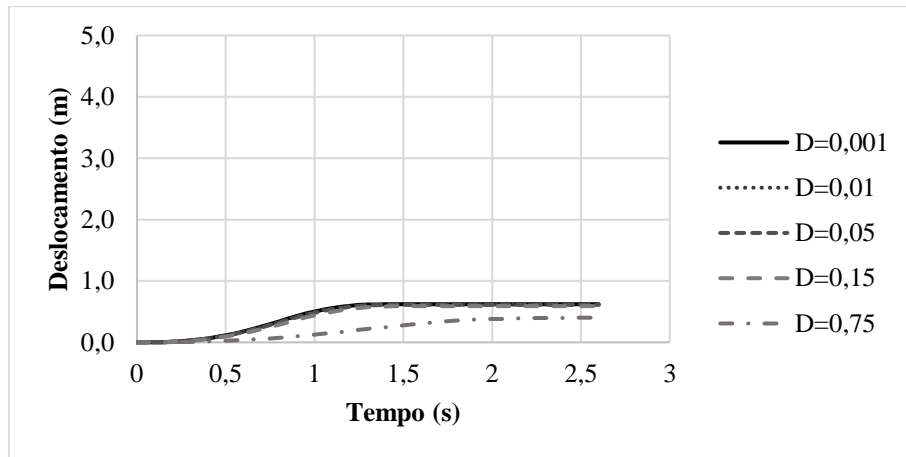


Figura 4.27. Avaliação da influência do *damping* no deslocamento do ponto C

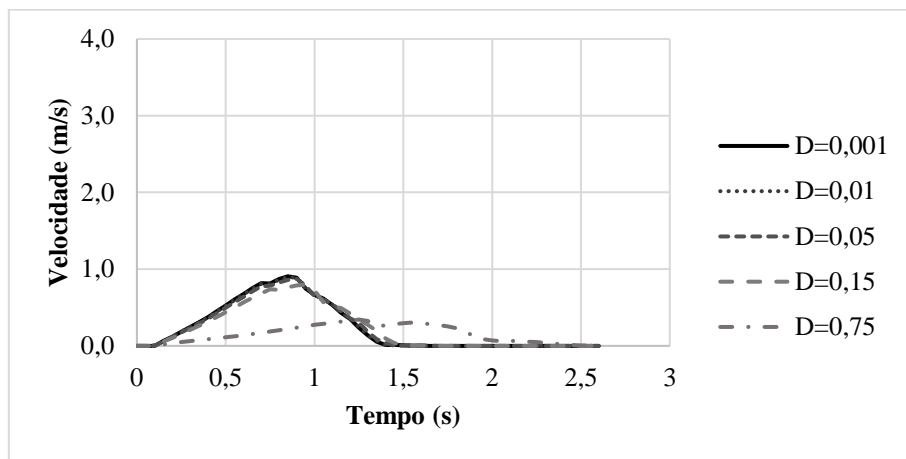


Figura 4.28. Avaliação da influência do *damping* na velocidade do ponto C

Com base nesses resultados e as recomendações do tutorial Anura 3D®, foi selecionada uma porcentagem de 5% de *damping* para utilizar nas seguintes simulações pois é considerado como um valor suficientemente baixo para representar o problema dinâmico e por sua vez, é recomendado pelos desenvolvedores do software.

CAPÍTULO 5

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para avaliar a influência dos parâmetros de resistência e deformabilidade na formação dos mecanismos de ruptura e no desenvolvimento de um movimento de massa utilizando o MPM foram utilizadas três diferentes geometrias com propriedades do material que variam de acordo com parâmetro estudado.

Como o MPM usa modelos constitutivos baseados na mecânica dos contínuos, neste capítulo utilizou-se o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb no talude e o modelo elástico e linear na fundação. Todas as análises foram realizadas com o software ANURA3D® especializado neste método.

Os parâmetros avaliados são o módulo de Young, a coesão, o ângulo de atrito, o peso específico e o coeficiente de Poisson (Figura 5.1). Os resultados e as metodologias utilizadas para cada são apresentados a seguir.

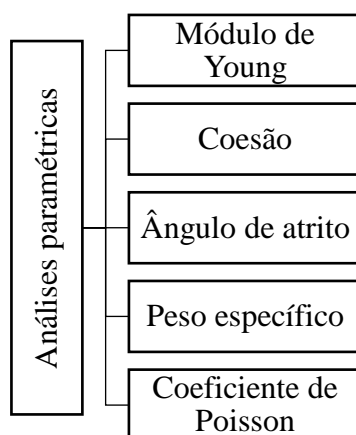


Figura 5.1. Análises paramétricas

5.1 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE YOUNG

A influência do módulo foi inicialmente avaliada utilizando a mesma geometria, malha, condições de contorno e parâmetros usados nas validações (Figura 5.2 e Tabela 5.1). Para isso, foi estimada uma superfície de ruptura inicial com o MEL proposto por Morgenstern & Price

(1965) usando o software GEOSLOPE e as propriedades da Tabela 5.2 (equiparáveis com as propriedades da Tabela 5.1). Com essas propriedades o fator de segurança calculado pelo MEL foi de 0,66, ou seja, o talude nas condições iniciais era instável. Decidiu-se então aumentar a coesão para 1,8 kPa, valor mínimo para garantir a estabilidade do talude com um fator de segurança igual a 1 (Figura 5.3d).

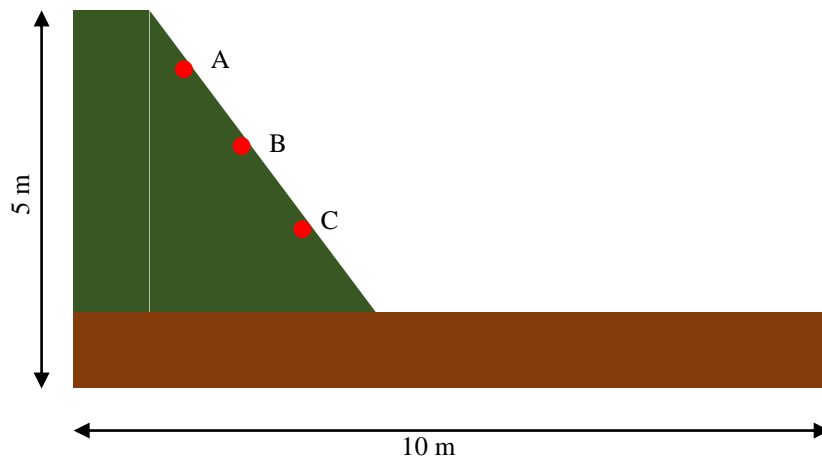


Figura 5.2. Geometria do talude

Tabela 5.1. Propriedades dos materiais

Material	Modelo Constitutivo	Parâmetros	Valor
Solo	Mohr-Coulomb	Densidade	2200 kg/m ³
		Módulo de Young	30 MPa
		Poisson	0,33
		Ângulo de atrito	31°
		Coesão	0,1 kPa
Fundação	Elástico e linear	Densidade	2500 kg/m ³
		Módulo de Young	4 GPa
		Poisson	0,33

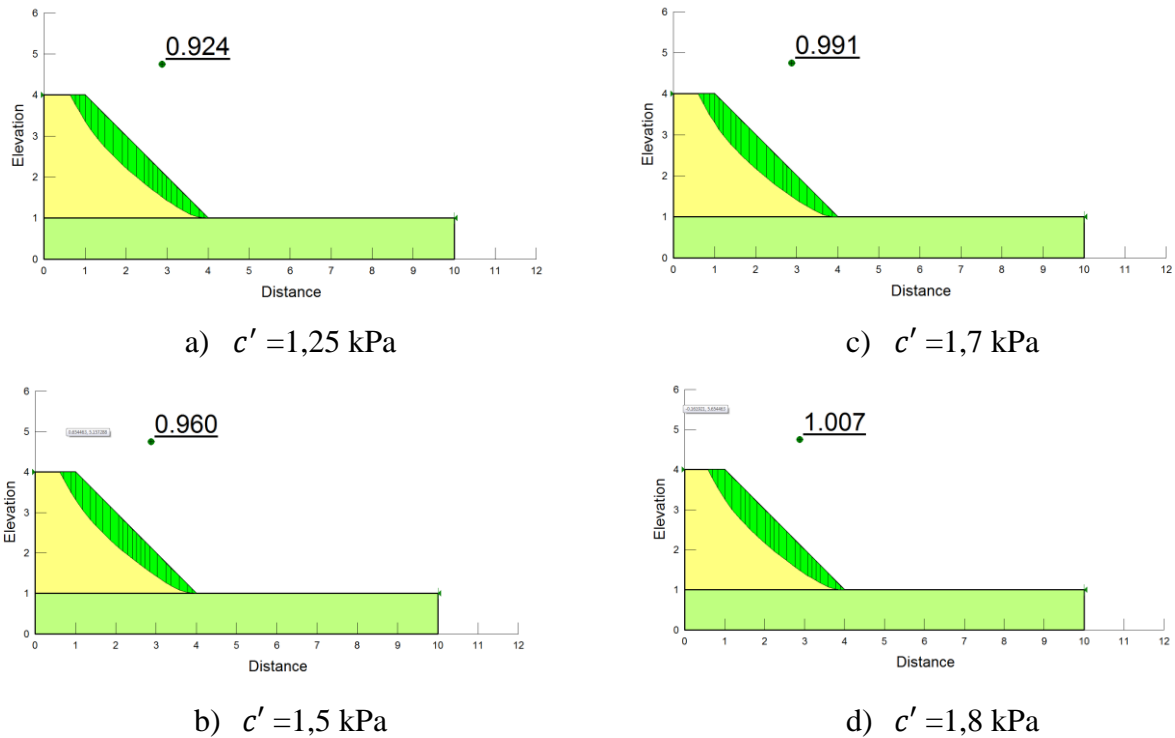


Figura 5.3. Factor de segurança com diferentes coesões

Tabela 5.2. Propriedades dos materiais com MEL

Material	Modelo Constitutivo	Parâmetros	Valor
Solo	Mohr-Coulomb	Peso Específico	22 kN/m ³
		Ângulo de atrito	31°
		Coesão	0,1 kPa
Fundação		Peso Específico	25 kN/m ³
		Ângulo de atrito	30°
		Coesão	40

Ao executar as simulações com MPM, observou-se que o valor mínimo de coesão para manter o talude estável foi de 1,25 kPa, sendo esses resultados diferentes daqueles obtidos com o MEL, devido às variações nos estados de tensões e de deformações no material que este método não considera (Van Asch *et al.*, 2007 citando Bromhead, 1996).

Devido a essas divergências, o estudo da influência do modulo de Young foi estendido para ser analisado em conjunto com valores baixos de coesão utilizando o MPM por meio de duas etapas: formação do mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento de massa. As propriedades finais dos materiais para cada caso são apresentadas na Tabela 5.3

Tabela 5.3. Propriedades dos materiais para avaliar módulo e coesão

Material	Parâmetros	Formação do mecanismo de ruptura	Desenvolvimento do movimento de massa
Solo	Densidade (kg/m ³)	2200	2200
	Módulo de Young (MPa)	30	30
		60	60
		150	150
		300	300
	Poisson	0,33	0,33
	Ângulo de atrito (°)	31	31
	Coesão (kPa)	1,25	-
1,5		0	
1,7		0,5	
1,8		1,0	
Fundação	Densidade (kg/m ³)	2500	2500
	Módulo de Young (GPa)	4	4
	Poisson	0,33	0,33

Cada simulação foi realizada em duas etapas: na primeira, o estado inicial de tensão foi gerado com uma restrição de deslocamento horizontal na face do talude e na segunda, a ruptura foi simulada apenas pelo efeito da gravidade após remover essa condição de contorno. Os tempos de análise de cada problema são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Tempos de análise

	Coesão ≥ 1,25 kPa		Coesão 1,0 kPa		Coesão 0,5 kPa		Coesão 0 kPa	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Etapa	1	2	1	2	1	2	1	2
Quantidade de passos	2	22	2	100	2	50	2	50
Tempo por passo (s)	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05

5.1.1 ANÁLISES DA FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA

Nesta etapa, estudam-se os primeiros instantes das simulações em que se determina se o movimento é progressivo, isto é, se ocorrerá ou não um deslizamento de terra. Para isso, foram realizados dois tipos de análise: um variando os valores de coesão e outro aumentando os valores do módulo de Young.

Como mencionado, no caso da coesão foram realizadas quatro simulações. Na Figura 5.4 é possível observar os pequenos deslocamentos dos pontos materiais para cada um desses casos.

Quando a coesão diminui, a magnitude do deslocamento aumenta, sendo maior na região próxima à face do talude, formando com maior precisão o que será a superfície de ruptura e a massa que se deslocará após a ruptura. Neste caso, o efeito de borda foi negligenciado, uma vez que a possível superfície se localiza dentro do domínio e não toca o contorno do problema.

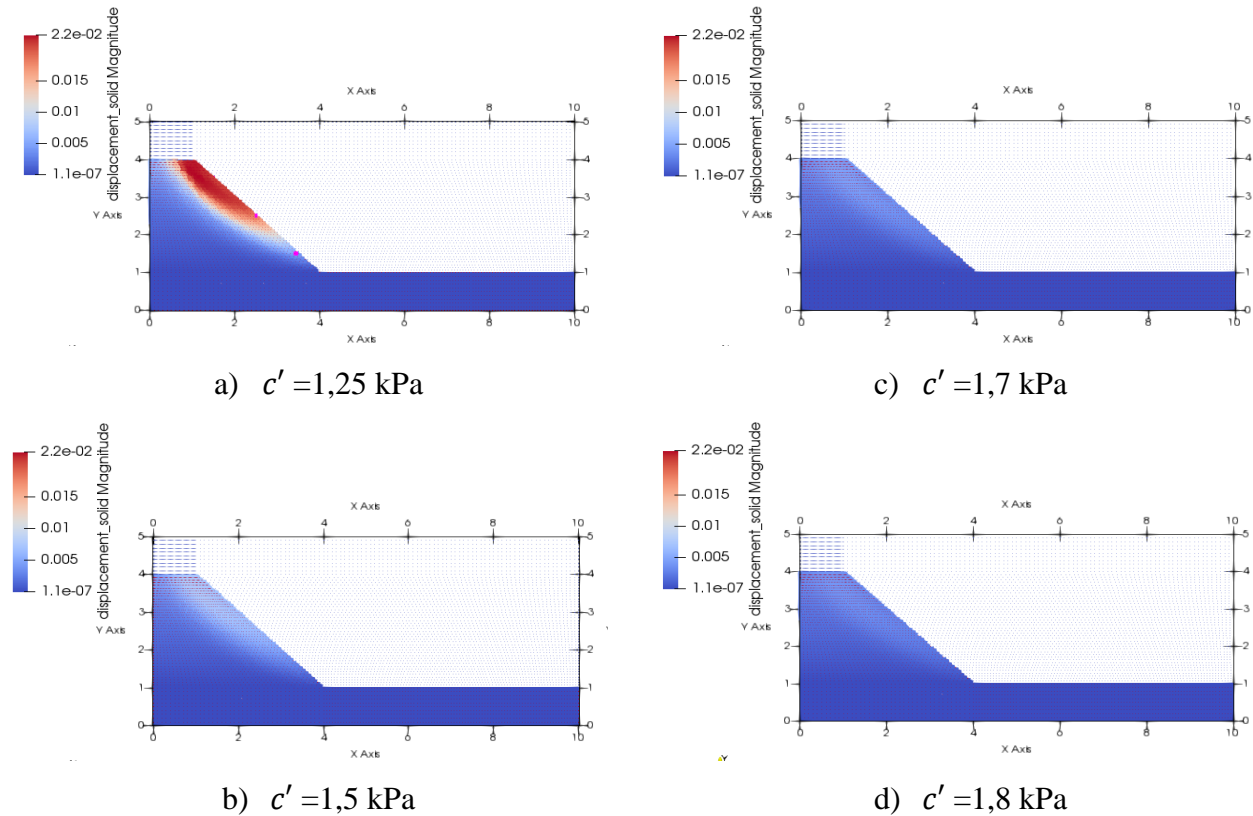


Figura 5.4. Deslocamento dos pontos materiais

A Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.9 mostram que os deslocamentos são menores com um aumento na coesão. À medida que o talude se aproxima à ruptura, os deslocamentos e as velocidades aumentam, embora após aproximadamente 0,7 s voltem a estabilizar (Figura 5.6, Figura 5.8 e Figura 5.10).

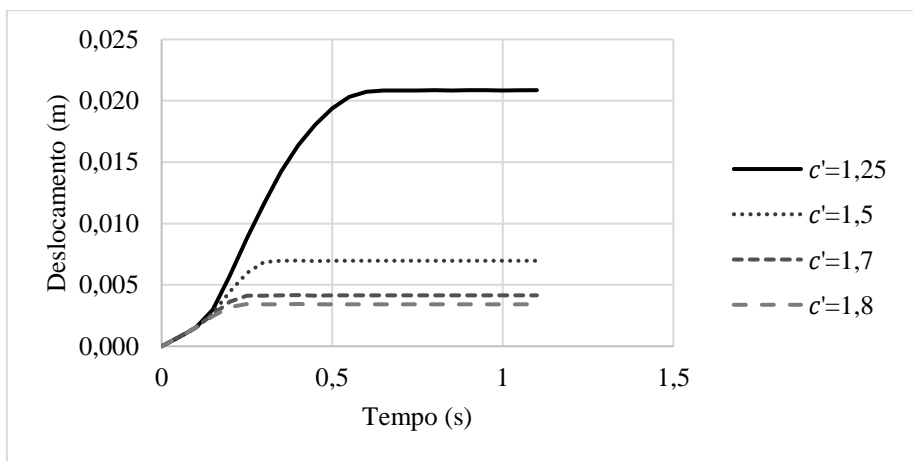


Figura 5.5. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões antes da ruptura

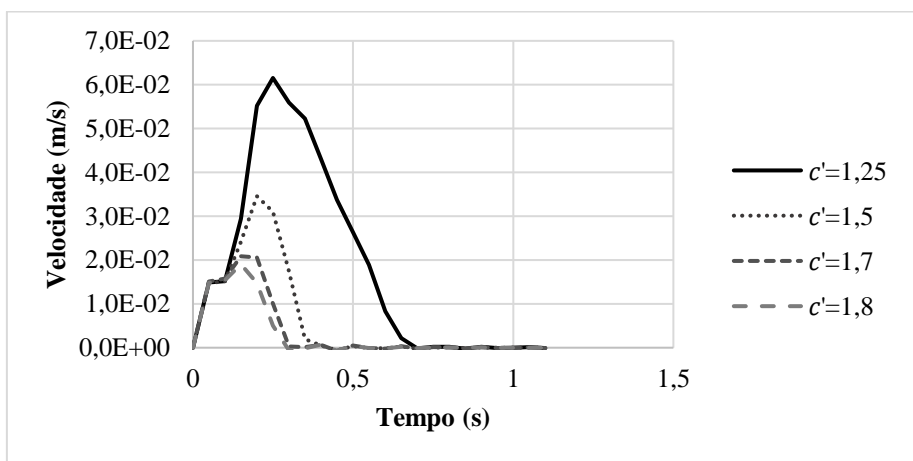


Figura 5.6. Velocidade do ponto A para diferentes coesões antes da ruptura

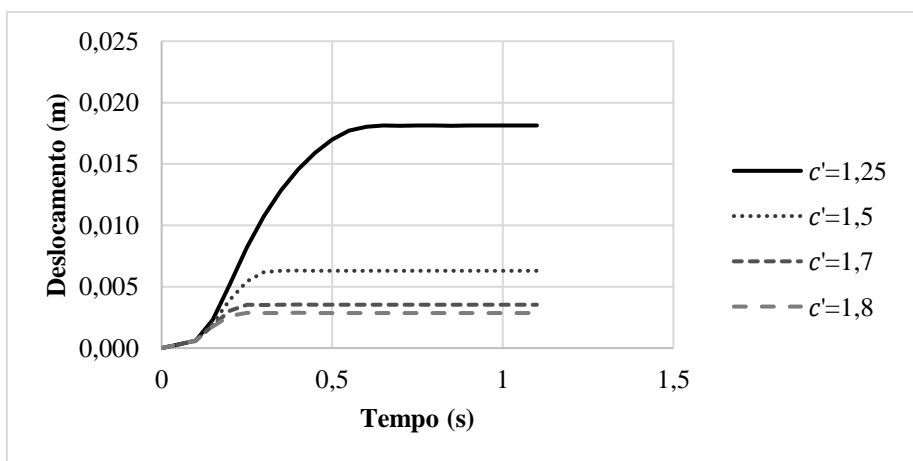


Figura 5.7. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões antes da ruptura

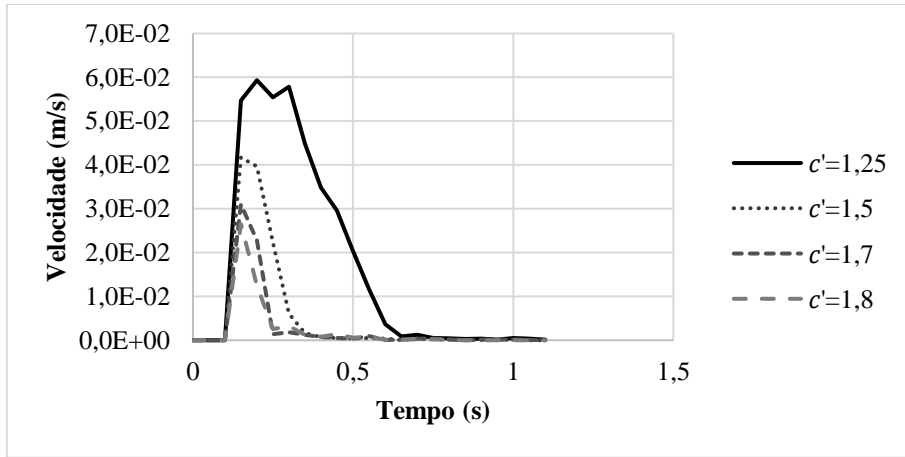


Figura 5.8. Velocidade do ponto B para diferentes coesões antes da ruptura

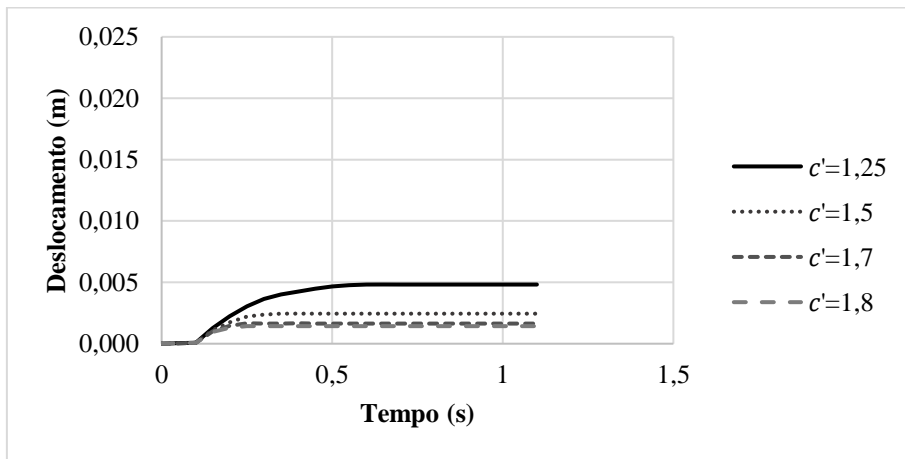


Figura 5.9. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões antes da ruptura

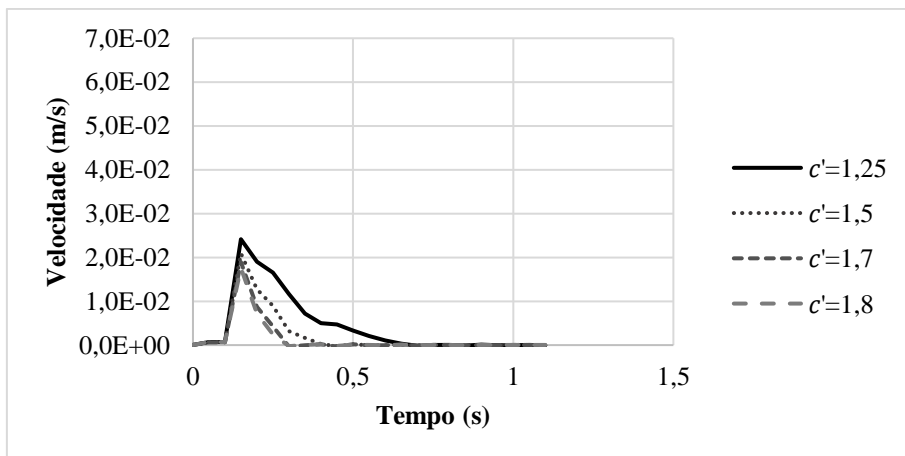


Figura 5.10. Velocidade do ponto C para diferentes coesões antes da ruptura

Para estudar a influência do módulo antes da ruptura, a coesão se manteve com um valor de 1,25 kPa. Os deslocamentos e velocidades registrados nesses casos são apresentados na Figura 5.15, Figura 5.16, Figura 5.13, Figura 5.14, Figura 5.11 e Figura 5.12. A magnitude dos deslocamentos diminui quando o módulo aumenta, ou seja, quando o material possui um comportamento mais rígido a acomodação interna das partículas é reduzida. Além disso, as velocidades são maiores com o módulo baixo

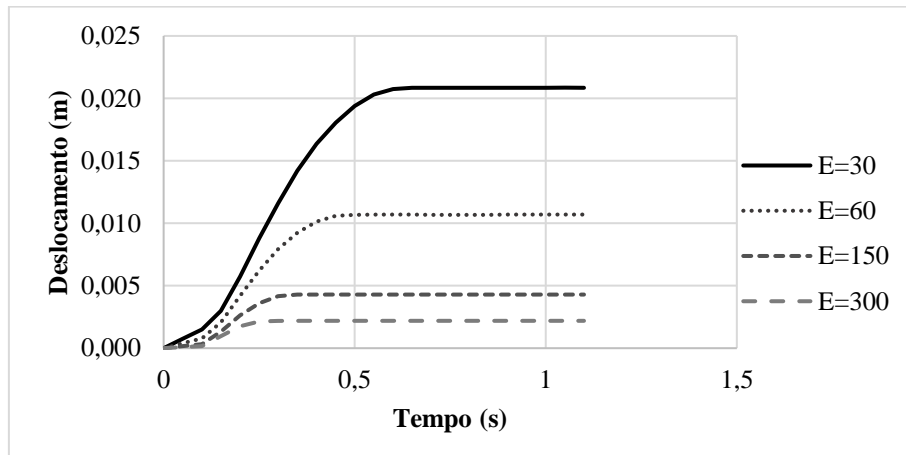


Figura 5.11. Deslocamento do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)

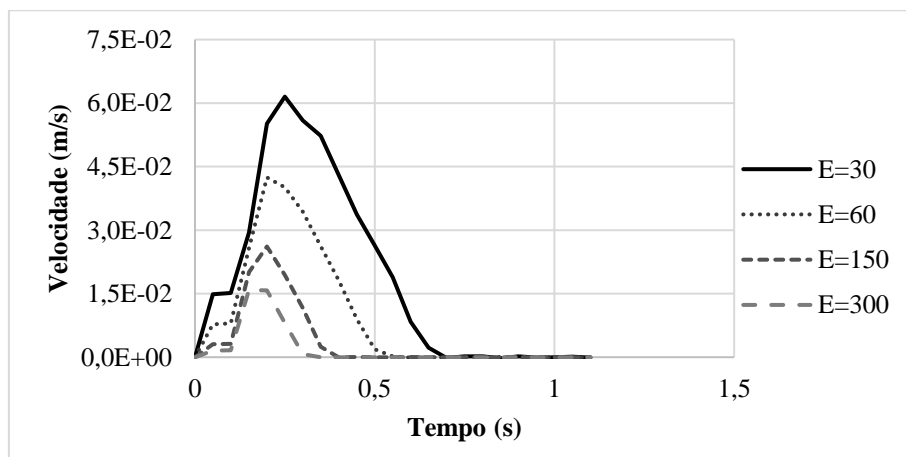


Figura 5.12. Velocidade do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c' =1,25$ kPa)

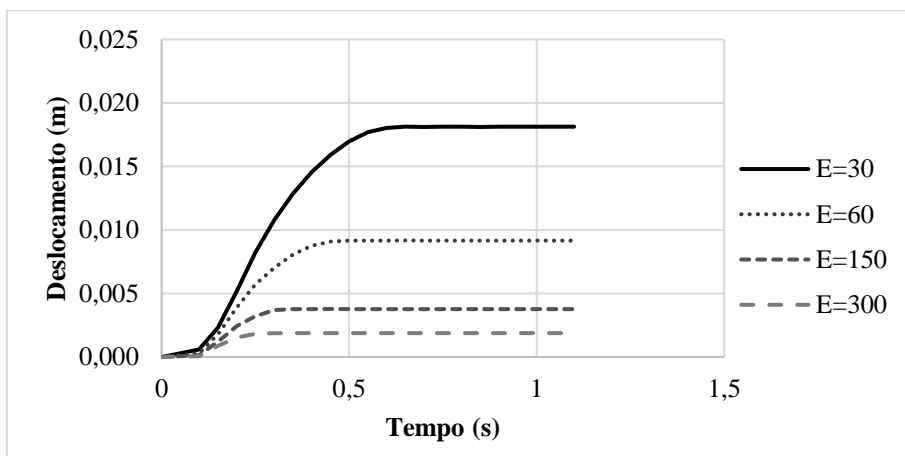


Figura 5.13. Deslocamento do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)

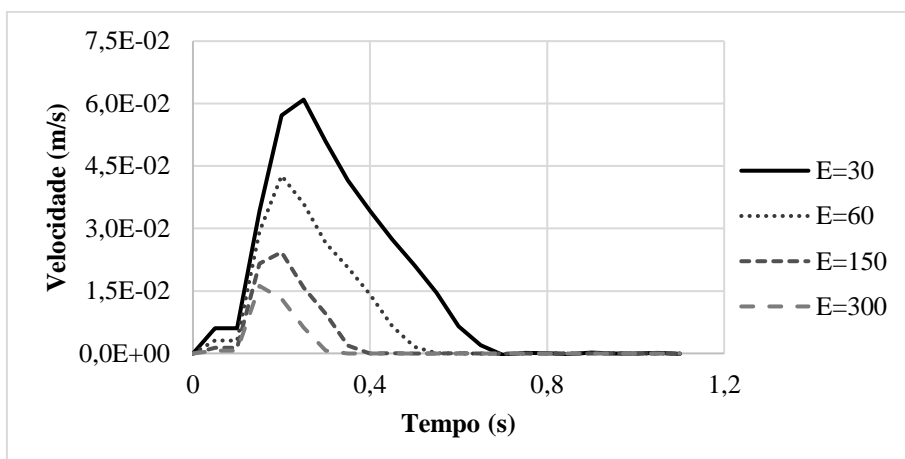


Figura 5.14. Velocidade do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)

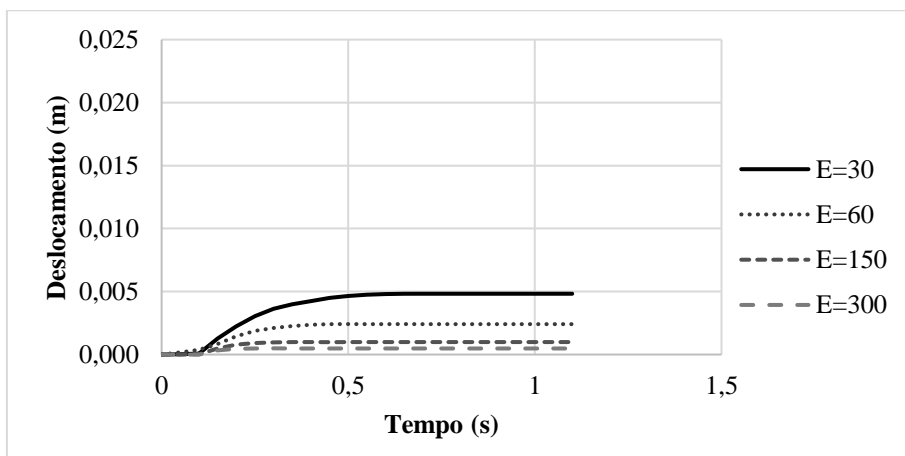


Figura 5.15. Deslocamento do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)

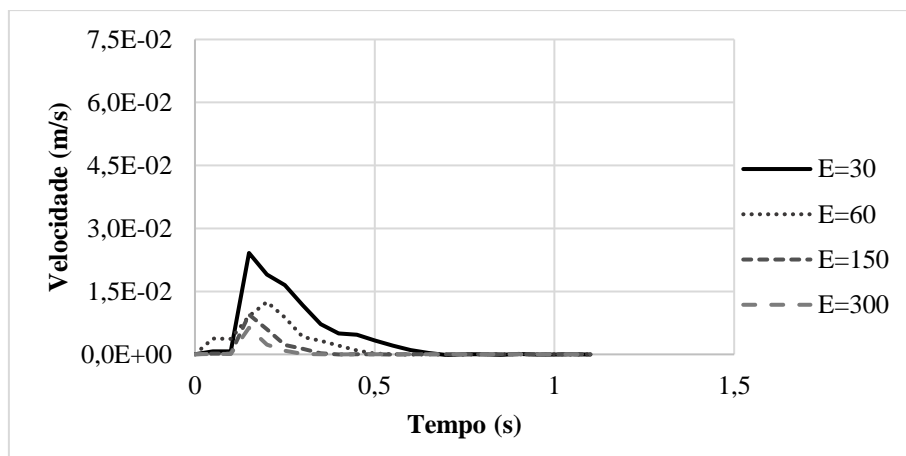


Figura 5.16. Velocidade do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c'=1,25$ kPa)

Para analisar o comportamento do talude na ruptura, foram calculadas as acelerações antes e depois da instabilidade. A Figura 5.17, Figura 5.18 e Figura 5.19 mostram o comportamento dos pontos selecionados no pé, metade e topo do talude para diferentes módulos e coesão de 1,25 kPa (iminência de ruptura). Nos gráficos é possível observar dois aumentos sucessivos da aceleração no início da análise, seguidos por uma frenagem gerada pela acomodação dos grãos que impede outros deslocamentos. Em seguida, o movimento desacelera e retorna rapidamente a 0 m/s^2 , justo quando o talude é novamente estável. Também é possível observar que com o módulo de 30 MPa os pontos materiais atingem a maior aceleração e levam mais tempo para parar seu movimento em comparação com os outros pontos. Caso contrário, acontece com os pontos materiais que representam o módulo de 300 MPa, que atingem uma aceleração muito menor e, portanto, se estabilizam antes que os outros.

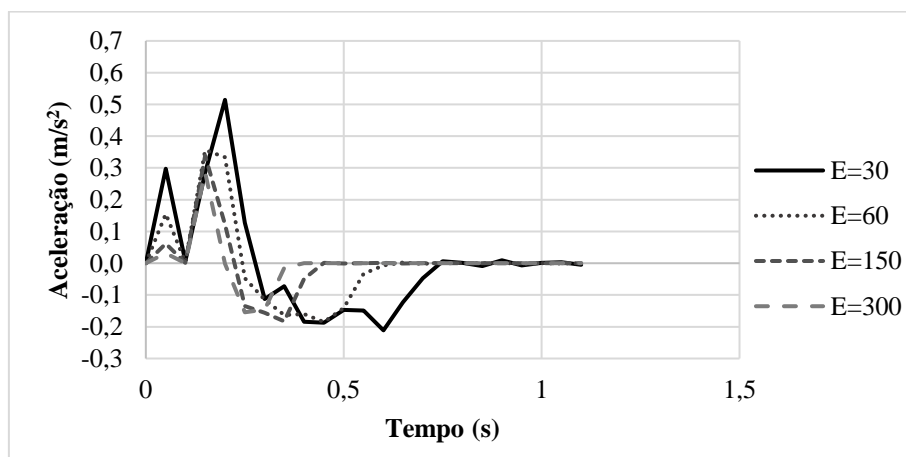


Figura 5.17. Aceleração do ponto A para diferentes módulos antes da ruptura ($c'= 1,25$ kPa)

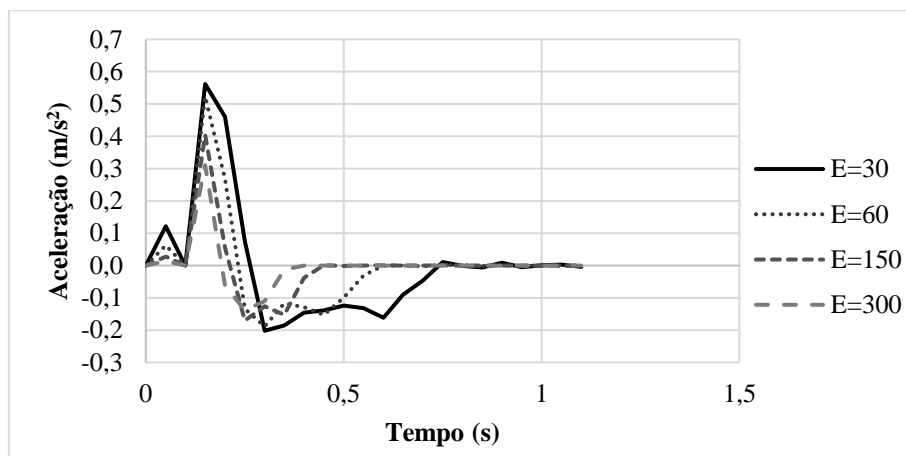


Figura 5.18. Aceleração do ponto B para diferentes módulos antes da ruptura ($c' = 1,25$ kPa)

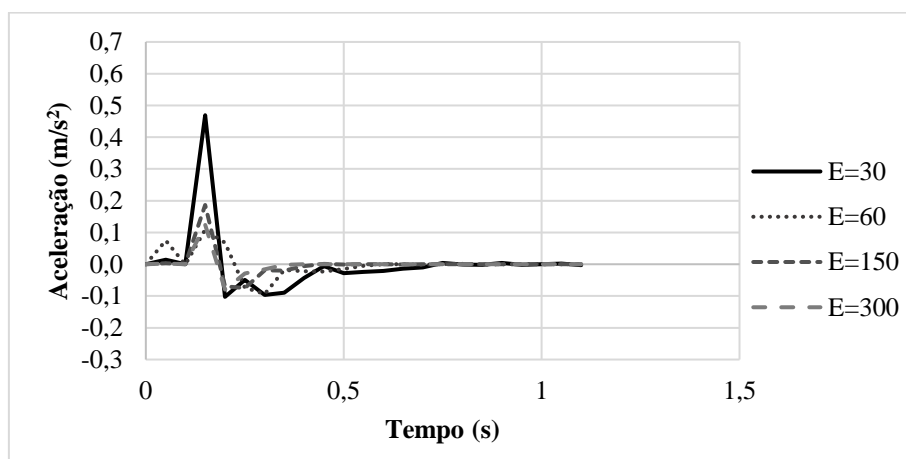


Figura 5.19. Aceleração do ponto C para diferentes módulos antes da ruptura ($c' = 1,25$ kPa)

Na Figura 5.22, Figura 5.21 e Figura 5.20 são apresentadas as acelerações dos pontos materiais analisados com coesão 1,0 kPa. O comportamento inicial desses pontos se assemelha ao comportamento com coesão de 1,25 kPa. Neste caso o tempo de processamento foi maior e somente após 3s de análise é possível observar mudanças na aceleração, que permanece constante após atingir seu primeiro pico no início do movimento. As desacelerações mais importantes ocorrem no intervalo de tempo 3s-3.65s, sendo $1,31 \text{ m/s}^2$ a maior magnitude alcançada pelos pontos materiais do módulo 30 MPa e 60 MPa. Depois de 4,25s todos os pontos permanecem estáveis ao apresentar uma aceleração de 0 m/s^2 .

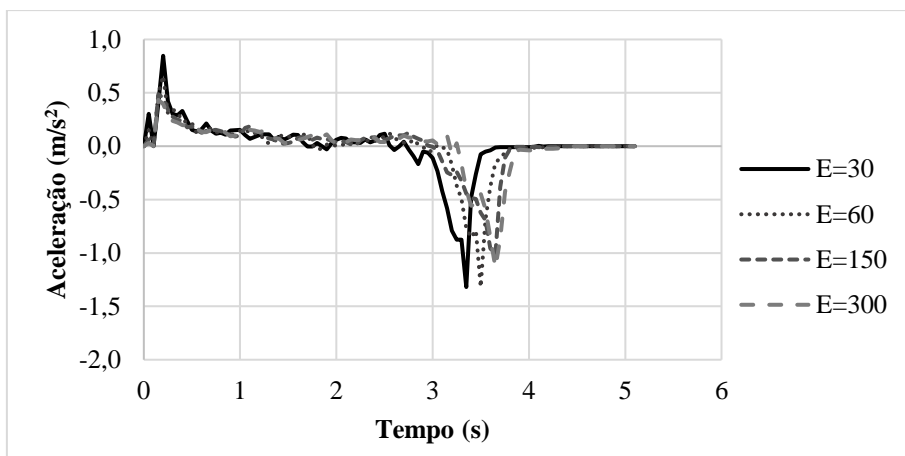


Figura 5.20. Aceleração do ponto A para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa)

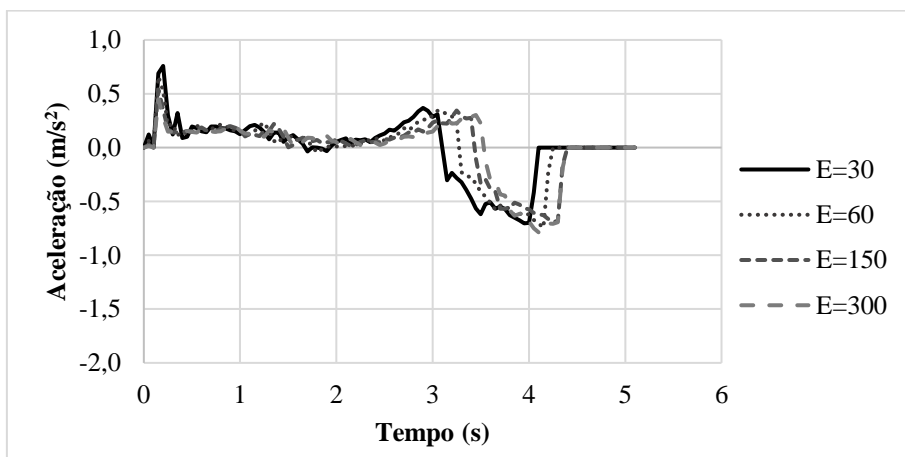


Figura 5.21. Aceleração do ponto B para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa)

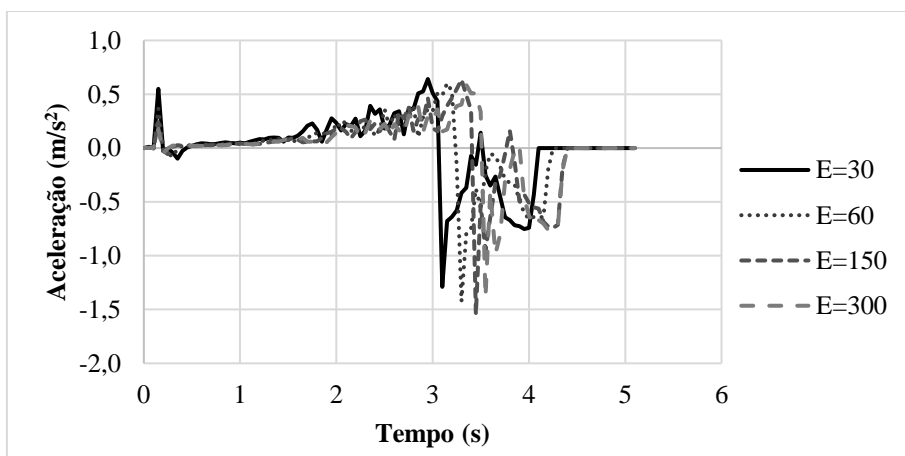


Figura 5.22. Aceleração do ponto C para diferentes módulos após a ruptura ($c' = 1,0$ kPa)

A diferença em cada caso está na redistribuição das tensões por meio das deformações que geram uma redução da aceleração. Para taludes com 1,25 kPa de coesão, essa distribuição (onde

os pontos não chegam a ser plastificados) é suficiente para produzir um processo de frenagem que interrompa o deslizamento, caso contrário dos taludes com 1,0 kPa, onde os pontos se plastificam e, portanto, a redução da aceleração não é suficiente (ainda com magnitudes positivas) para impedir o movimento (Figura 5.23, Figura 5.24, Figura 5.25 e Figura 5.26). Nos gráficos é possível observar também, como o módulo é responsável pelo aumento ou diminuição da aceleração na formação do mecanismo de ruptura: quanto maior o módulo menor é a aceleração, tanto no pico máximo atingido quanto em sua diminuição até atingir a falha.

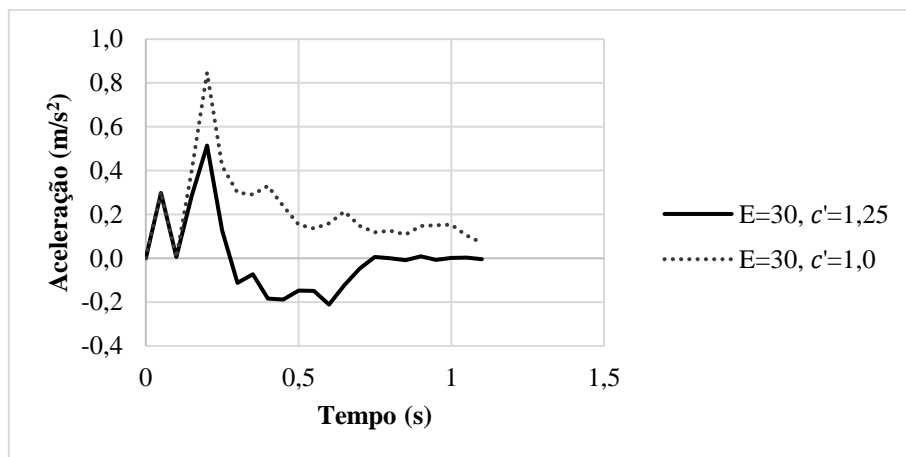


Figura 5.23. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 30 MPa)

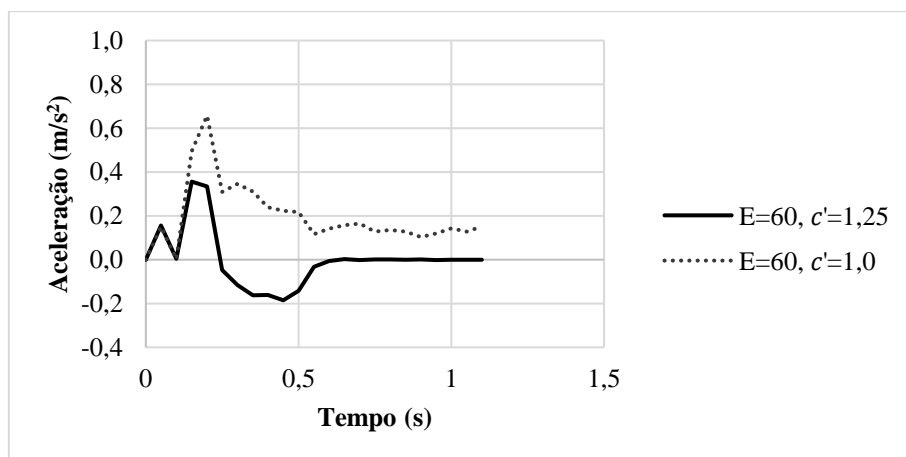


Figura 5.24. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 60 MPa)

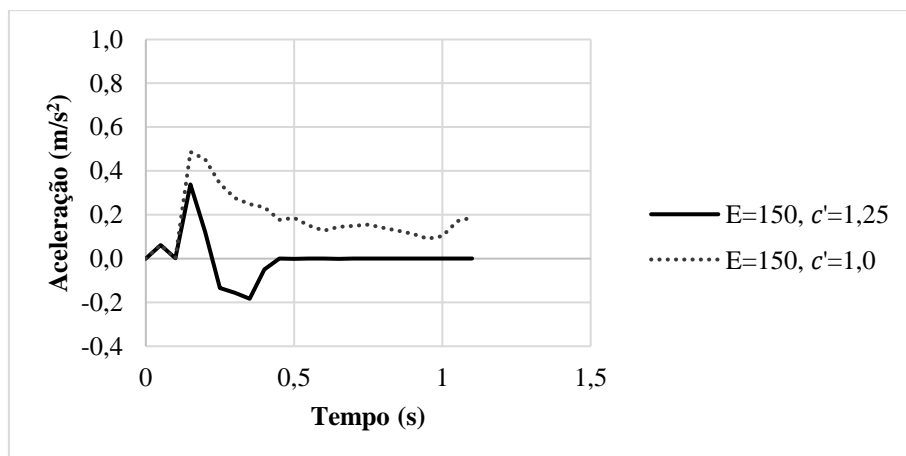


Figura 5.25. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 150 MPa)

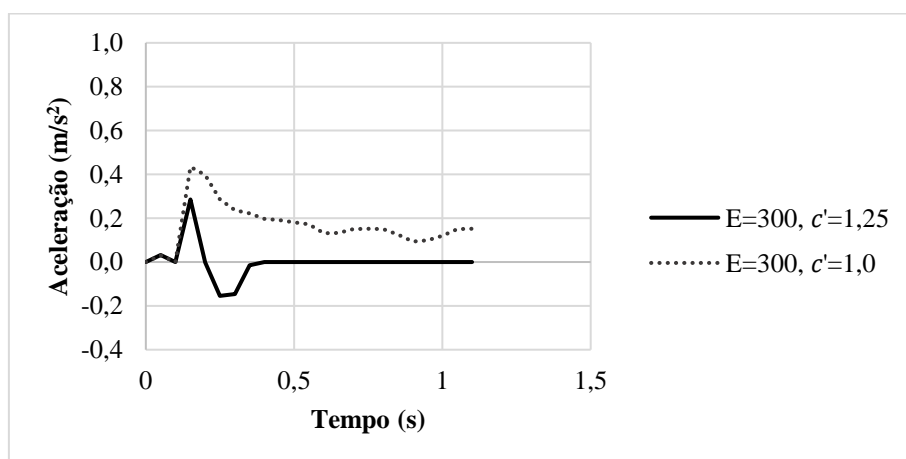


Figura 5.26. Aceleração do ponto A para coesões 1,0 kPa y 1,25 kPa (Módulo 300 MPa)

Em relação à superfície de ruptura, os resultados obtidos com MPM não são equivalentes com os resultados obtidos com o MEL devido às estimativas de tensão e deformação no material que este método não leva em consideração. De acordo com os resultados do MPM, o talude permaneceria estável por mais tempo. Da mesma forma, a massa instável que deslizaria é superestimada pelo MEL, que calcula uma ruptura no pé e não no corpo como aproximada pelo MPM e mostrada na Figura 5.27.

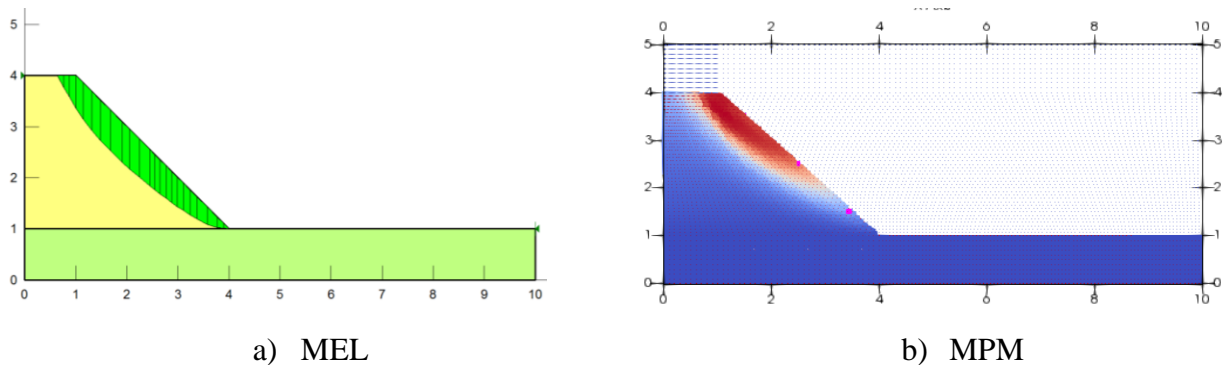


Figura 5.27. Comparação das superfícies de ruptura MEL /MPM

5.1.2 DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO DE MASSA

Nesta seção são avaliados os resultados obtidos após a ruptura do talude. Com todos os módulos e a mesma coesão, a distância percorrida pela massa instável é igual e pode ser observada na Figura 5.28. Esta massa atinge uma distância maior quando a coesão diminui (Figura 5.29, Figura 5.30) e é apenas deslocada quando a coesão é igual a 1,0 kPa (Figura 5.31), sendo a sensibilidade à coesão uma das características mais importantes dos casos estudados

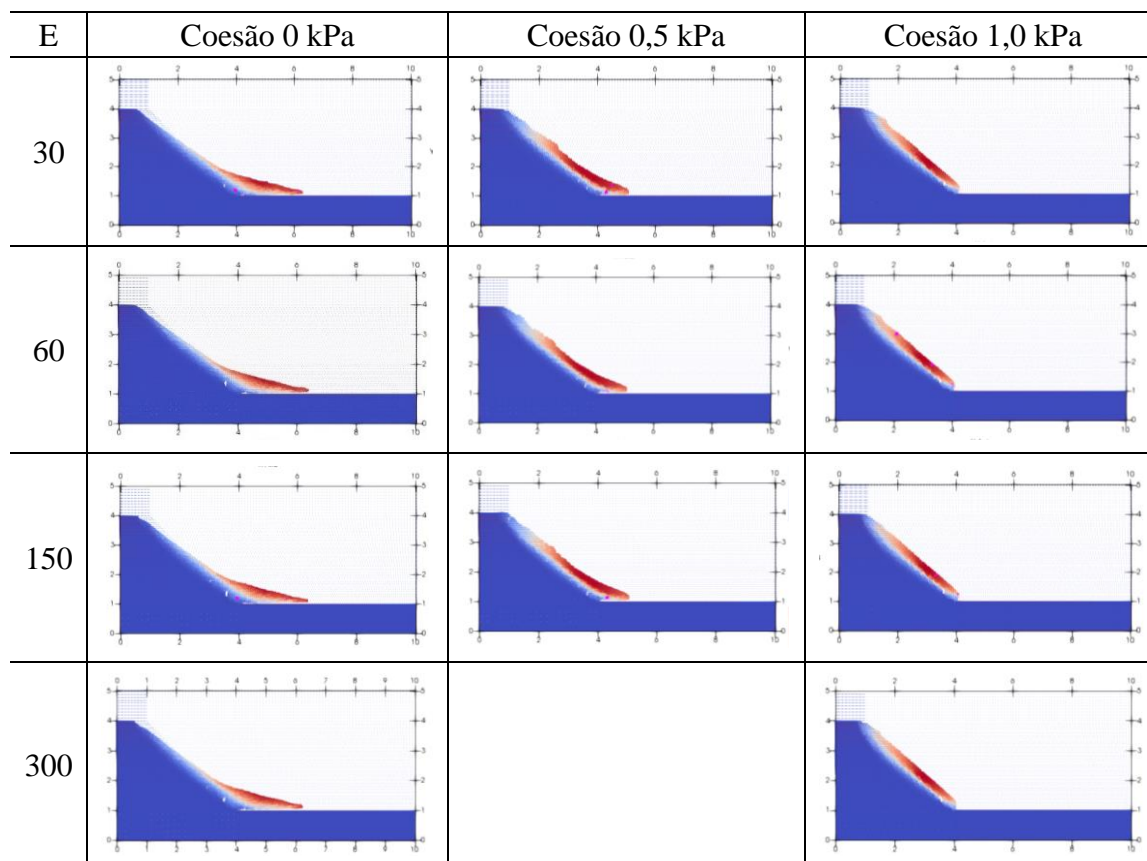


Figura 5.28. Distância percorrida com diferentes módulos e coesões

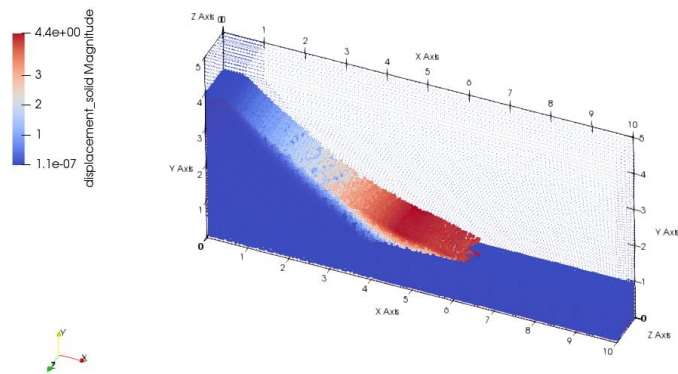


Figura 5.29. Distância percorrida com coesão 0 kPa

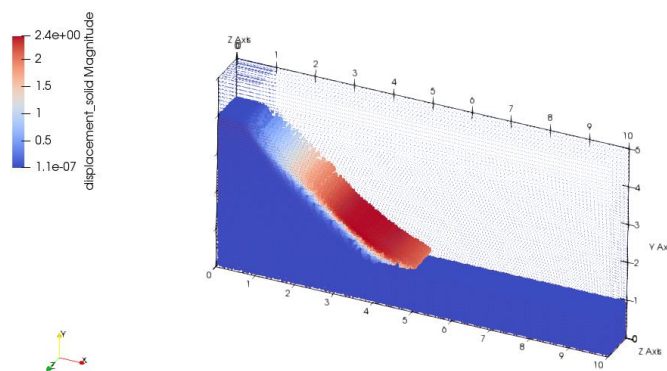


Figura 5.30. Distância percorrida com coesão 0,5 kPa

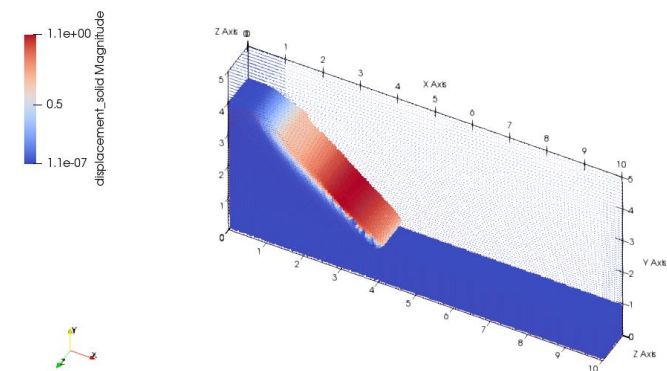


Figura 5.31. Distância percorrida com coesão 1,0 kPa

5.1.2.1 VARIAÇÃO DA COESÃO

Na Figura 5.32, Figura 5.34 e Figura 5.36 está a comparação dos pontos no pé, metade e topo do talude para casos com variação de coesão e módulo após a ruptura. Em todos eles, pequenos aumentos na coesão geram grandes reduções na magnitude dos deslocamentos. Da mesma

forma, esse comportamento é observado na velocidade dos três pontos: quanto maior a coesão, menores são as magnitudes das velocidades (Figura 5.37, Figura 5.35, Figura 5.33).

Nos gráficos apresentados são comparados os resultados do módulo 30 MPa (coesões 0 e 1 kPa) com os resultados obtidos com o módulo 300 MPa. Isto porque as diferenças com os módulos 60MPa e 150 MPa são muito pequenas para ser consideradas e ilustradas nas figuras.

As pequenas diferenças no final da análise são geradas pela seleção dos pontos materiais que pode mudar entre um caso e outro quando os resultados são estudados no software de pós-processamento Paraview.

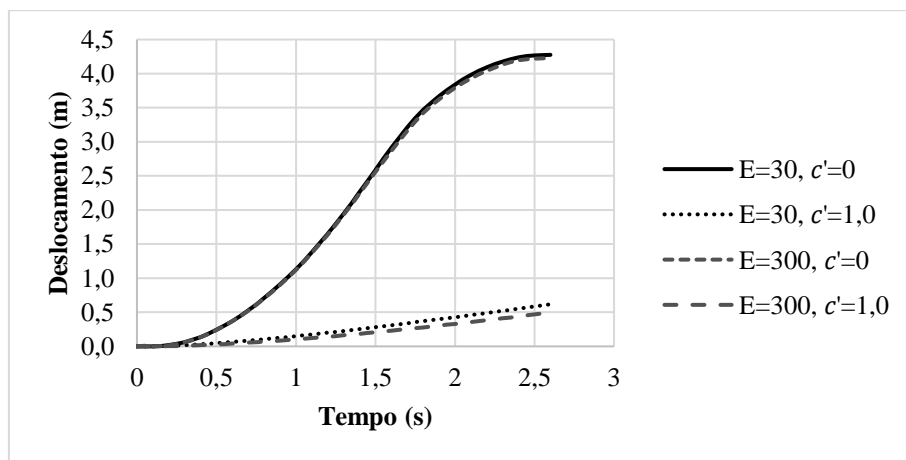


Figura 5.32. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões e módulos após a ruptura

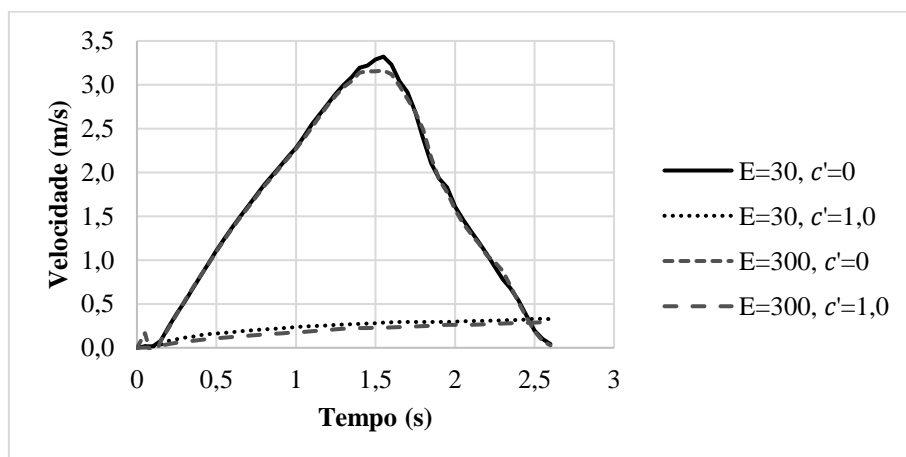


Figura 5.33. Velocidade do ponto A para diferentes coesões e módulos após a ruptura

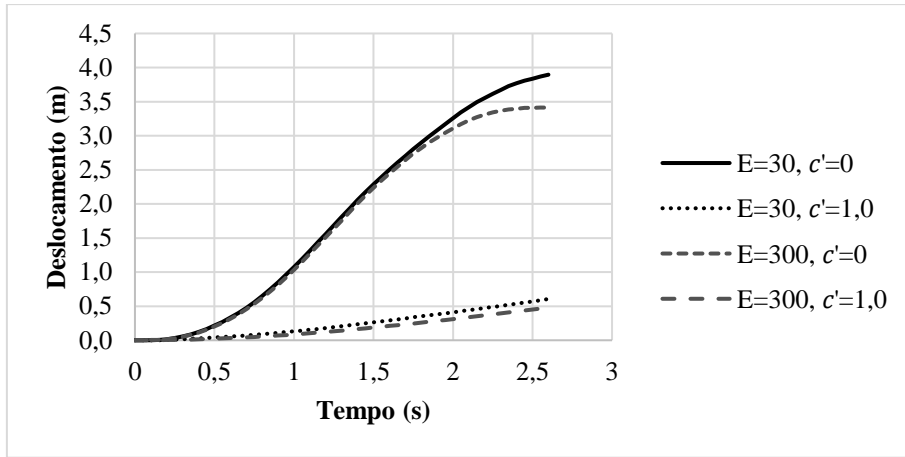


Figura 5.34. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões e módulos após a ruptura

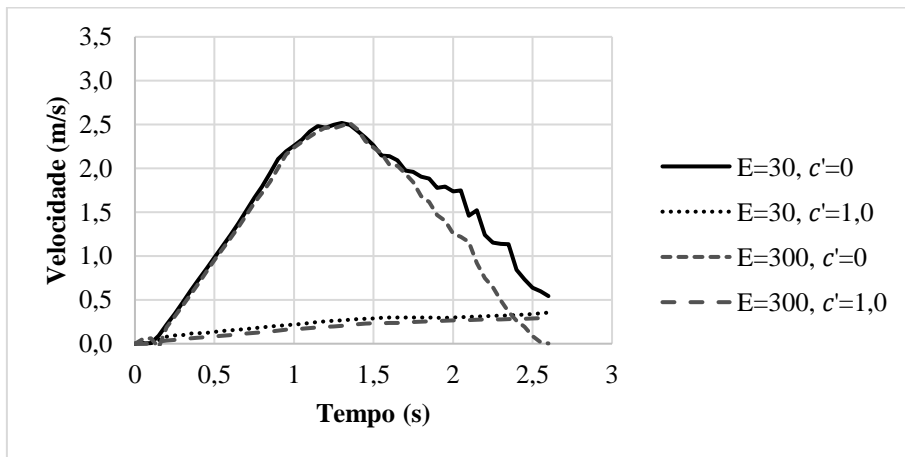


Figura 5.35. Velocidade do ponto B para diferentes coesões e módulos após a ruptura

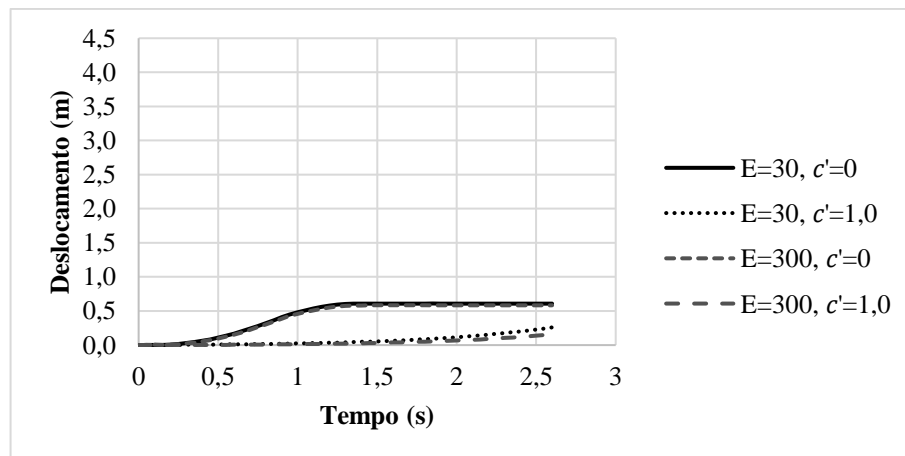


Figura 5.36. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões e módulos após a ruptura

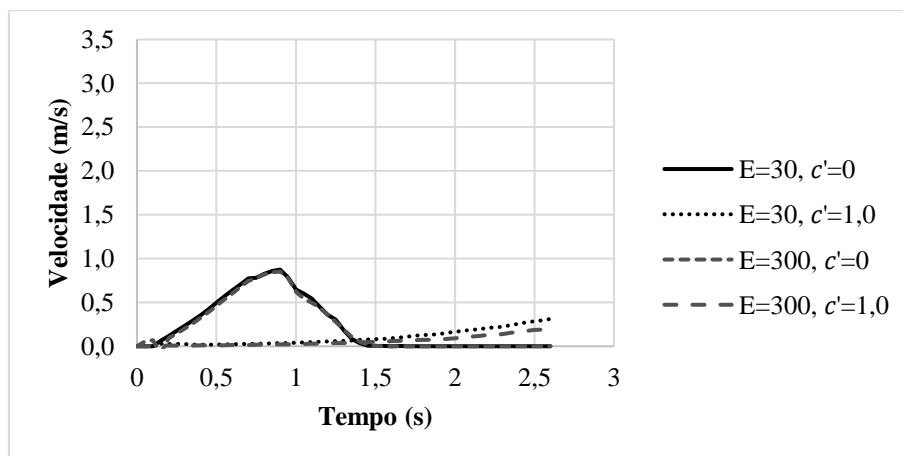


Figura 5.37. Velocidade do ponto C para diferentes coesões e módulos após a ruptura

5.1.2.2 VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Ao diminuir a coesão após a ruptura, os deslocamentos registrados com cada módulo começam a se aproximar e atingir magnitudes máximas em tempos muito próximos (Figura 5.38, Figura 5.40, Figura 5.42). No caso dos módulos examinados com coesão de 1,0 kPa, no início da análise os deslocamentos são praticamente os mesmos (Figura 5.38). Depois de 0,5s, os pontos materiais dos módulos 30 MPa, 60MPa e 150 MPa se afastam levemente e retornam quando atingem a estabilidade após 3,25s. As velocidades (Figura 5.39), por outro lado, apresentam uma pequena variabilidade. No tempo de 0 a 0,25, todos os pontos no topo e metade do talude tendem a se comportar da mesma forma. A seguir a velocidade aumenta em proporções menores com módulos maiores. Quanto menor o módulo, mais rápido será atingido o pico de velocidade máxima. No caso dos pontos no topo, com aproximadamente 3,75s de processamento, as velocidades são novamente 0 m/s. No entanto, os pontos da metade e do pé atingem velocidades maiores após 3s sendo registradas primeiro pelos módulos menores.

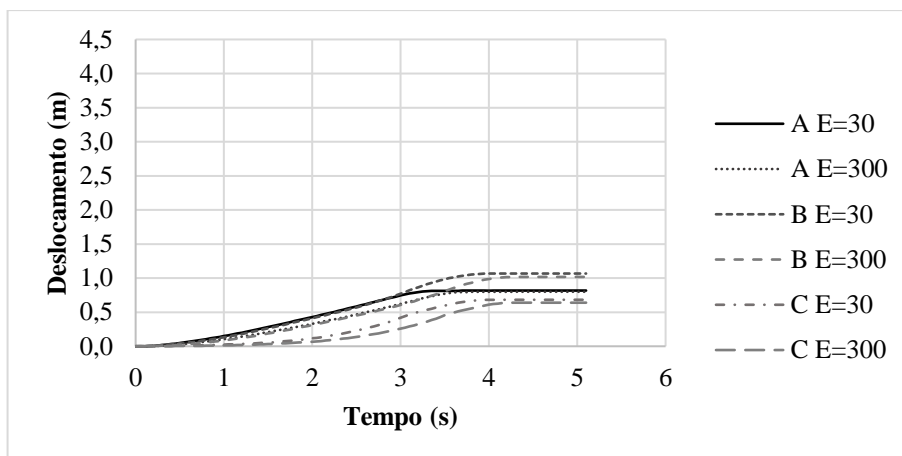


Figura 5.38. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 1,0 kPa)

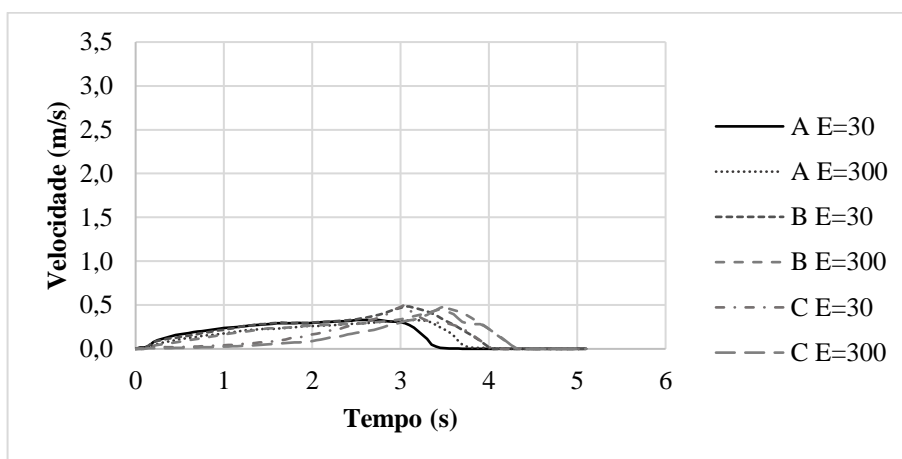


Figura 5.39. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 1,0 kPa)

A coesão de 0,5 kPa foi analisada apenas para três módulos dos quais são apresentados o 30 MPa e o 150 MPa. Nesses casos, os deslocamentos registraram praticamente as mesmas magnitudes em todos os instantes do tempo (Figura 5.40). A velocidade também apresenta resultados similares, com uma diferença pequena nas desacelerações no final do movimento (Figura 5.41)

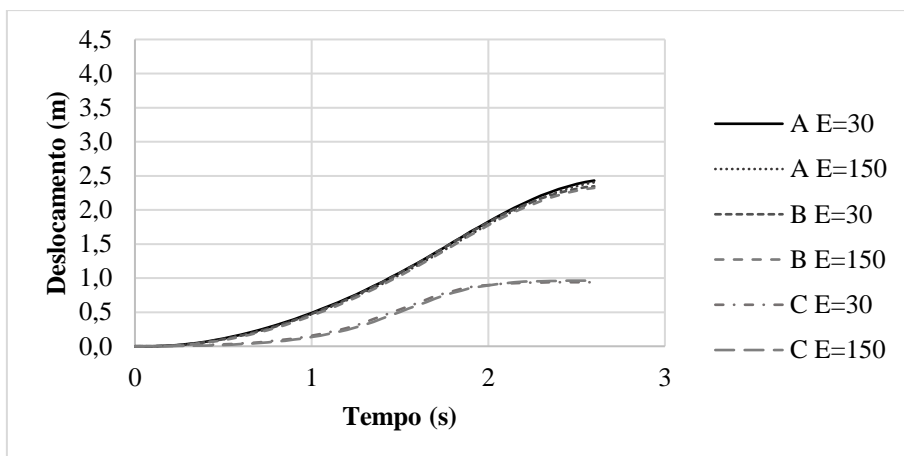


Figura 5.40. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0,5 kPa)

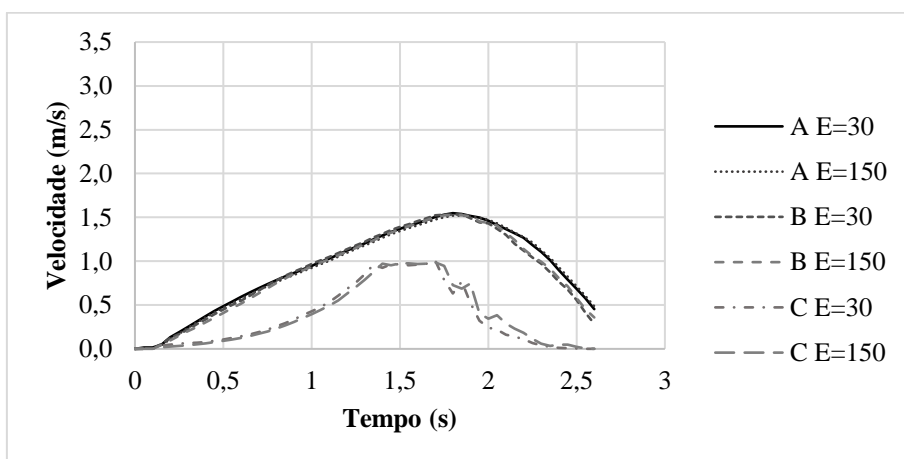


Figura 5.41. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0,5 kPa)

Da mesma forma, os resultados com coesão 0 não parecem sofrer alterações com diferentes módulos. Os deslocamentos (Figura 5.42) registram valores praticamente iguais e as velocidades (Figura 5.43) apresentam pequenas diferenças só quando o movimento desacelera.

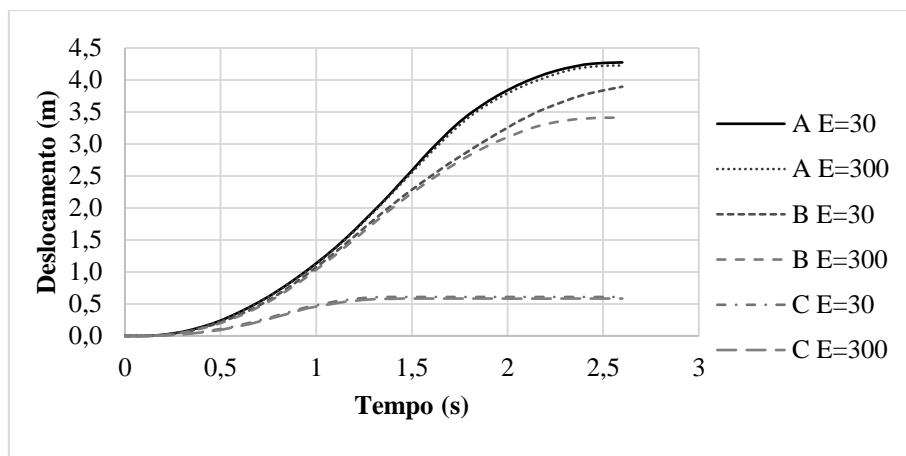


Figura 5.42. Deslocamento dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0 kPa)

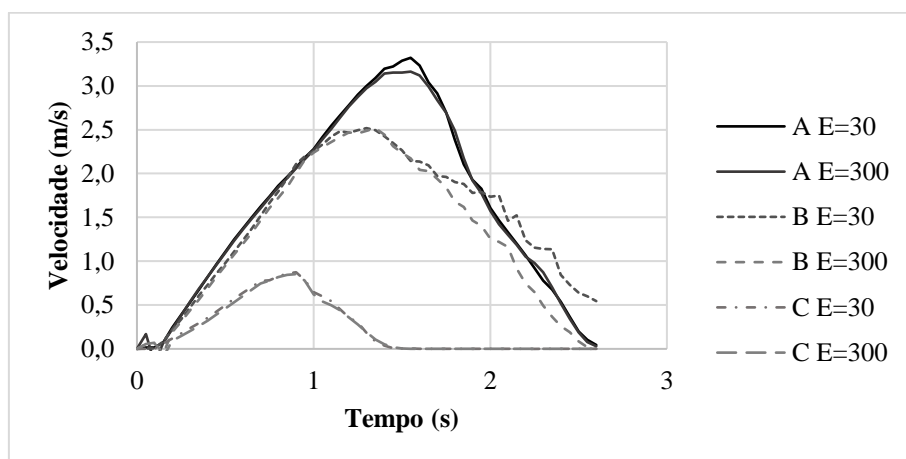


Figura 5.43. Velocidade dos pontos A B e C para diferentes módulos após a ruptura (Coesão 0 kPa)

5.2 INFLUÊNCIA DO PESO ESPECÍFICO

Para avaliar o peso específico foram utilizados três valores diferentes (22 kN/m^3 , 18 kN/m^3 e 14 kN/m^3) no talude da Figura 5.2. As outras propriedades se mantiveram iguais as descritas na Tabela 5.1.

Os resultados, avaliados nos três pontos materiais anteriormente mencionados, indicam que o peso específico não tem influência no desenvolvimento do movimento uma vez que mudado seu valor, as magnitudes de deslocamento (Figura 5.44) e velocidade (Figura 5.45) são praticamente iguais. As pequenas oscilações no final das análises correspondem novamente a seleção dos pontos materiais no pós-processamento.

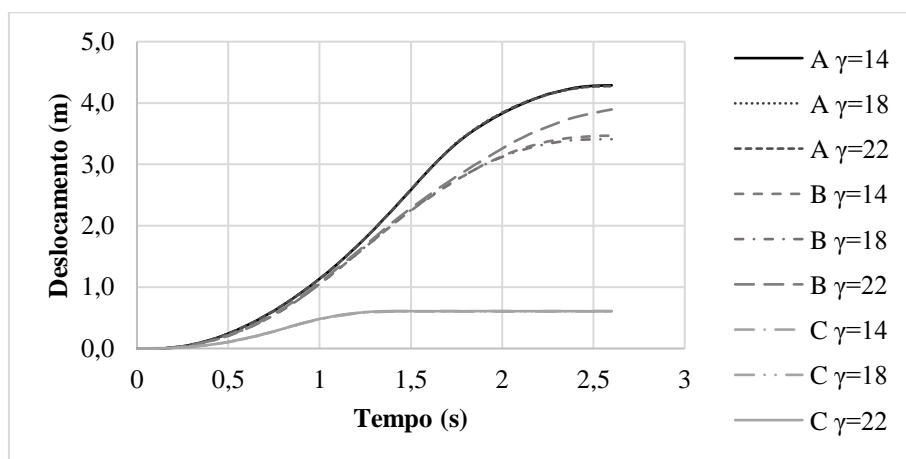


Figura 5.44. Avaliação da influência do peso específico (γ) no deslocamento dos pontos A B e C

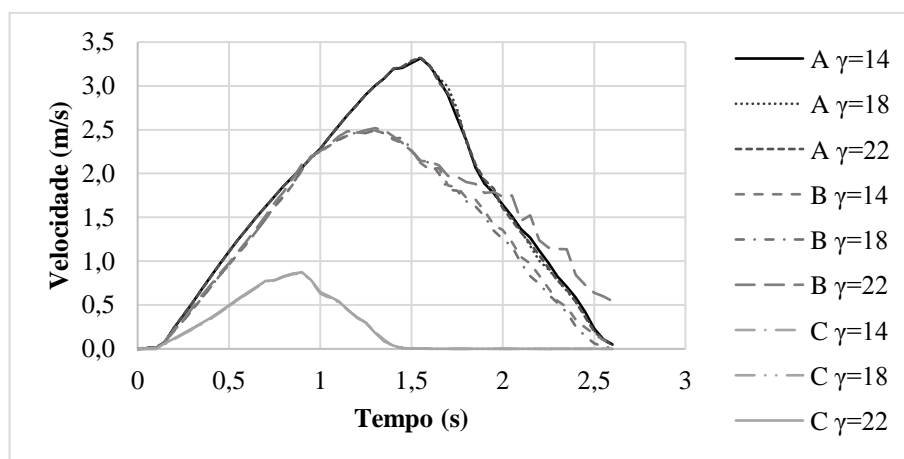


Figura 5.45. Avaliação da influência do peso específico (γ) na velocidade dos pontos A B e C

5.3 INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON

Para estudar a influência deste parâmetro foram utilizados a mesma geometria da Figura 5.2 e propriedades da Tabela 5.1. No caso, foi alterado o valor do coeficiente de Poisson duas vezes (0,33 e 0,45). Como o peso específico, não se apresentam diferenças importantes nos resultados das duas situações (Figura 5.46 e Figura 5.47)

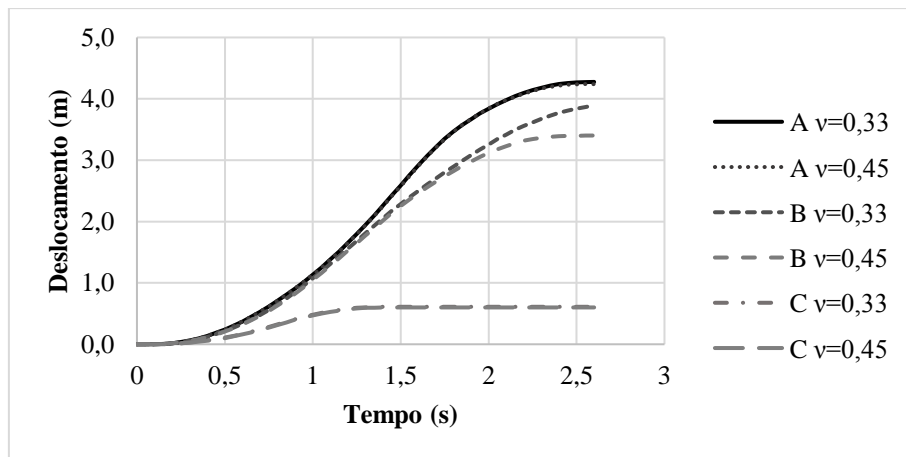


Figura 5.46. Avaliação da influência do coeficiente de Poisson (ν) no deslocamento dos pontos A B e C

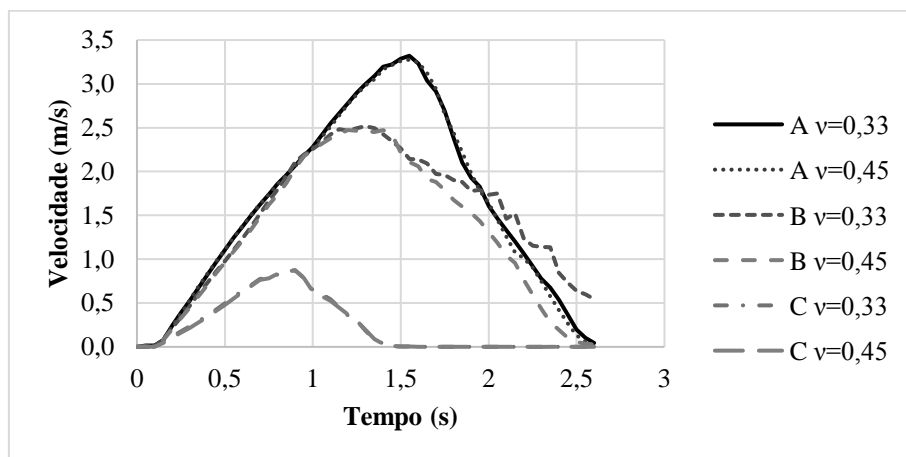


Figura 5.47. Avaliação da influência do coeficiente de Poisson (ν) na velocidade dos pontos A B e C

5.4 INFLUÊNCIA DA COESÃO

Além da análise da primeira parte deste capítulo, foi feito um estudo da influência da coesão no desenvolvimento do movimento de massa, variando seus valores entre 0 kPa e 20 kPa. Para isso foi necessário utilizar uma geometria nova (Figura 5.48) e deixar os outros parâmetros do material como o atrito, o módulo, a densidade e o coeficiente de Poisson com valores fixos (ver Tabela 5.5).

Os resultados foram avaliados em três pontos materiais localizados no pé, metade e topo do talude, como em metodologias anteriores.

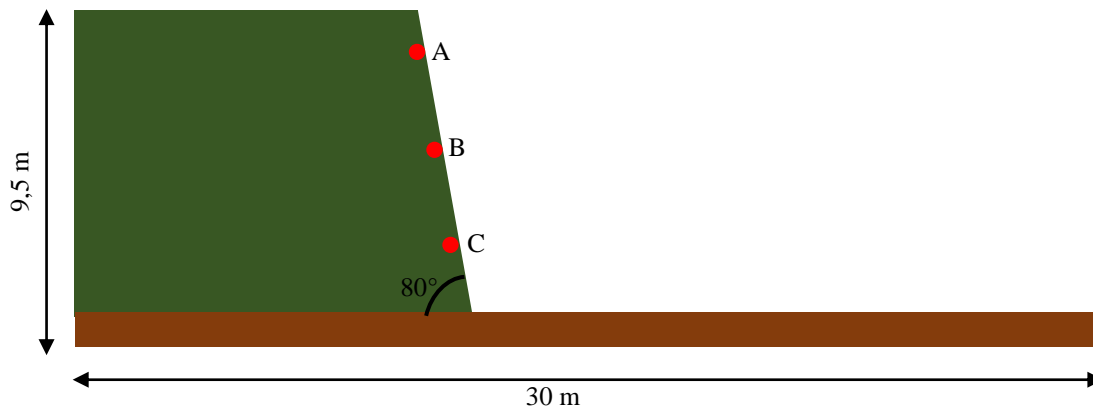


Figura 5.48. Geometria do talude para análises de coesão

Tabela 5.5. Propriedades dos materiais para avaliar a coesão

Material	Tipo de Material	Parâmetros	Valor
Solo	Material Seco	Densidade (kg/m ³)	2200
		Módulo de Young (MPa)	30
		Poisson	0,33
		Ângulo de atrito (°)	30
		Coesão (kPa)	0
			5
			10
15			
Fundação	Material Seco	Densidade (kg/m ³)	2500
		Módulo de Young (GPa)	4
		Poisson	0,33

No modelo foram utilizados quatro pontos materiais por célula no talude e na fundação. A malha de fundo foi gerada com 78966 elementos tetraédricos e estruturados totalizando 124915 nós (Figura 5.49). Nas condições de contorno restringiu-se os deslocamentos totais na base da fundação, os verticais no topo do problema, os horizontais na lateral do talude e os de profundidade nas faces da geometria como apresentado na Figura 5.50.

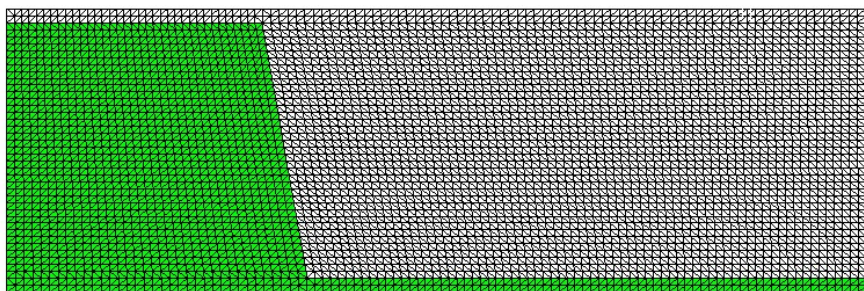


Figura 5.49. Detalhe da malha

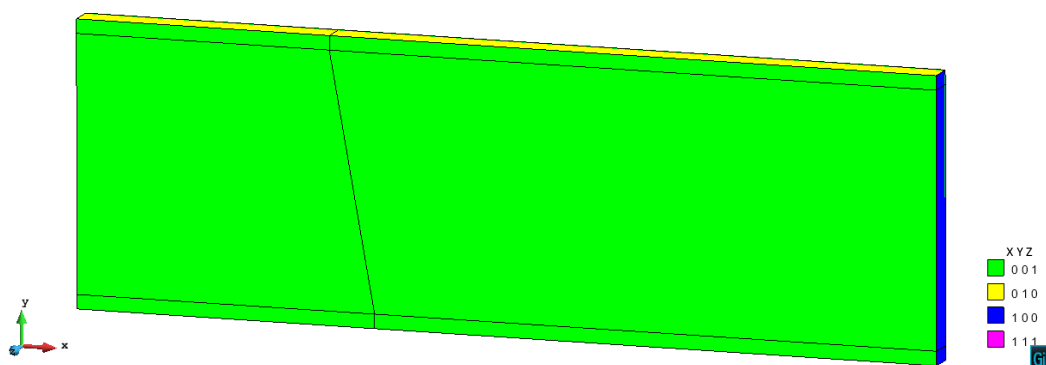


Figura 5.50. Condições de contorno

As simulações também foram realizadas em duas etapas: uma gerando o estado inicial de tensão e outra gerando a falha pelo efeito da gravidade. Os tempos de análise de cada problema são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.6. Tempos de análise

	Coesão 0 kPa		Coesão 5 kPa		Coesão 10 kPa		Coesão 15 kPa		Coesão 20 kPa	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Etapa	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Passos	2	132	2	132	2	132	2	132	2	132
Tempo (s)	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05

5.4.1 FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA

A formação da superfície de ruptura no talude com diferentes coesões é apresentada na Figura 5.51. Observa-se que a massa que vai ser deslocada tem o mesmo tamanho em todos os casos, porém, sua formação é retardada quando a coesão aumenta, ou seja, o movimento é acelerado quando a coesão tende a ser baixa.

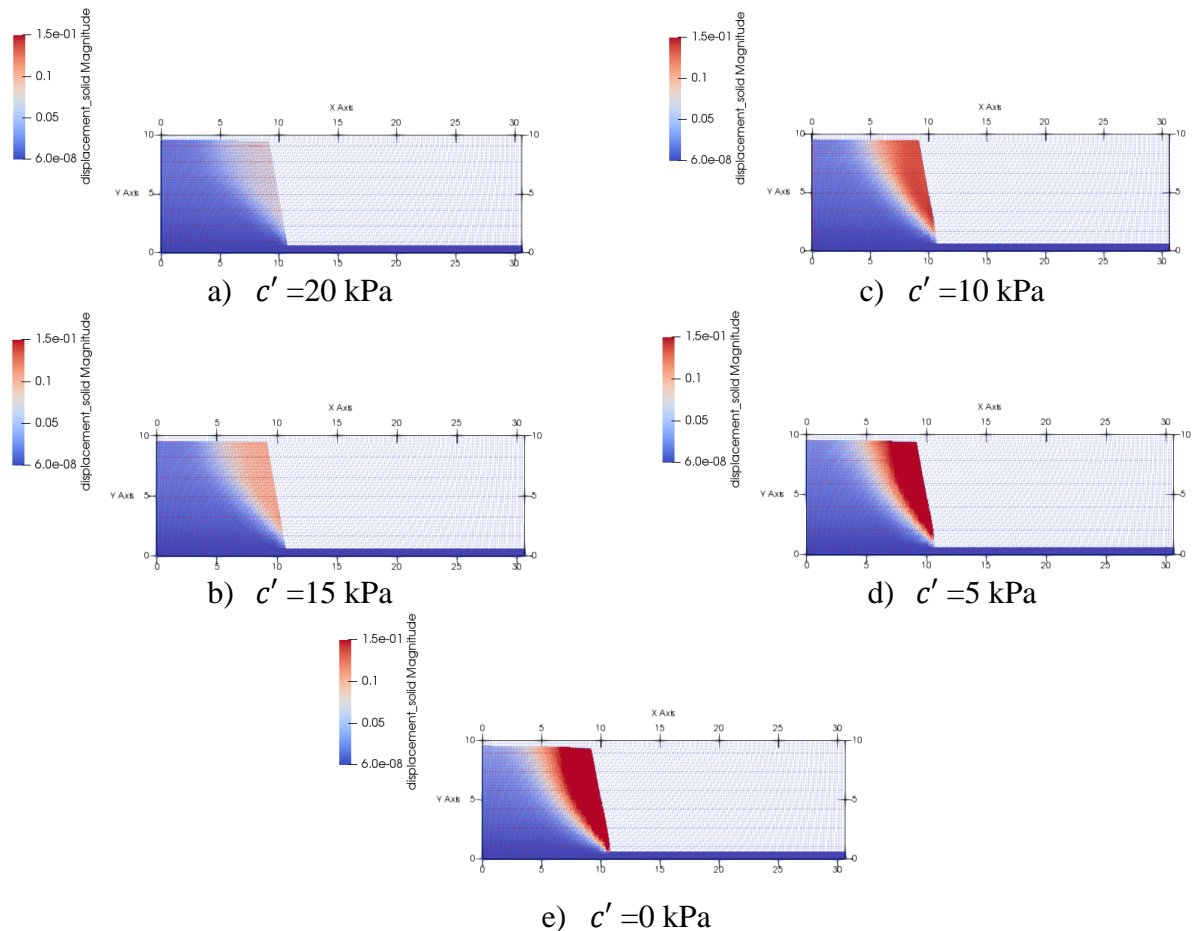


Figura 5.51. Formação da superfície de ruptura com diferentes coesões

5.4.2 DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO

O desenvolvimento final dos movimentos é apresentado na Figura 5.52. Com $c' \geq 5$ kPa a análise visual da simulação não é conclusiva, pois embora o movimento estabilize (sua velocidade volta para 0 m/s) a posição final dos pontos materiais não parece representar um movimento de massa real. Neste sentido, o comportamento dos movimentos foi inesperado e especula-se que a causa é a limitação do modelo constitutivo (elástico perfeitamente plástico) para representar o deslizamento uma vez que são atingidas as deformações plásticas e a coesão deveria diminuir seu valor inicial até chegar a um valor residual. Autores como Vardon *et al.* (2017) e Wang *et al.* (2018) trabalharam com esse conceito de coesão residual utilizando outros modelos constitutivos para estudar sua influência em alguns movimentos de massa, obtendo melhores resultados no deslocamento final.

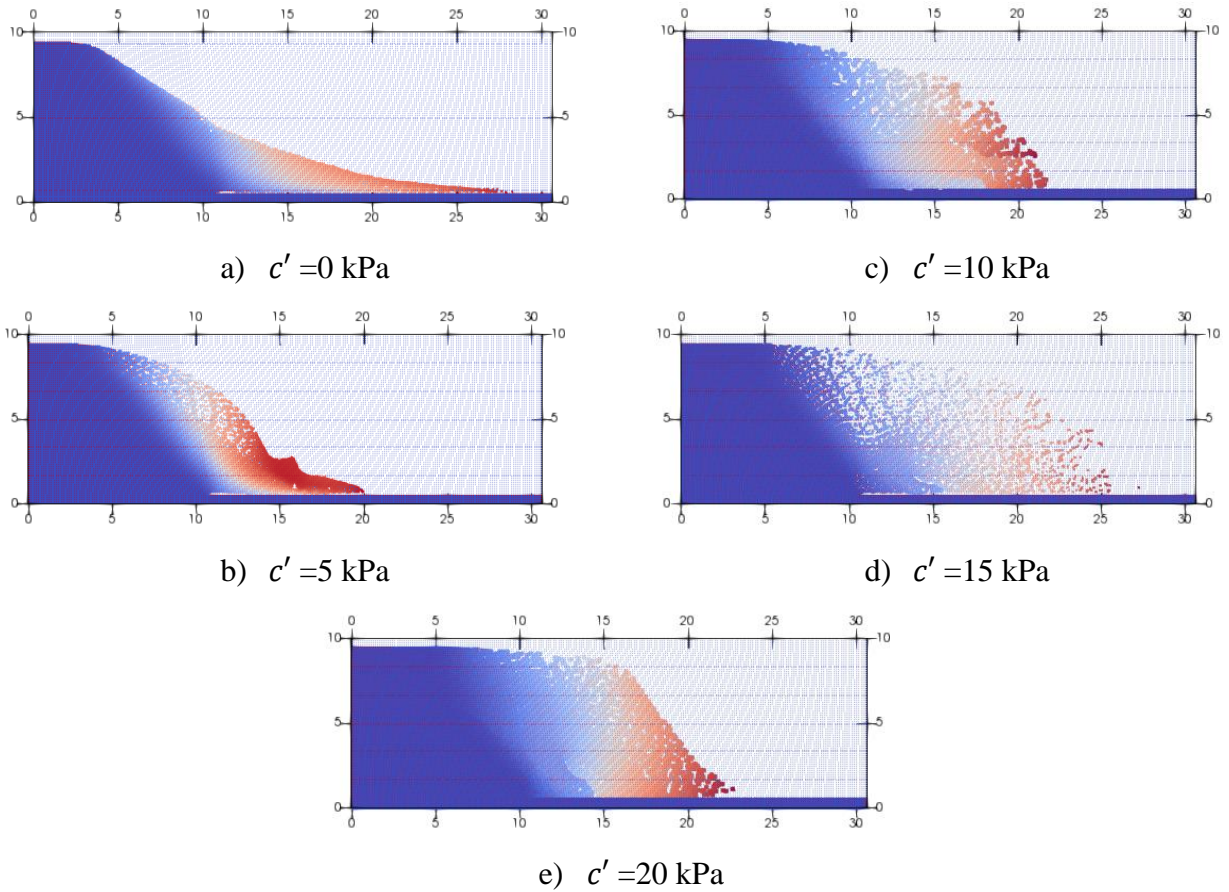


Figura 5.52. Distância percorrida com diferentes coesões.

No caso do talude com coesão 0 kPa o mecanismo de ruptura é planar e seu desenvolvimento acontece como esperado: deslizando sob a superfície de falha até se estabilizar (Figura 5.53)

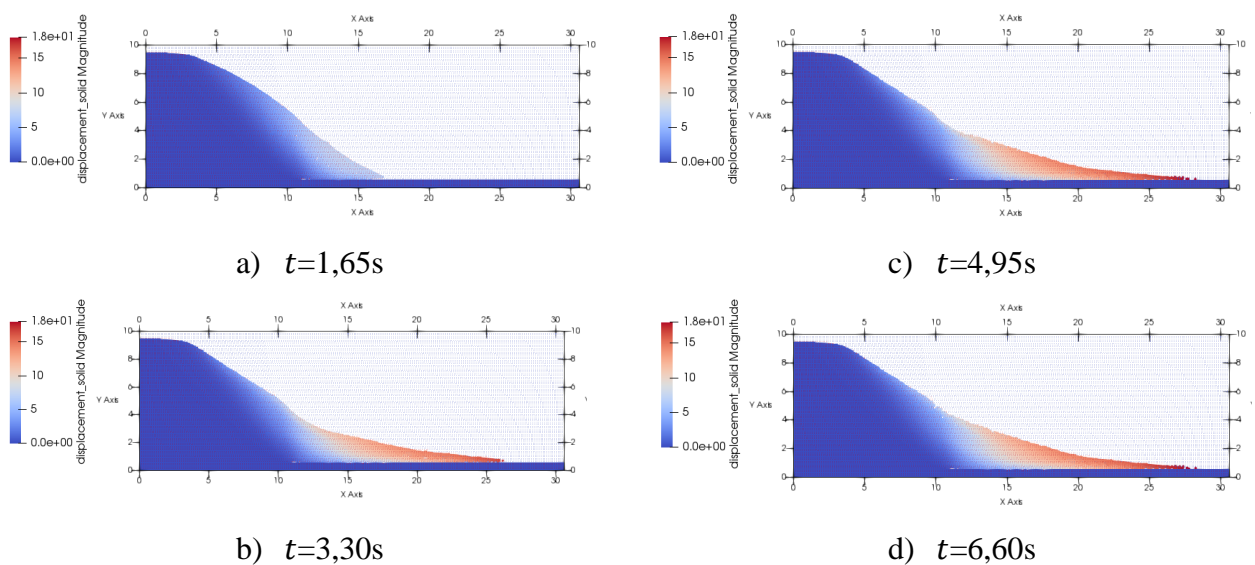


Figura 5.53. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c' = 0$ kPa

O talude com coesão de 5 kPa tem um comportamento inesperado se é considerado o pequeno aumento no valor da propriedade. Um bico (vértice) é observado no começo da simulação e continua até o movimento se estabilizar numa geometria também inesperada.

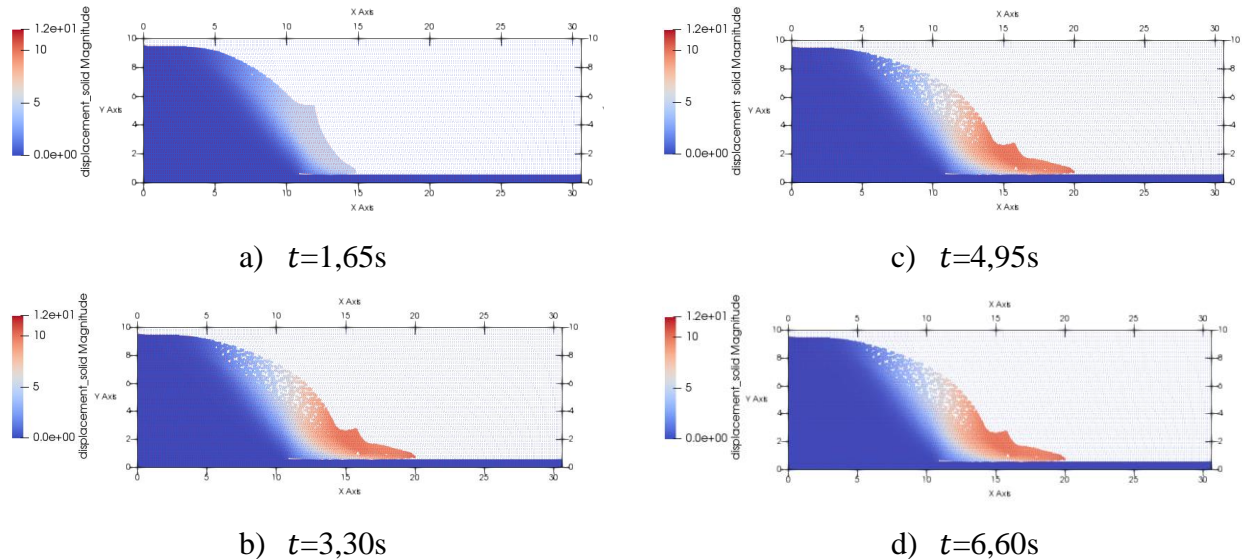


Figura 5.54. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=5$ kPa

Com 10 kPa, há inicialmente um processo de deslizamento semelhante ao anterior (Figura 5.55a). Porém ao atingir a superfície plana (Figura 5.55b) estes pontos tendem a estabilizar sendo que a massa sobrejacente permanece em movimento (Figura 5.55c). Devido ao valor da coesão a massa permanece contínua gerando um movimento de rotação semelhante a um tombamento (Figura 5.55d). Caso o modelo constitutivo permitisse a redução do valor da coesão com as deformações plásticas, seria de esperar que este movimento não ocorresse e que o mecanismo de ruptura irá se assemelhar ao esperado, ou seja, um movimento do tipo “escorregamento”.

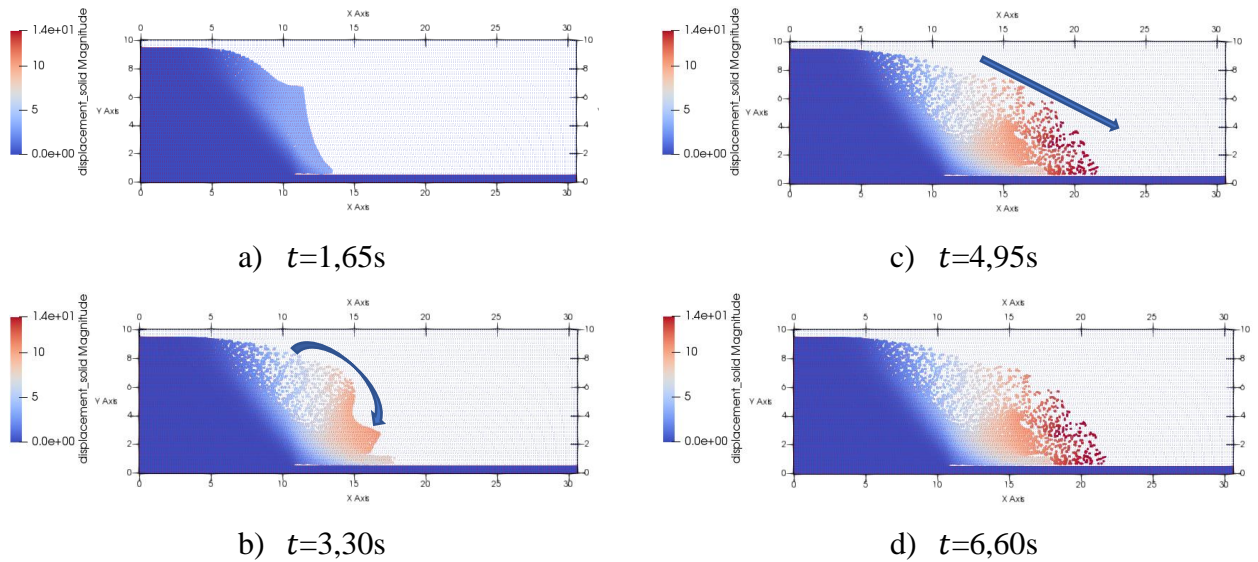


Figura 5.55. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=10$ kPa

O talude com 15 kPa apresenta novamente um tombamento, esta vez mais definido e evidente, porém, desenvolvendo-se um pouco mais lento (Figura 5.56).

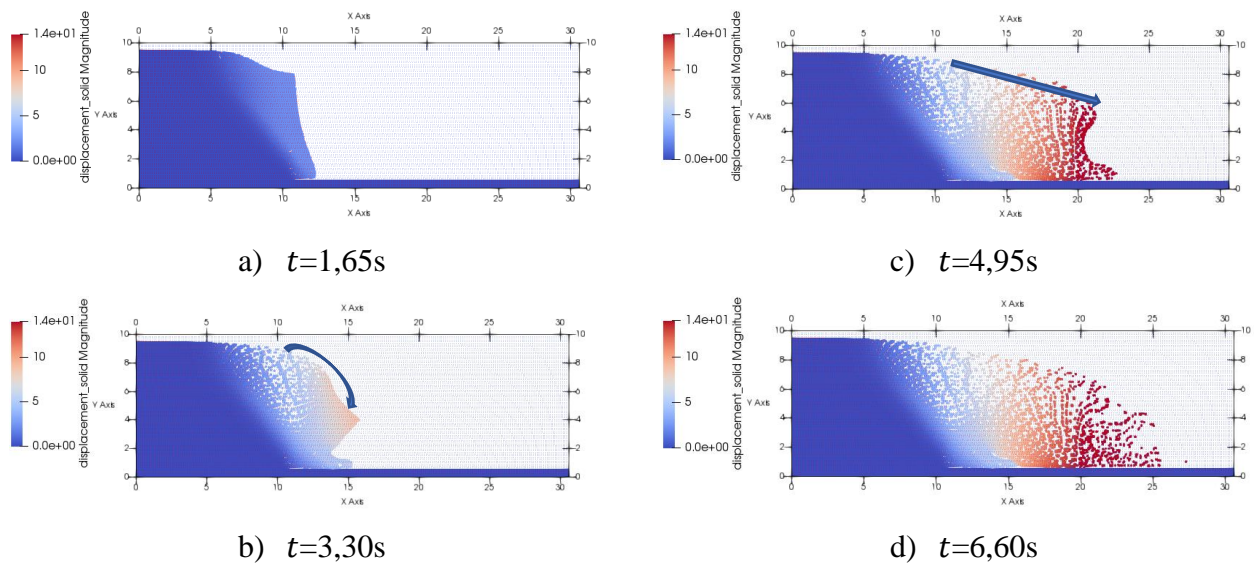


Figura 5.56. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=15$ kPa

Na Figura 5.57 é apresentado o movimento da massa instável quando o talude é simulado com coesão de 20 kPa. Observa-se que o movimento é mais lento que os outros e a distância percorrida é menor se comparada com $c'=15$ kPa. A massa deslizante neste caso faz uma curvatura inesperada quando os primeiros pontos atingem a superfície plana. O que se espera em todos os casos é que houvesse um processo contínuo de escorregamento e não um movimento de rotação.

Estes resultados justificam a necessidade de implementar um modelo constitutivo que permita reduzir o valor da coesão uma vez que ocorram deformações plásticas durante a ruptura. Nesse caso seria possível avaliar uma influência mais real desta propriedade nos movimentos de massa.

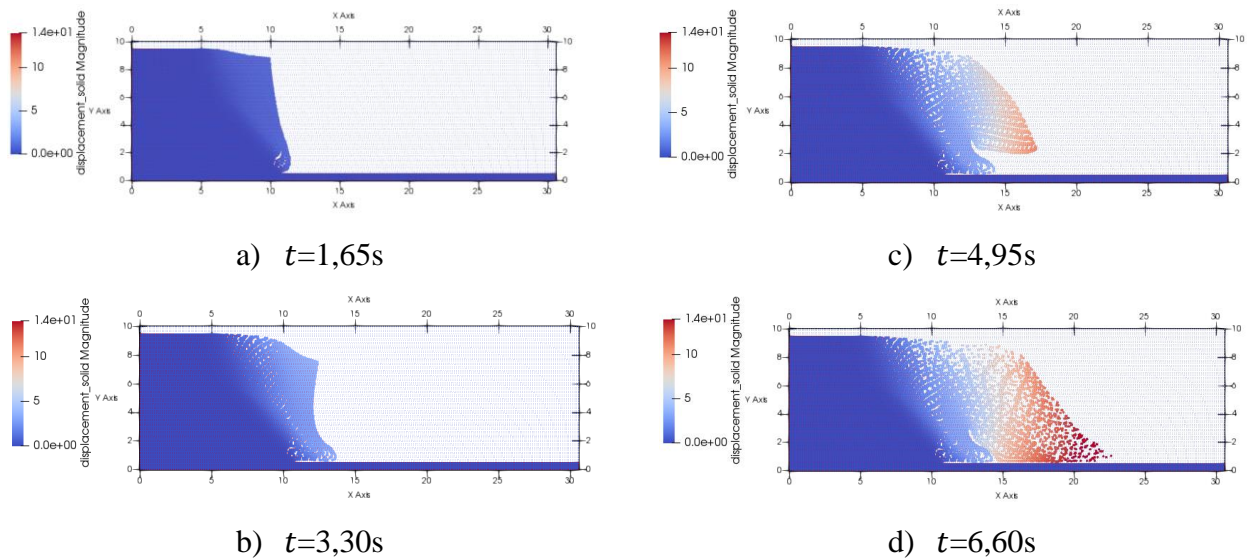


Figura 5.57. Mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento com $c'=20$ kPa

Na Figura 5.58 mostra-se os deslocamentos do ponto material no pé do talude. Quando a coesão aumenta, os deslocamentos diminuem até cinco vezes do valor máximo registrado. Note-se que o ponto com coesão de 5 kPa se desloca mais que o ponto com coesão de 0 kPa embora a velocidade desse último ponto seja maior como observado na Figura 5.59. Isto devido ao tipo de ruptura planar que se apresenta unicamente com coesão 0 kPa (Figura 5.52)

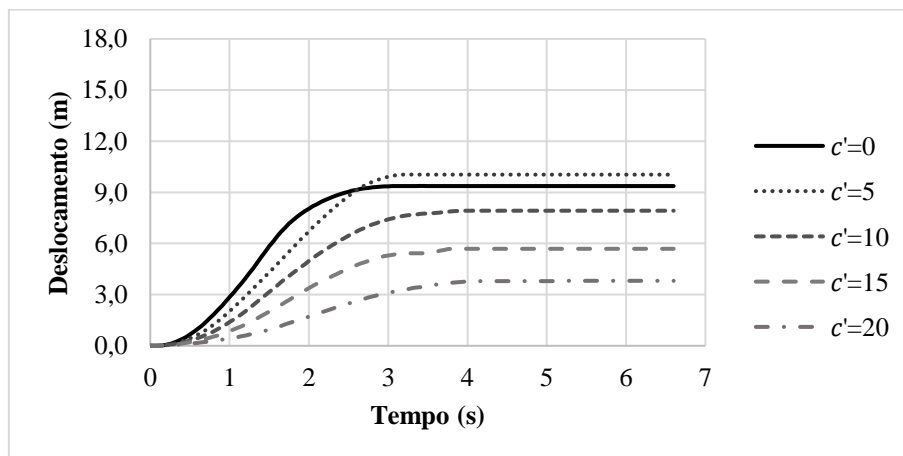


Figura 5.58. Deslocamento do ponto C para diferentes coesões

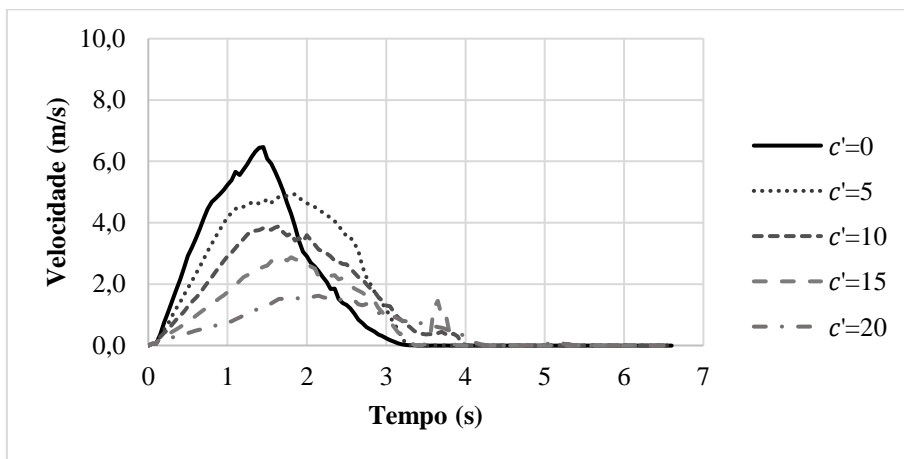


Figura 5.59. Velocidade do ponto C para diferentes coesões

No caso dos deslocamentos (Figura 5.60) e as velocidades (Figura 5.61) no ponto na metade do talude, é possível observar a diminuição da magnitude dos deslocamentos quando a coesão aumenta. Observa-se que os resultados não se cruzam entre eles. Igualmente, as velocidades são maiores quando as coesões são menores e tardam mais em estabilizar quando a propriedade é igual a 15 kPa e 20 kPa.

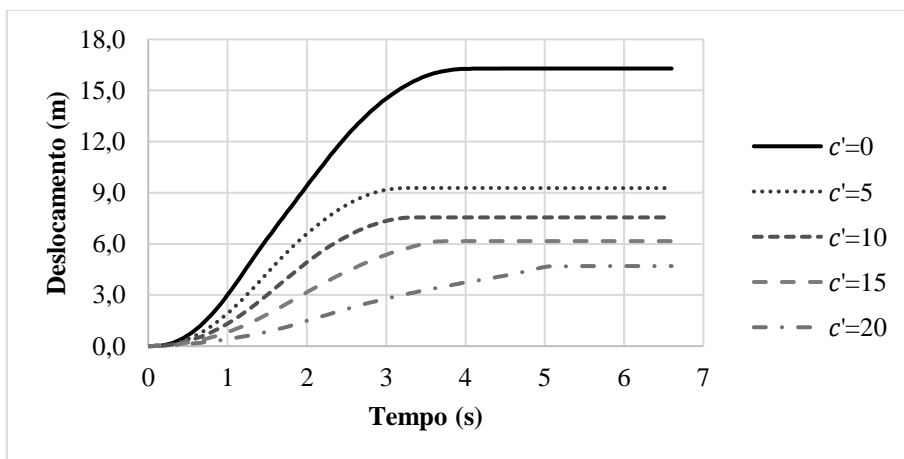


Figura 5.60. Deslocamento do ponto B para diferentes coesões

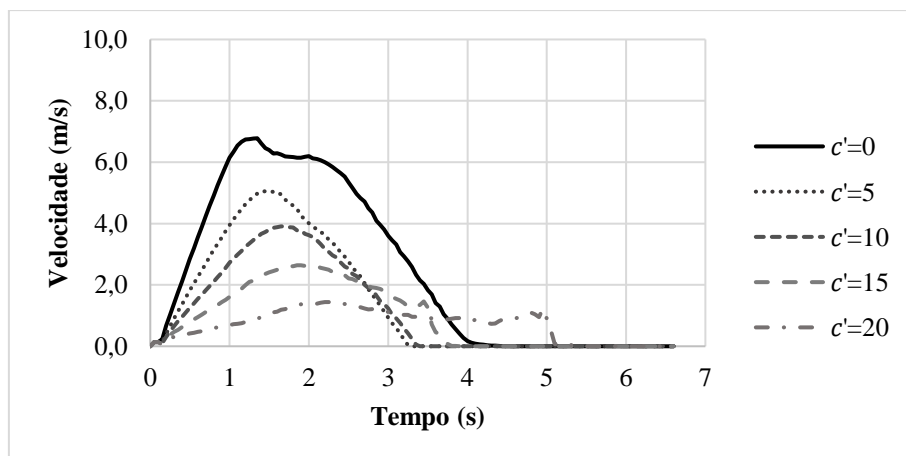


Figura 5.61. Velocidade do ponto B para diferentes coesões

A diferença dos outros resultados, os deslocamentos (Figura 5.62) e as velocidades (Figura 5.63) do ponto no topo do talude apresentam um comportamento totalmente heterogêneo de acordo ao mostrado nos mecanismo de ruptura e desenvolvimento do movimento. Embora os maiores deslocamentos correspondam a uma coesão de 0 kPa, os pontos com 10 kPa, 15 kPa e 20 kPa atingem também magnitudes altas com valores máximos muito próximos alcançados em diferentes tempos, motivo pelo qual as velocidades apresentam valores máximos e comportamentos diferentes com esses últimos valores de coesão.

Observa-se também que o comportamento dos pontos com 0 kPa e 5 kPa são mais próximos aos resultados esperados e mais parecidos com os obtidos dos pontos da metade e pé do talude.

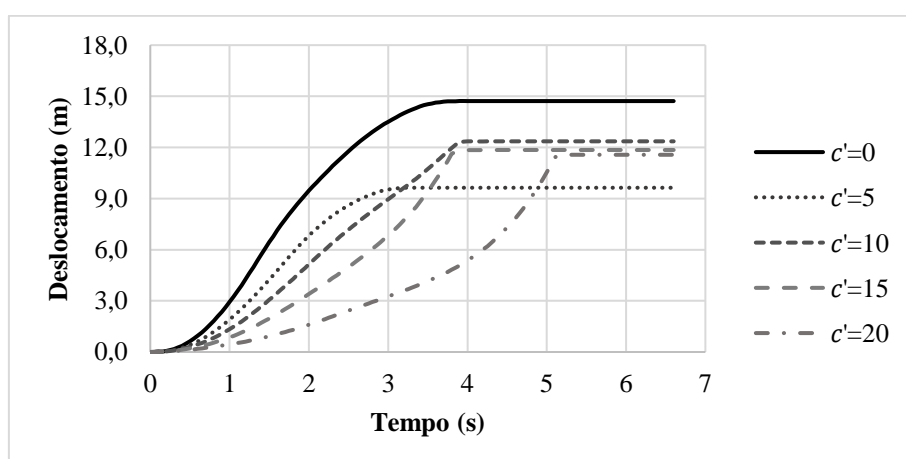


Figura 5.62. Deslocamento do ponto A para diferentes coesões

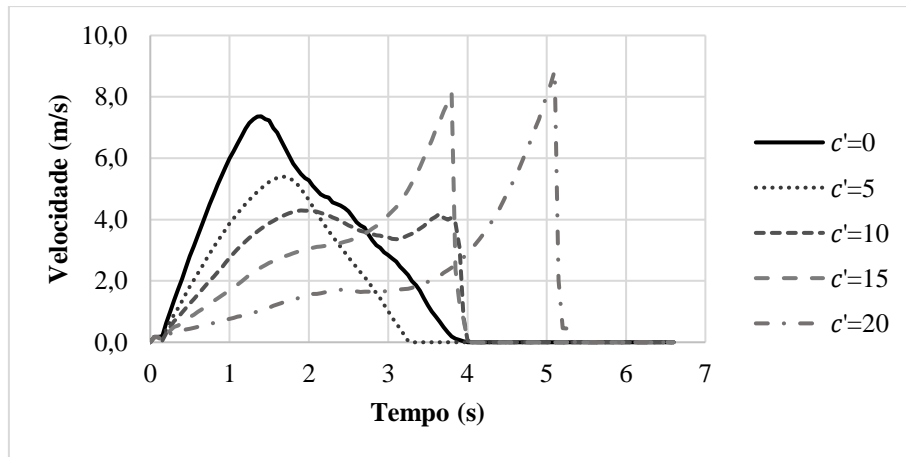


Figura 5.63. Velocidade do ponto A para diferentes coesões

5.5 INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO

Na análise do último parâmetro de resistência, o ângulo de atrito foi mudado no intervalo de $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$. Utilizou-se a geometria da Figura 5.64 e parâmetros do material com valores fixos como apresentado na Tabela 5.7. Como em resultados anteriores, foram avaliados os deslocamentos e velocidades de três pontos materiais localizados no pé, metade e topo do talude.

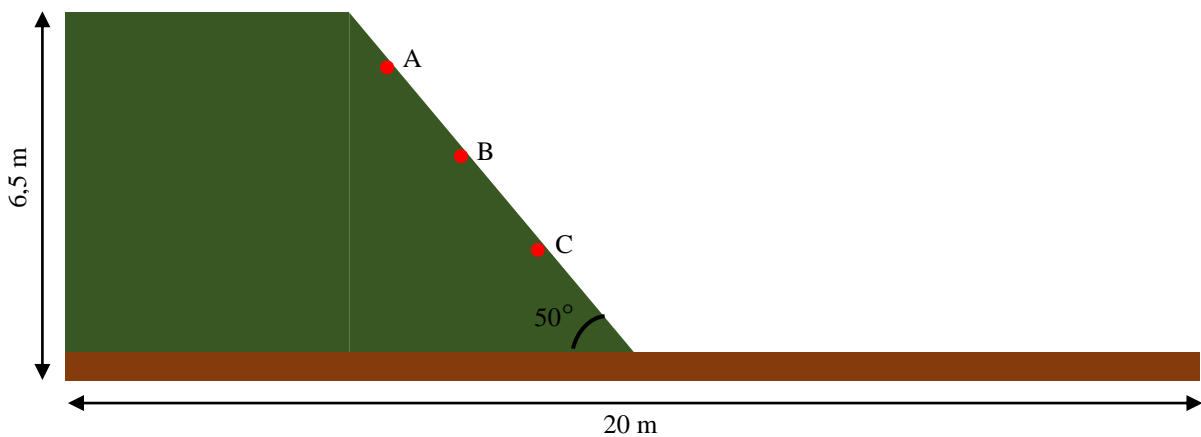


Figura 5.64. Geometria do talude para análises do ângulo de atrito

Tabela 5.7. Propriedades dos materiais para avaliar o ângulo de atrito

Material	Parâmetros	Valor
Solo	Densidade (kg/m ³)	2200
	Módulo de Young (MPa)	30
	Poisson	0,33
	Ângulo de atrito (°)	20
		25
		30
		35
40		
Coesão (kPa)	0	
Fundação	Densidade (kg/m ³)	2500
	Módulo de Young (GPa)	4
	Poisson	0,33

O modelo foi discretizado com quatro pontos materiais por célula e uma malha de fundo com 52290 elementos tetraédricos e estruturados gerando 82999 nós (Figura 5.65). As condições de contornos restringem os deslocamentos horizontais nas laterais, verticais no topo, totais na base e de profundidade nas faces do problema (Figura 5.66).

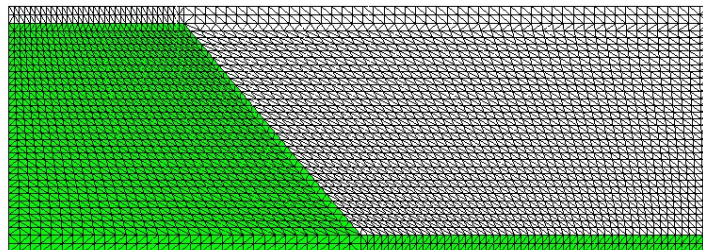


Figura 5.65. Detalhe da malha

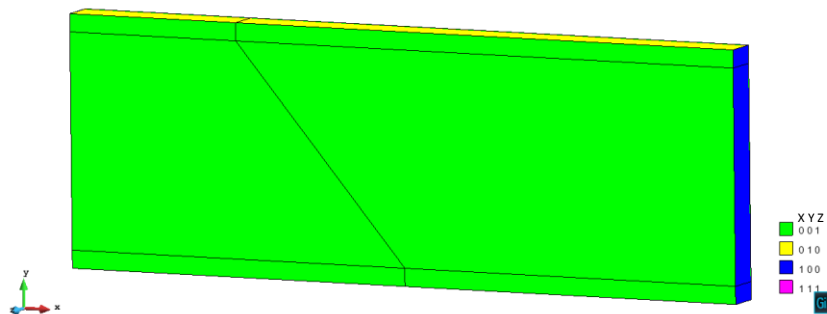


Figura 5.66. Condições de contorno

Nas duas etapas de execução é simulado o estado inicial de tensão e a falha pelo efeito da gravidade nos tempos apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8. Tempos de análise

Etapa	$\phi' = 20^\circ$		$\phi' = 25^\circ$		$\phi' = 30^\circ$		$\phi' = 35^\circ$		$\phi' = 40^\circ$	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Quantidade de passos	2	102	2	102	2	102	2	102	2	102
Tempo por passo (s)	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05

5.5.1 FORMAÇÃO DO MECANISMO DE RUPTURA

Em todos os casos estudados, o movimento de massa com diferentes atritos foi progressivo. Na Figura 5.67 é possível observar a formação da superfície de ruptura quando o parâmetro aumenta. Note-se que a superfície e os deslocamentos apresentados na iminência da ruptura são maiores com atritos baixos.

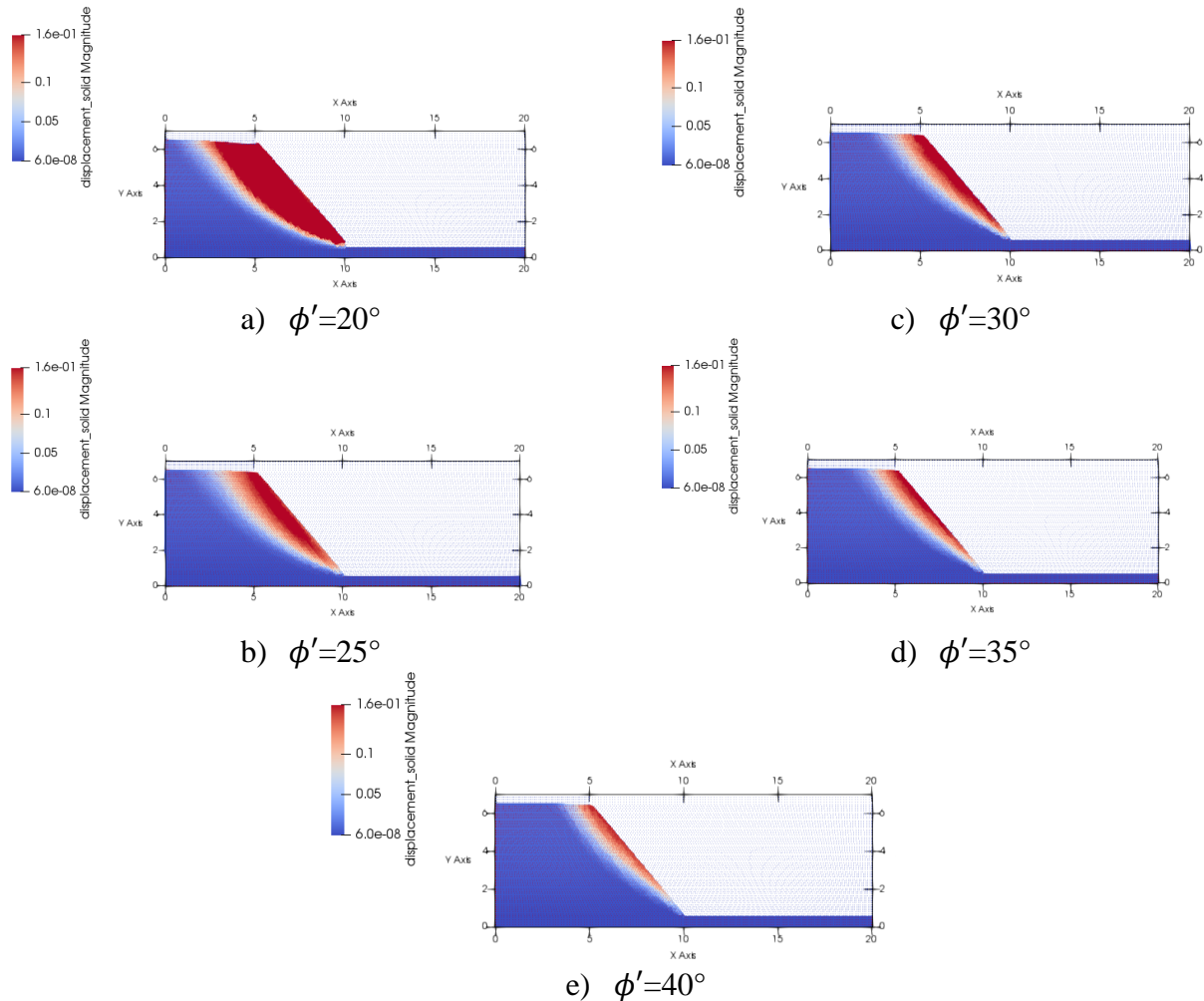


Figura 5.67. Formação da superfície de ruptura com diferentes ângulos de atrito

5.5.2 DESENVOLVIMENTO DO MOVIMENTO

Na Figura 5.68 mostra-se a distância percorrida pela massa instável com diferentes atritos. Neste caso pode-se observar a influência do ângulo, que determina o número de pontos plastificados fazendo com que a rigidez cisalhante tenda para zero. Quando o atrito aumenta o número de pontos plastificados é menor, diminuindo o tamanho da superfície de ruptura.

Com o menor ângulo ($\phi'=20^\circ$) o material atinge a distancia maxima de 20 m do domínio podendo ser maior se a borda dele fosse extendida, pois o material termina se acumulando no canto da geometria. Quando o atrito aumenta a resistência ao movimento é maior e portanto a distancia percorrida diminui. Com os ângulos de atrito de 20° e 25° se apresenta um efeito de borda que pode comprometer os resultados, porém, por motivos de comparação se conservou a mesma geometria em todos os casos para avaliar melhor as diferenças.

Observa-se também que a estabilidade em todos os casos é atingida quando formado o ângulo de repouso que corresponde ao mesmo valor do ângulo de atrito.

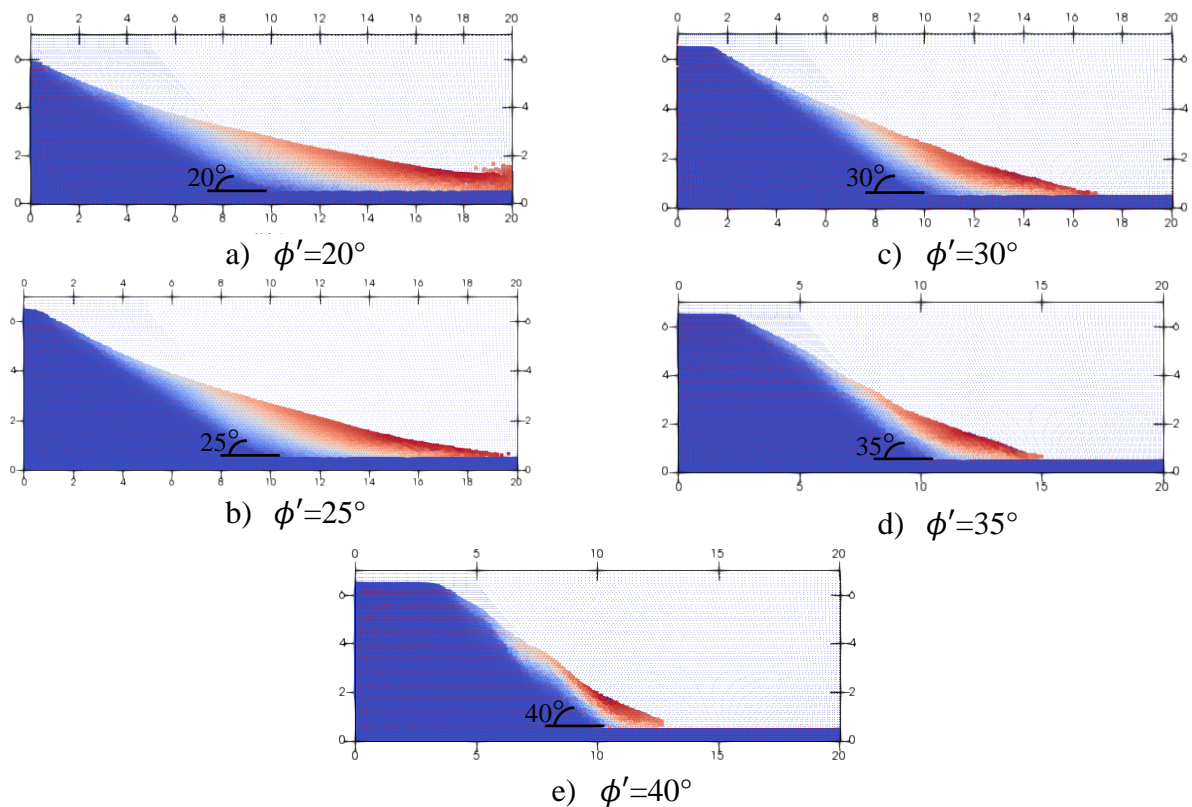


Figura 5.68. Distância percorrida com diferentes ângulos de atrito

Com atritos baixos os pontos no pé do talude apresentam deslocamentos até três vezes maiores que os apresentados com atritos $\phi' \geq 30^\circ$ (Figura 5.69). A velocidade não mostra grandes diferenças nas magnitudes máximas alcançadas, embora aumente progressivamente quando o atrito diminui. O pico das magnitudes e a subsequente diminuição das velocidades, corresponde à mudança da inclinação para o plano horizontal (fundação). A parada repentina com o ângulo de 20° por outro lado, é devida à condição de contorno que se interpõe no movimento (Figura 5.70)

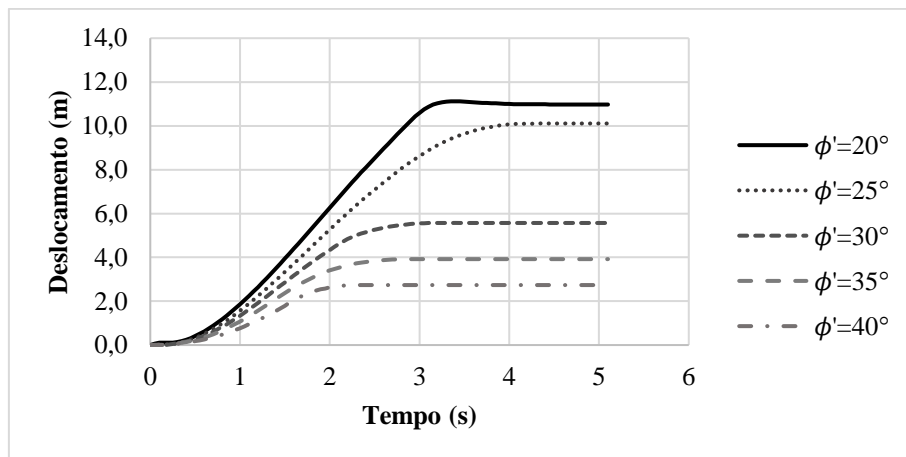


Figura 5.69. Deslocamento do ponto C para diferentes ângulos de atrito

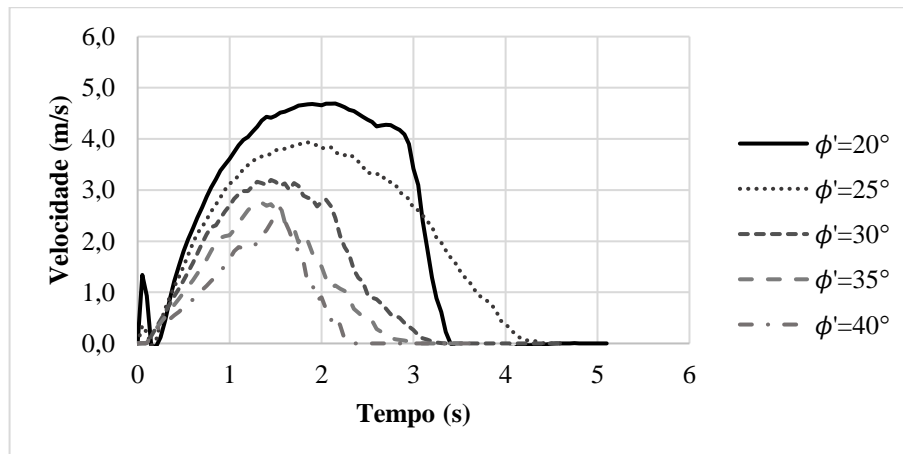


Figura 5.70. Velocidade do ponto C para diferentes ângulos de atrito

Na metade do talude, os deslocamentos (Figura 5.71) e as velocidades (Figura 5.72) dos pontos materiais são maiores quando o atrito é menor. As magnitudes máximas variam nos intervalos de $6\text{ m} < \delta < 13\text{ m}$ e $3,5\text{ m/s} < v < 5\text{ m/s}$ respectivamente.

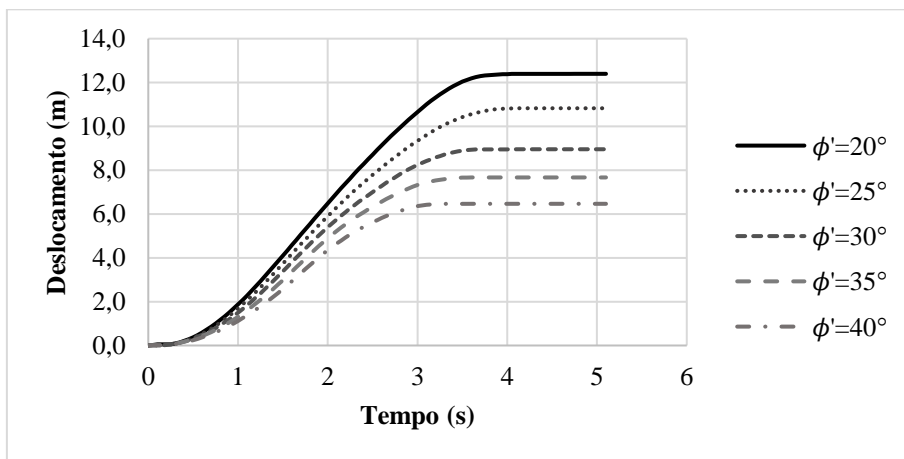


Figura 5.71. Deslocamento do ponto B para diferentes ângulos de atrito

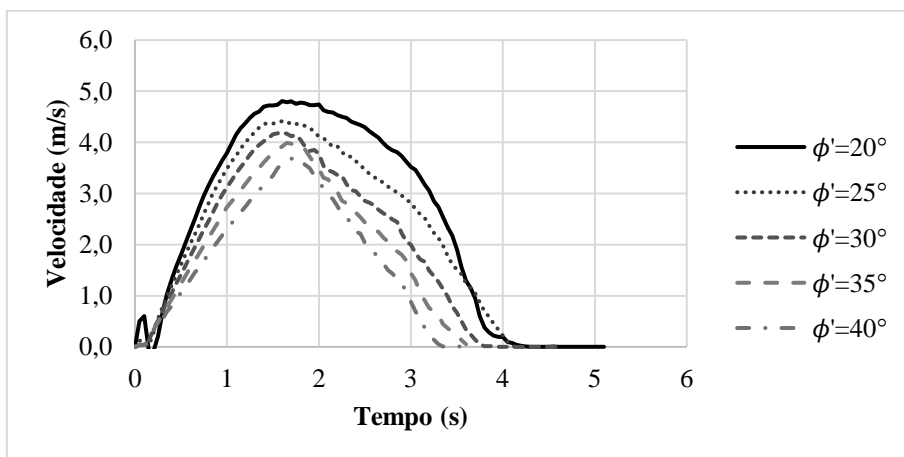


Figura 5.72. Velocidade do ponto B para diferentes ângulos de atrito

Nos pontos no topo do talude, os deslocamentos máximos com cada ângulo de atrito são quase iguais aos registrados nos pontos na metade (Figura 5.73). A velocidade por outro lado, apresenta magnitudes máximas num intervalo pequeno ($4 \text{ m/s} < v < 5 \text{ m/s}$) voltando a se estabilizar em menos tempo quando o atrito é maior (Figura 5.74).

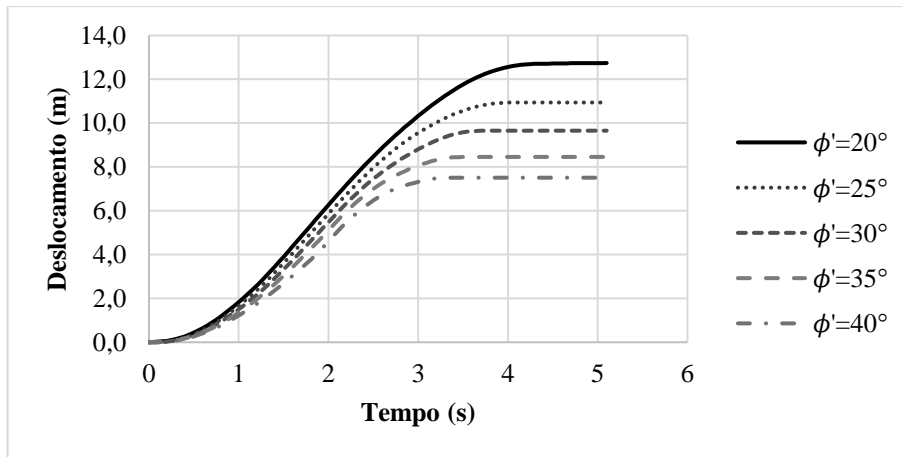


Figura 5.73. Deslocamento do ponto A para diferentes ângulos de atrito

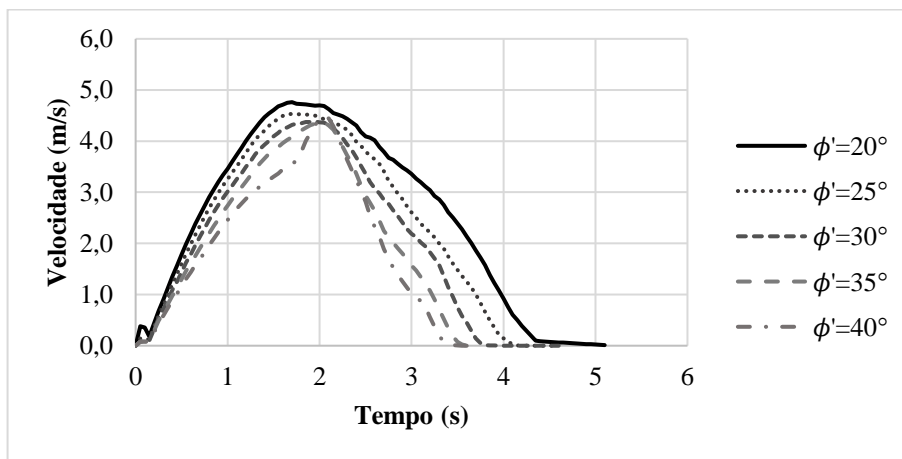


Figura 5.74. Velocidade do ponto A para diferentes ângulos de atrito

Em todos os pontos a velocidade apresenta oscilações quando sua magnitude diminui, efeito próprio do atrito conforme mostrado no Capítulo 4 (blocos em plano inclinado). As pequenas mudanças nas inclinações da velocidade correspondem as diferentes acelerações que são maiores quando os atritos são baixos.

CAPÍTULO 6

6. INFLUÊNCIA DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Em capítulos anteriores foi avaliada a influência de diferentes parâmetros de resistência e deformabilidade na formação do mecanismo de ruptura e desenvolvimento de movimentos de massa utilizando o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Neste capítulo são comparados e estudados esses resultados com os obtidos em simulações feitas com o modelo Cam-Clay Modificado.

As geometrias, propriedades dos materiais e resultados do Capítulo 5 são utilizados para fazer as comparações e uma calibração inicial entre os dois modelos. Numa última análise é variada a inclinação da linha de estado crítico “M” para avaliar os resultados com os obtidos nas variações do ângulo de atrito. O resumo da metodologia do capítulo é apresentado na Figura 6.1

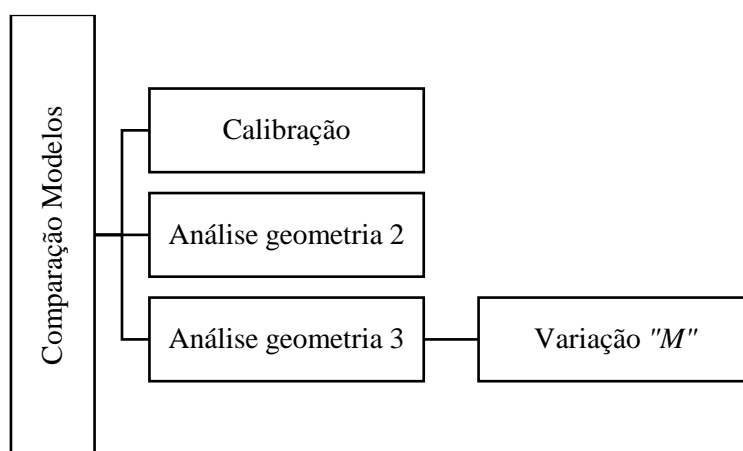


Figura 6.1. Comparação modelos constitutivos

6.1 CALIBRAÇÃO

Para comparar os dois modelos, foi necessário realizar uma calibração dos parâmetros de Cam-Clay para corresponder aos parâmetros utilizados nos testes de Mohr-Coulomb, através de simulações numéricas de um ensaio triaxial CTC com tensões 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. As propriedades iniciais deste último modelo são apresentadas na Tabela 5.1. Note-se que os valores de cada parâmetro foram utilizados nos modelos do Capítulo 5.

Tabela 6.1. Propriedades dos materiais Mohr-Coulomb

Parâmetro	Valor
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Módulo de Young (E)	30 (MPa)
Coesão (c')	0,0
Ângulo de atrito (ϕ')	30°

Na Tabela 6.2 mostra-se os parâmetros do Cam-Clay Modificado que apresentam resultados equivalentes aos obtidos com Mohr-Coulomb como observado na Figura 6.2 e Figura 5.5. Estes valores foram utilizados nas seguintes simulações para comparar o comportamento dos movimentos de massa quando modelado com critérios.

Tabela 6.2. Propriedades dos materiais Cam-Clay Modificado

Parâmetro	Valor
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Lamba (λ)	0,050
Kappa (κ)	0,001
Inclinação da linha de estado crítico (M)	1,2
Ângulo de atrito ϕ' (°)	30
Razão de pré-adensamento (OCR)	3,8
Índice de vazios inicial e_0	0,8

Como não tem correlação direta com os parâmetros do Mohr-Coulomb, o lambda (λ), kappa (κ) e a razão de pré-adensamento (OCR) foram ajustados até chegar nessa calibração. A inclinação da linha de estado crítico foi calculada com o ângulo de atrito ((Equação (6.1)).

$$M = \frac{6 \sin(\phi)}{3 + \sin(\phi)} \quad (6.1)$$

Os resultados desta calibração são considerados adequados para as tensões utilizadas. Porém, em casos com diferentes trajetórias os resultados poderão não apresentar o mesmo comportamento.

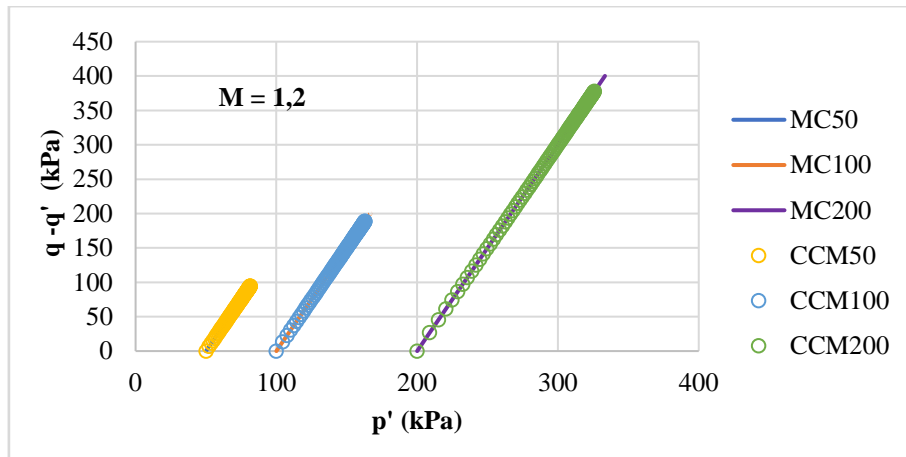


Figura 6.2. p-q MC-CCM.

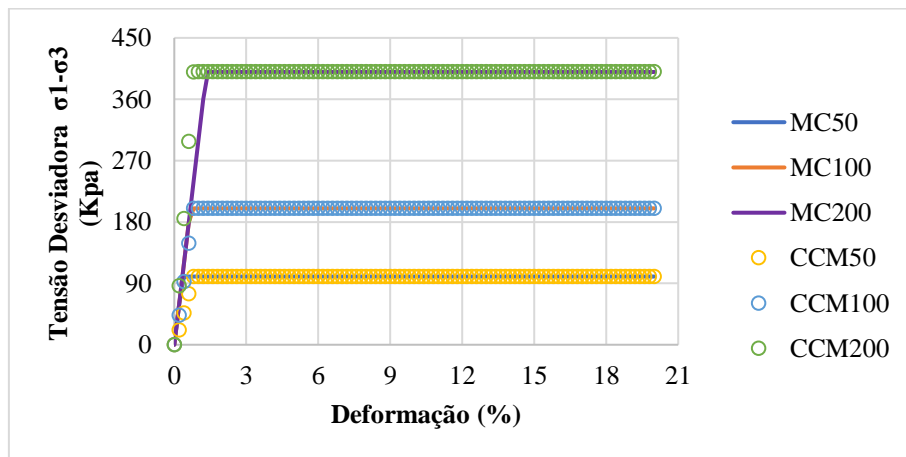


Figura 6.3. Tensão desviadora - deformação MC-CCM.

6.2 COMPARAÇÃO

No Capítulo 5 foi possível estimar a superfície de ruptura de cada uma das geometrias estudadas. Utilizando esta informação foram selecionados sete pontos materiais para avaliar seu comportamento: três pontos na face do talude, dois pontos perto da superfície de ruptura e dois pontos na metade da massa que vai se deslocar (Figura 6.4).

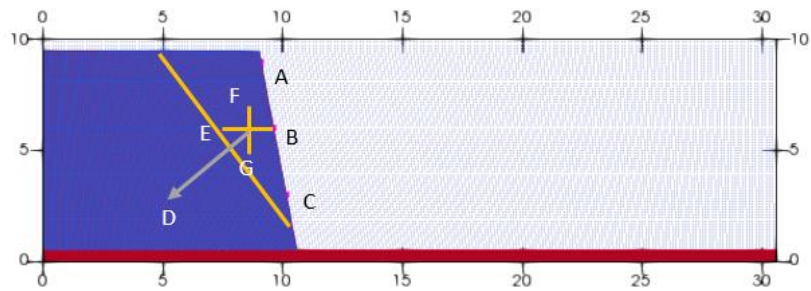


Figura 6.4. Localização dos pontos materiais na geometria 1

Na Figura 6.5 é possível observar a formação da superfície de ruptura com os dois modelos. Note-se que embora as superfícies sejam idênticas, com o Mohr-Coulomb tende a se formar mais rápido apresentado deslocamentos e velocidades maiores no mesmo tempo de análise (0,4s) se comparado com Cam-Clay.

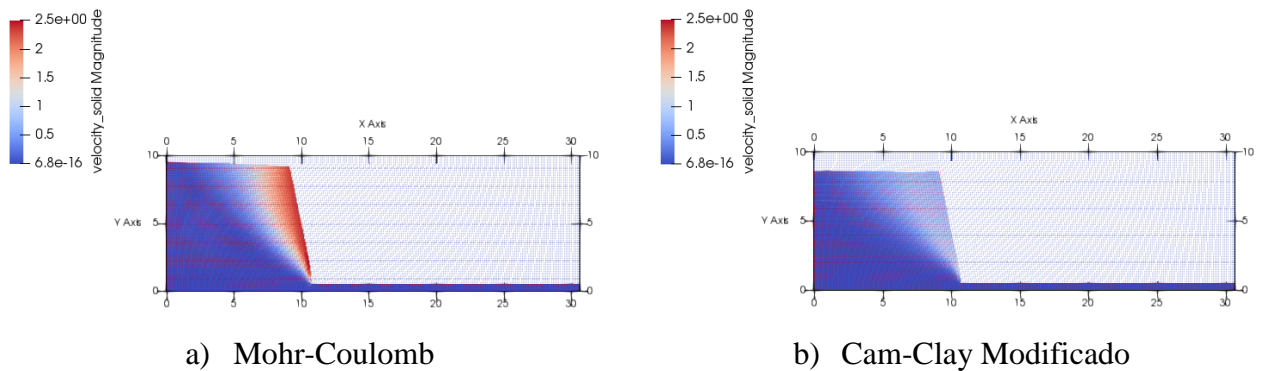


Figura 6.5. Formação da superfície de ruptura com diferentes modelos

Os deslocamentos (Figura 6.6) e as velocidades (Figura 6.7) foram comparados nos três pontos da face do talude como em metodologias anteriores. Observa-se que as estimativas com Mohr-Coulomb calculam magnitudes maiores de deslocamento e velocidade com diferenças de até 8 m a 3 m/s respectivamente.

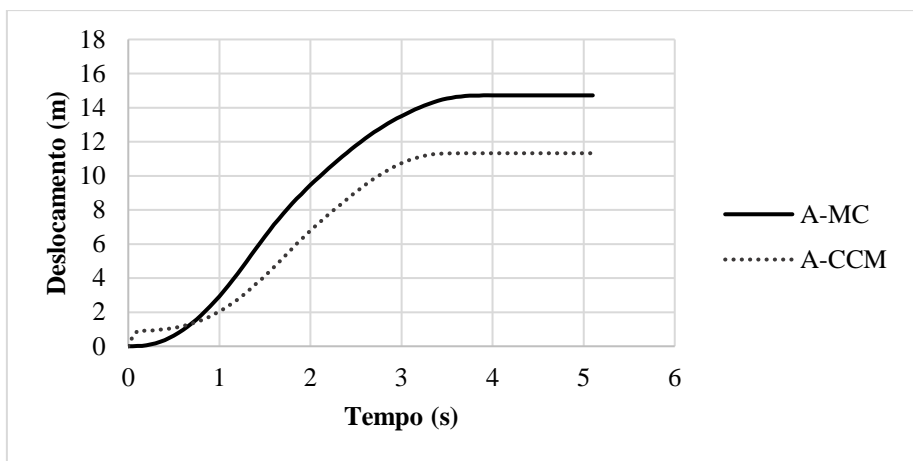


Figura 6.6. Deslocamento do ponto A com diferentes modelos

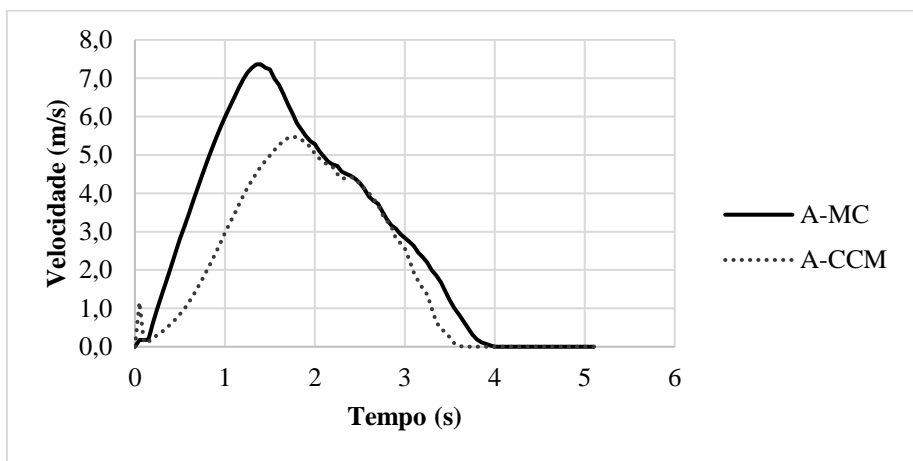


Figura 6.7. Velocidade do ponto A com diferentes modelos

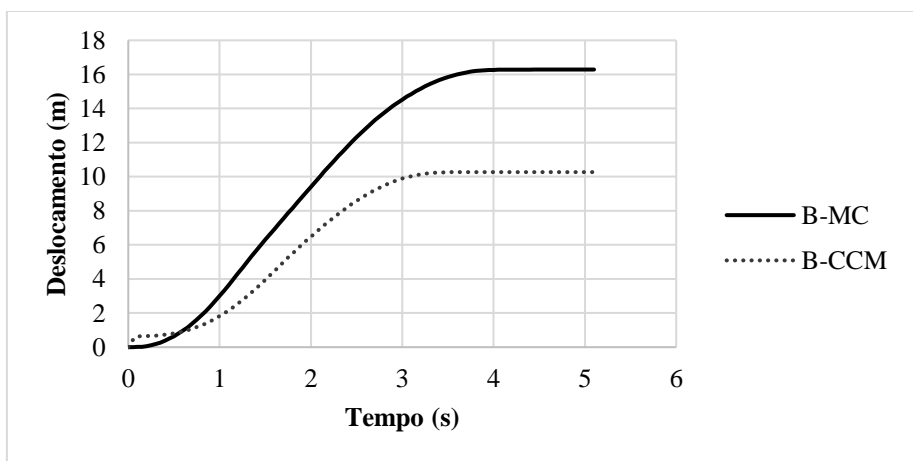


Figura 6.8. Deslocamento do ponto B com diferentes modelos

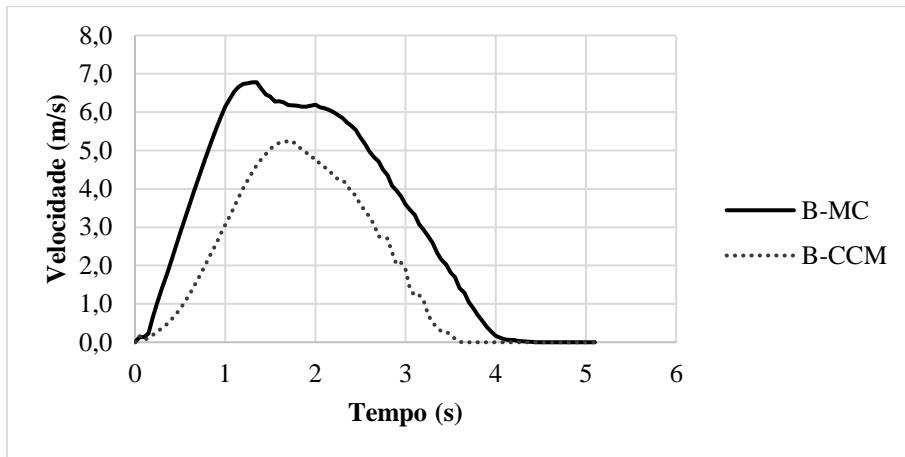


Figura 6.9. Velocidade do ponto B com diferentes modelos

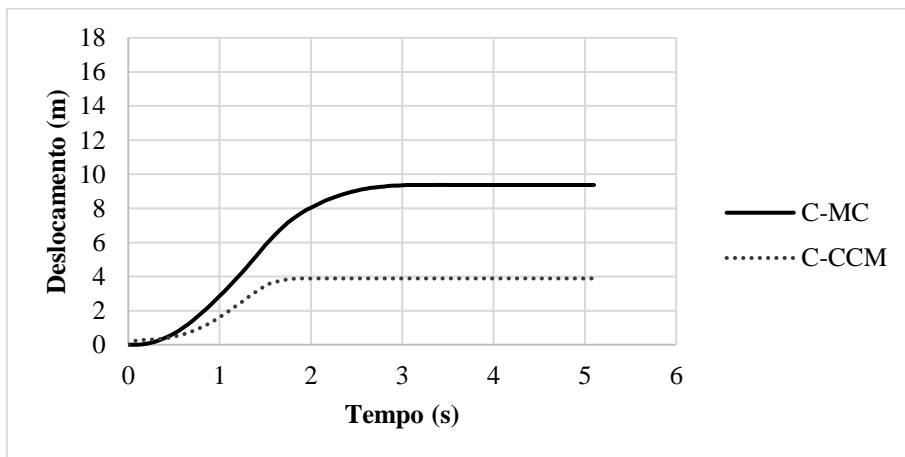


Figura 6.10. Deslocamento do ponto C com diferentes modelos

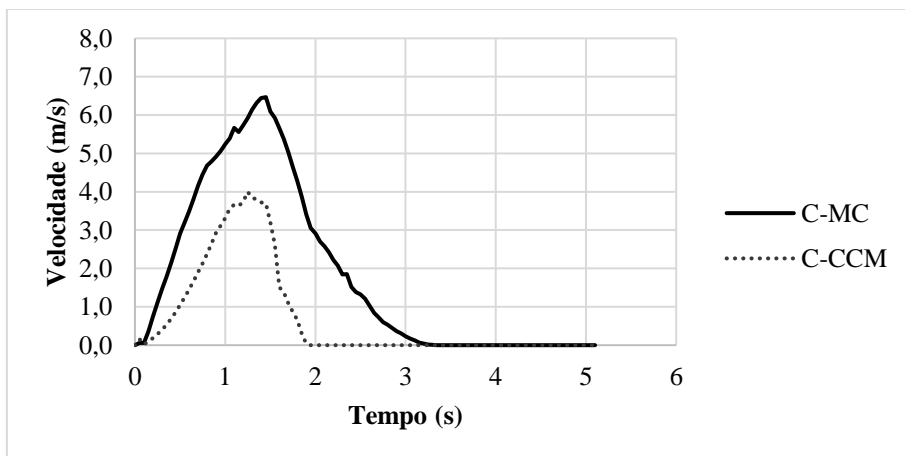


Figura 6.11. Velocidade do ponto C com diferentes modelos

Esses resultados podem ser explicados com a distância percorrida pela massa instável. Observa-se que com Mohr-Coulomb a distância atingida é maior enquanto com Cam-Clay a distância final é menor a altura inicial do talude (Figura 6.12).

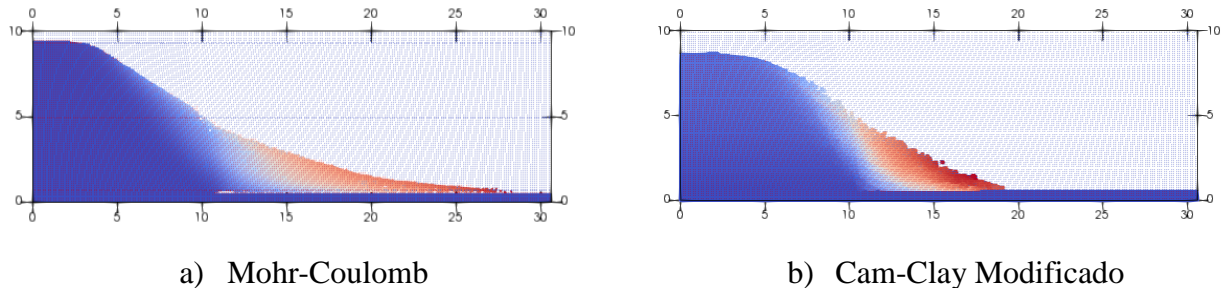


Figura 6.12. Resultado final da distância percorrida utilizados diferentes modelos

Com sua formulação linear relativamente simples em um modelo elastoplástico que não considera endurecimento ou amolecimento, o Mohr-Coulomb é um modelo conservador que em casos como o avaliado limita a representação do fenômeno. O Cam-Clay por outro lado, possui uma formulação não linear que considera a plastificação do material, e portanto, um problema simulado com este modelo terá uma resposta diferente como observado na Figura 6.12. Contudo não é possível afirmar se a representação final obtida com este último modelo é real, para isso será necessário realizar ensaios de laboratório e testes de campo que permitam fazer calibrações com as trajetórias reais.

Algumas dessas trajetórias são apresentadas nos gráficos p' - q da Figura 6.13 e Figura 6.14, que representam o comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G, que se encontram na superfície de falha ou na metade da massa deslocada. O início e o final dessas trajetórias foram determinados a partir da análise visual das simulações numéricas e os resultados de deslocamento e velocidade apresentados acima.

Tanto no Mohr-Coulomb como no Cam-Clay tinha-se a expectativa que os pontos E e G estivessem sob a linha de estado crítico. Porém, esse resultado não se apresentou com nenhum dos dois métodos. Com o Cam-Clay, a trajetória do ponto E se mantém embaixo da linha enquanto que o ponto G cruza essa linha.

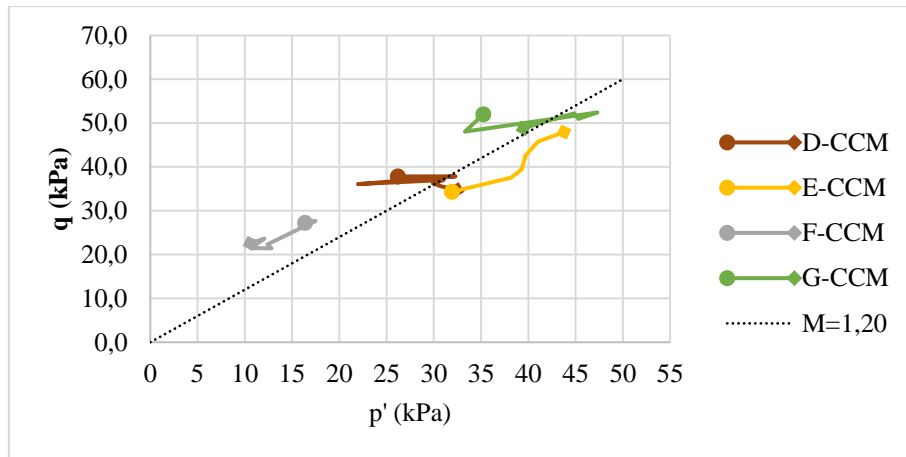


Figura 6.13. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com Cam-Clay Modificado

No Mohr-Coulomb as trajetórias mostradas no momento da ruptura começam sob a envoltória de ruptura e quando o movimento de massa progride se afastam. Isto não deveria acontecer, porém, a integração do modelo ou problemas de instabilidade numérica do MPM (embora o passo de tempo seja muito pequeno) pode gerar este tipo de situações.

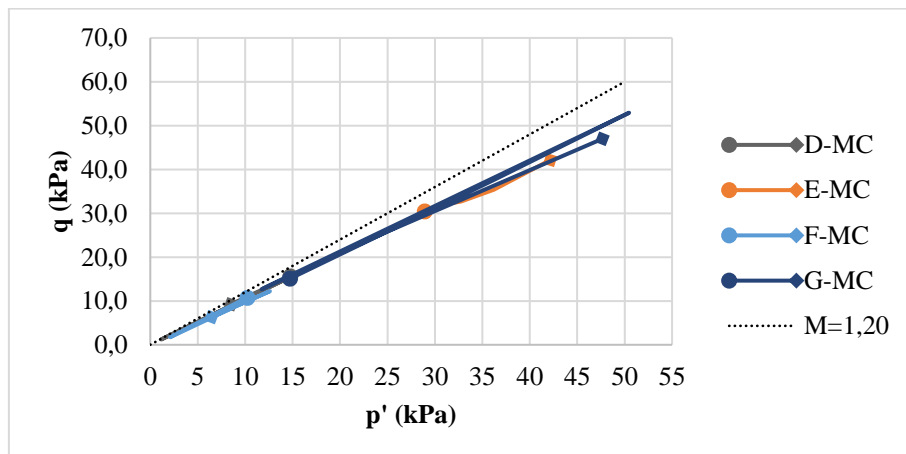


Figura 6.14. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com Mohr-Coulomb

6.3 VARIAÇÃO DE M

A segunda geometria testada foi a utilizada para avaliar o ângulo de atrito no Capítulo 5. Neste caso também foram selecionados sete pontos materiais para serem estudados: três na face, dois na metade e dois perto da superfície de ruptura estimada, que se mantém fixa para todos os casos para facilidade da comparação dos resultados.

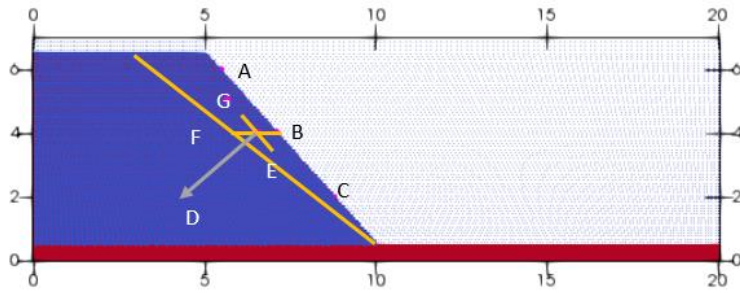


Figura 6.15. Localização dos pontos materiais na geometria 2

Usando a definição do parâmetro M no modelo Cam-Clay (Equação (6.1)), foi calculado seu valor para cada uma das anteriores variações do ângulo de atrito como apresentado na Tabela 6.3. Esses valores junto com os parâmetros da Tabela 6.2 foram empregados nas seguintes simulações.

Tabela 6.3. Valor de M para cada ϕ

Parâmetros	ϕ (°)	M
Valor	20	0,77
	25	0,98
	30	1,20
	35	1,42
	40	1,64

As simulações foram realizadas em duas etapas como em testes anteriores: uma gerando o estado inicial de tensão e outra gerando a falha pelo efeito da gravidade. Os tempos de análise de cada problema são apresentados na Tabela 6.4. A malha, a quantidade de pontos materiais e as condições de contorno se mantiveram iguais às usadas no Capítulo 5.

Tabela 6.4. Tempos de análise

Etapa	$M = 0,77^\circ$		$M = 0,98^\circ$		$M = 1,20^\circ$		$M = 1,42^\circ$		$M = 1,64^\circ$	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Quantidade de passos	2	132	2	132	2	152	2	52	2	52
Tempo por passo (s)	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05	1,0	0,05

A formação da superfície de ruptura com cada M é apresentado na Figura 6.5. Nos valores menores (0,77 e 0,98) a superfície é claramente observável enquanto com valores maiores a superfície nem é formada. Note-se também que nos taludes com $M=0,77$ e $M=0,98$ se formam duas superfícies: uma no canto superior e outra começando no pé da geometria

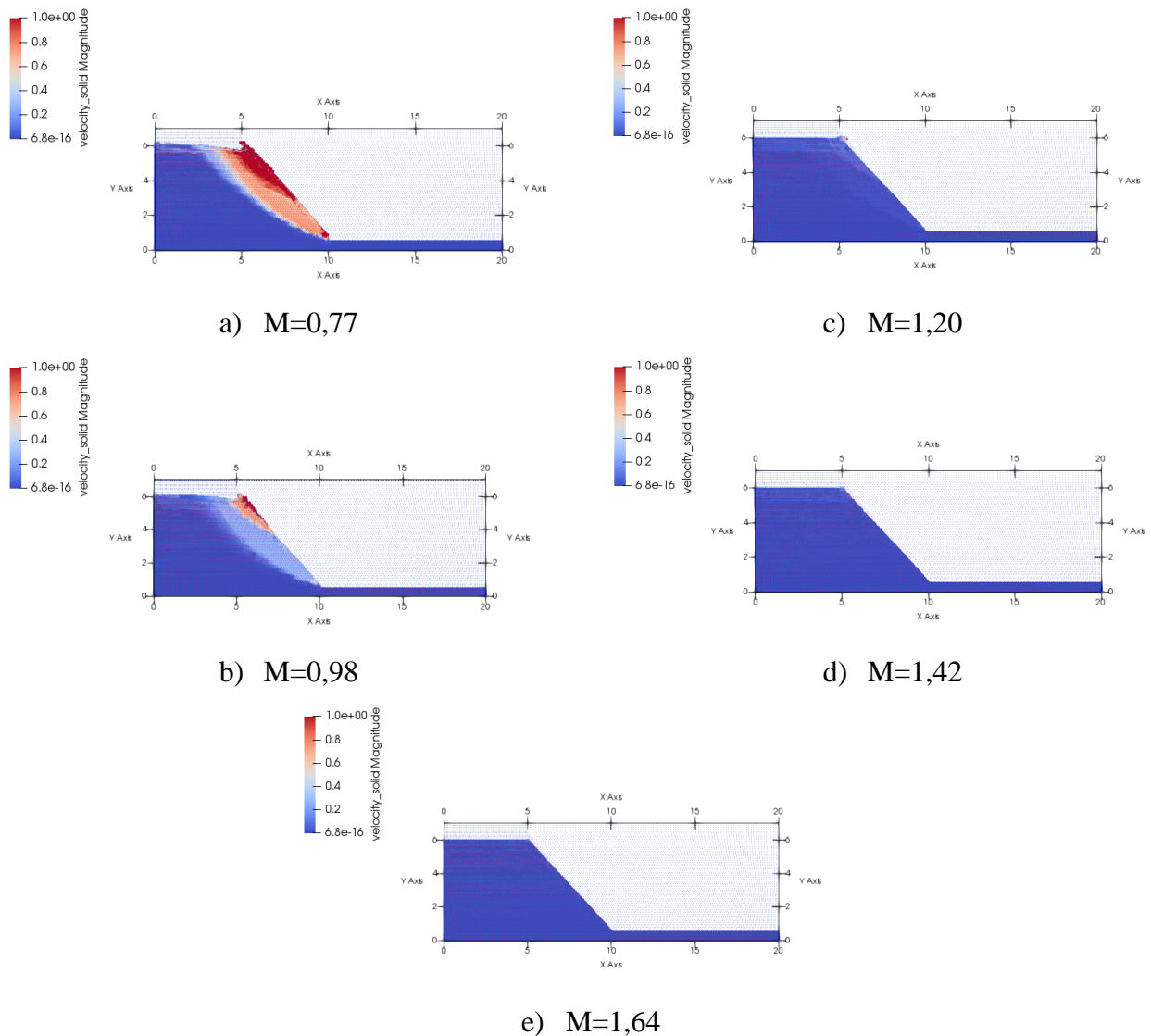


Figura 6.16. Formação da superfície de ruptura com diferentes inclinações da linha de estado crítico

As distancias percorridas totais são apresentadas na Figura 5.68. Ao aumentar o valor da inclinação da linha de estado crítico incrementando o ângulo de atrito, a distância diminui até o ponto de não apresentar deslocamentos nem instabilidades.

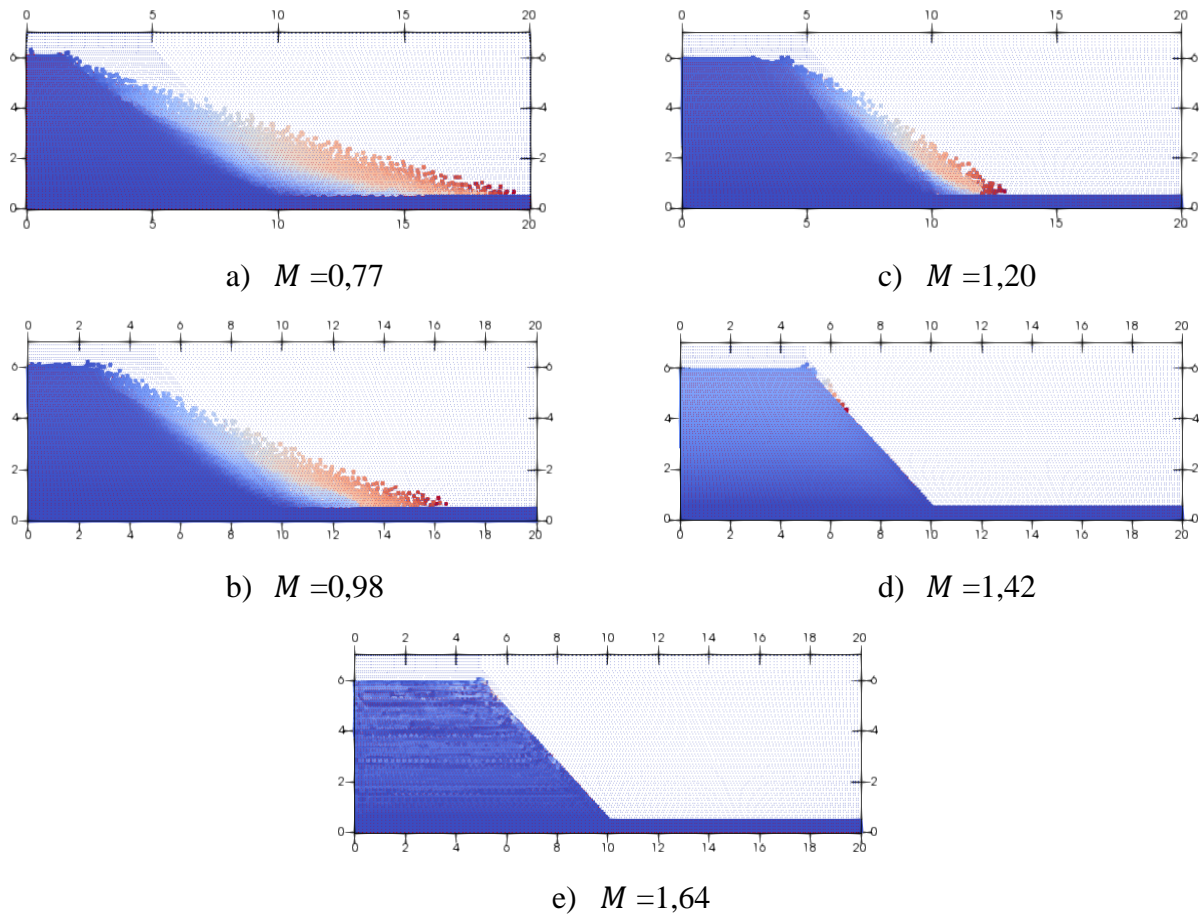


Figura 6.17. Distância percorrida com diferentes inclinações da linha de estado crítico

Ao verificar o ângulo de repouso se encontrou que o movimento não estabiliza nesse valor como aconteceu no caso apresentado no Capítulo 5. Como o modelo não tem coesão, esperava-se que o talude rompesse em todos os casos, uma vez que o ângulo de inclinação é maior que o ângulo de atrito. O fato de não ter ocorrido a ruptura nos dois últimos exemplos demonstra que num modelo elastoplástico do tipo Cam-Clay outros fatores interferem nos movimentos de massa. Um exemplo é a tensão de pré-adensamento que deve ser diferente nos pontos do topo, metade e pé do talude. Apesar de os parâmetros serem “os mesmos” as propriedades de estado (pré-adensamento) são diferentes em cada caso.

Os deslocamentos e as velocidades dos pontos na face do talude (A, B e C) apresentam um comportamento diferente ao esperado, pois se bem são modelos diferentes, os simulados com $M=1,42$ e $M=1,64$ não atingem a falha como ocorrido no Capítulo 5 onde foi utilizado o Mohr-Coulomb.

Os maiores deslocamentos se apresentam com valores de M baixos atingindo magnitudes de 10 m. Os taludes que não são instáveis apresentam deslocamentos menores a 0,5 m os quais correspondem apenas à acomodação interna dos pontos (Figura 6.18, Figura 6.20, Figura 6.22). As magnitudes máximas das velocidades são registradas pelos taludes com grandes deslocamentos, ou seja, com $M=0,77$ e $M=0,98$ (Figura 6.19, Figura 6.21, Figura 6.23).

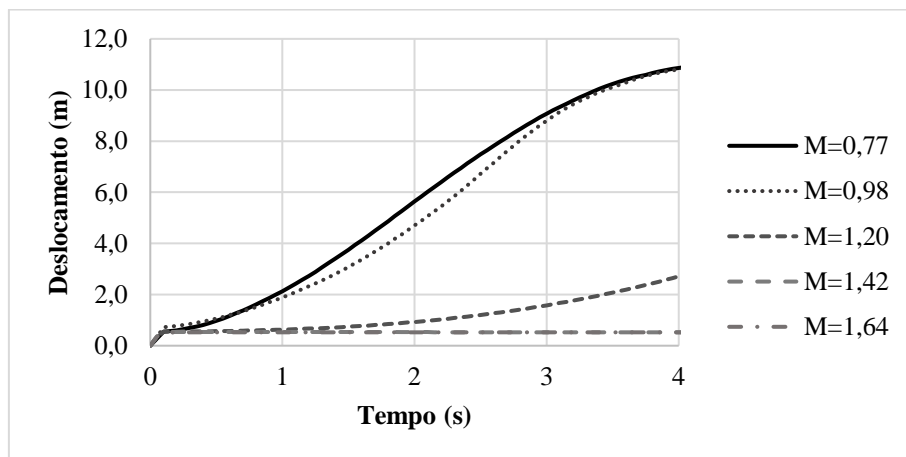


Figura 6.18. Deslocamento dos pontos no topo (A) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

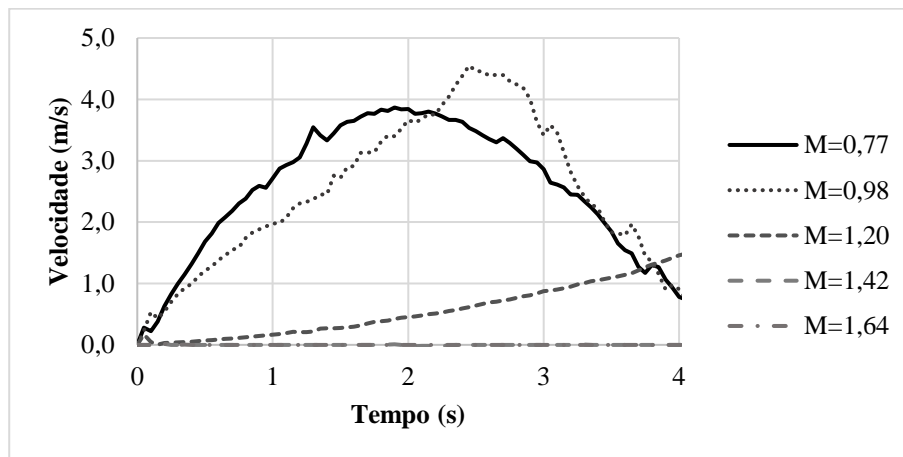


Figura 6.19. Velocidade dos pontos no topo (A) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

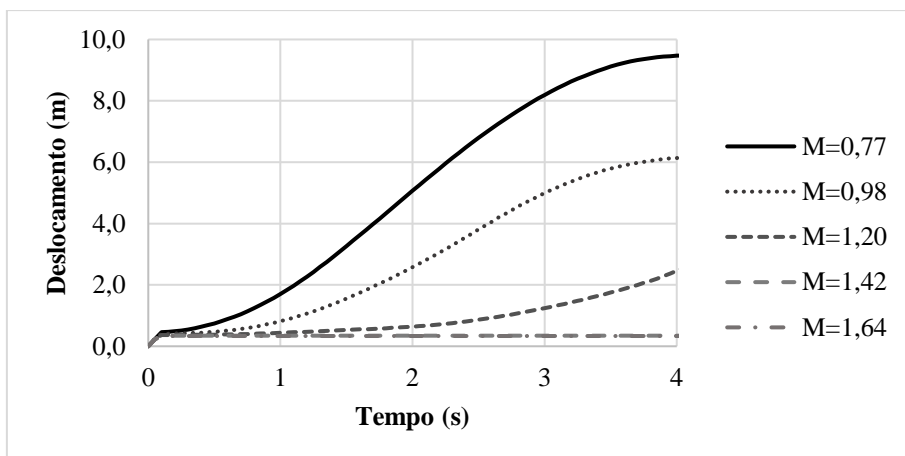


Figura 6.20. Deslocamento dos pontos na metade (B) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

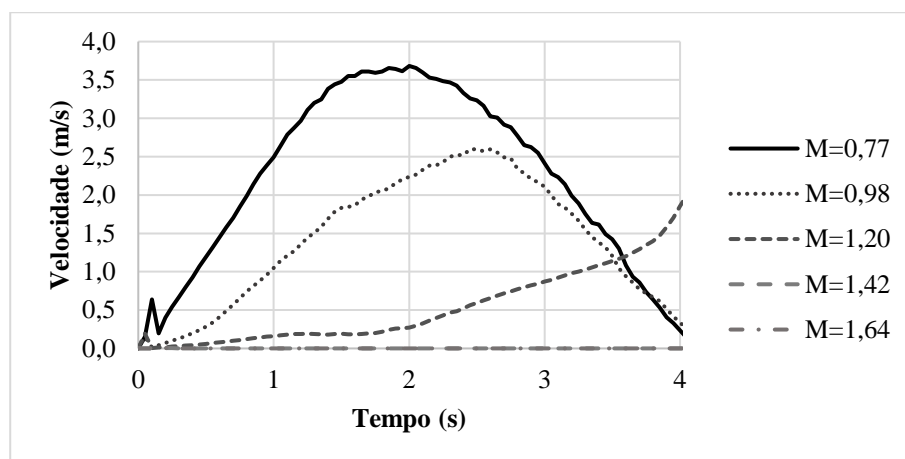


Figura 6.21. Velocidade dos pontos na metade (B) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

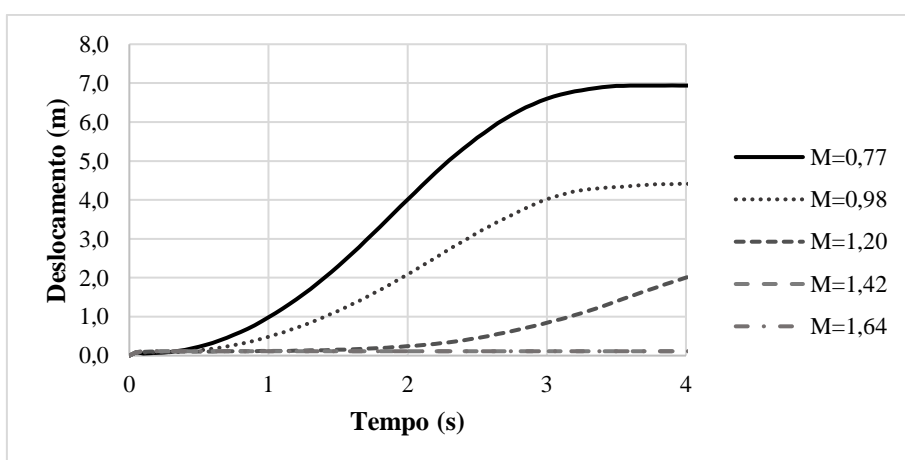


Figura 6.22. Deslocamento dos pontos no pé (C) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

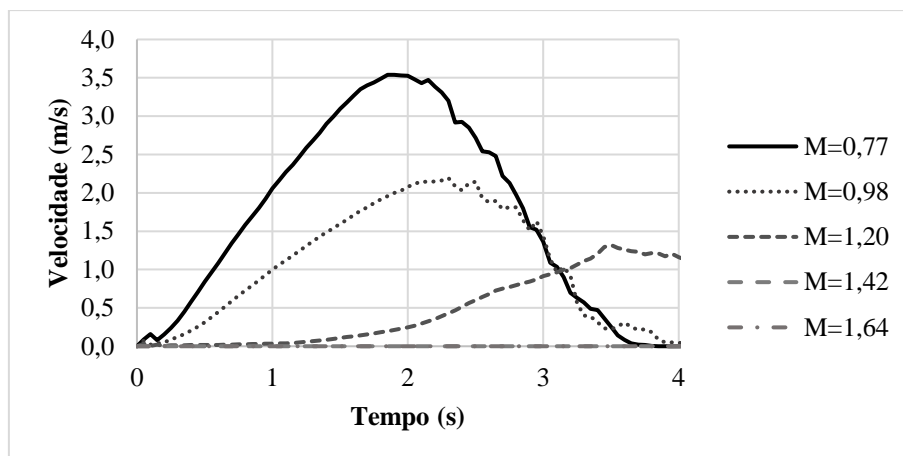


Figura 6.23. Velocidade dos pontos no pé (C) do talude com diferentes inclinações da linha de estado crítico

6.4 COMPARAÇÃO MOHR-COULOMB E CAM-CLAY MODIFICADO

Os resultados da variação de M foram comparados com os resultados da variação de ϕ' de acordo com a Tabela 6.3, permitindo comparar os resultados entre o Cam-Clay Modificado (M) e o Mohr-Coulomb (ϕ').

Os deslocamentos calculados com Mohr-Coulomb apresentam magnitudes maiores em todos os casos estudados (Figura 6.24, Figura 6.26, Figura 6.28). Quanto maior o ângulo de atrito e, portanto, o M , a diferença entre os valores registrados pelos dois modelos aumenta. Na Figura 6.30e Figura 6.32 tem-se a discrepância mais visível entre os resultados do MC e CCM devido a que com um dos modelos o talude fica estável e com o outro não.

Nesse sentido, as velocidades também são maiores com o Mohr-Coulomb nos modelos com $\phi' \leq 30^\circ$ (Figura 6.25, Figura 6.27, Figura 6.29) e com $M=1,20$ é necessário mais tempo de análise para o movimento se estabilizar. Na Figura 6.31 e Figura 6.33 se apresentam as maiores diferenças nas velocidades devido a estabilidade dos últimos taludes com o Cam-Clay.

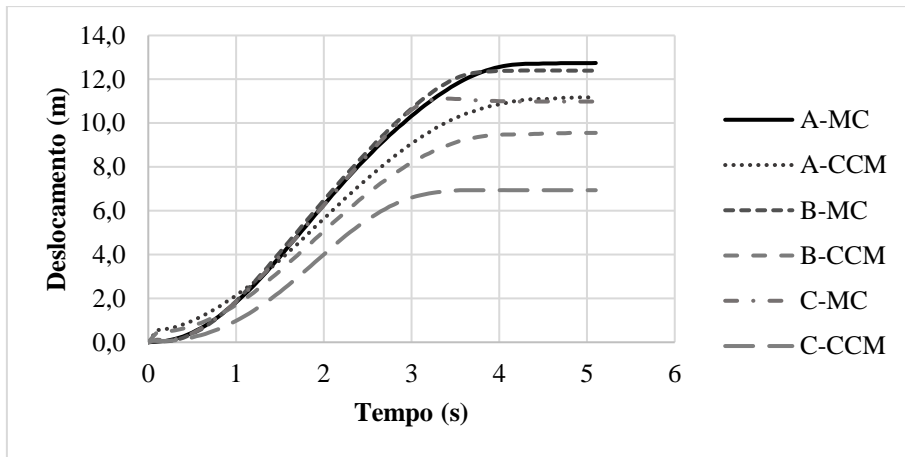


Figura 6.24. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$)

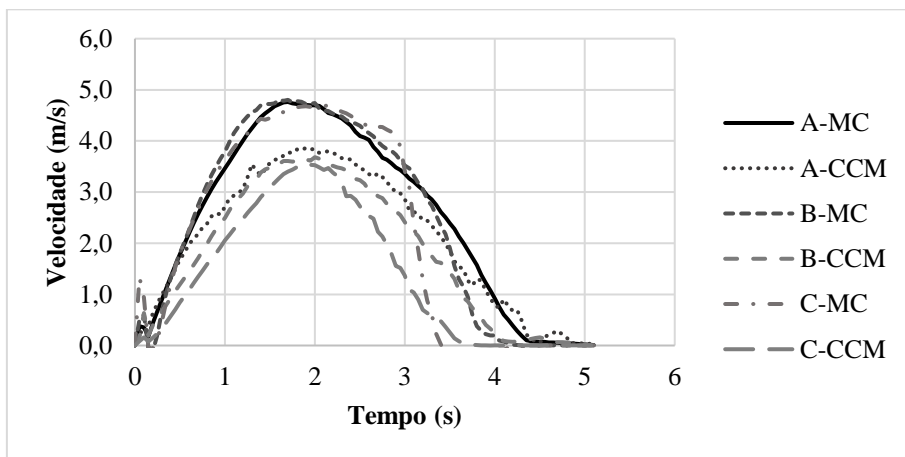


Figura 6.25. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$)

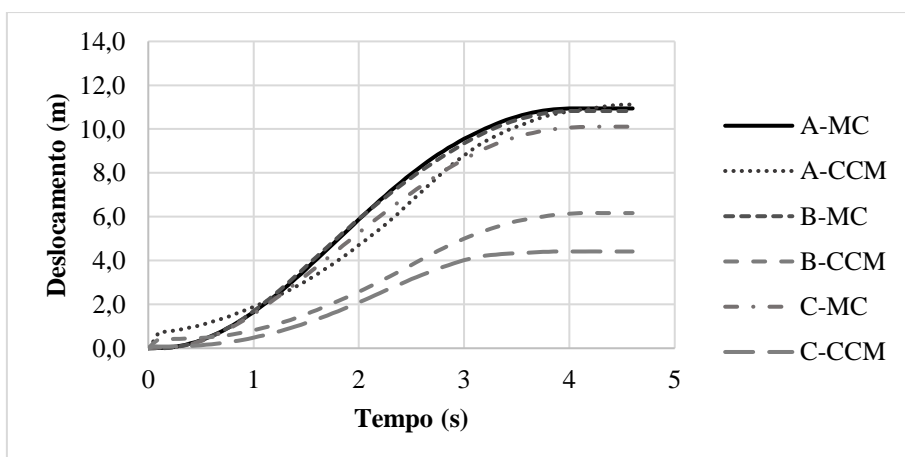


Figura 6.26. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$)

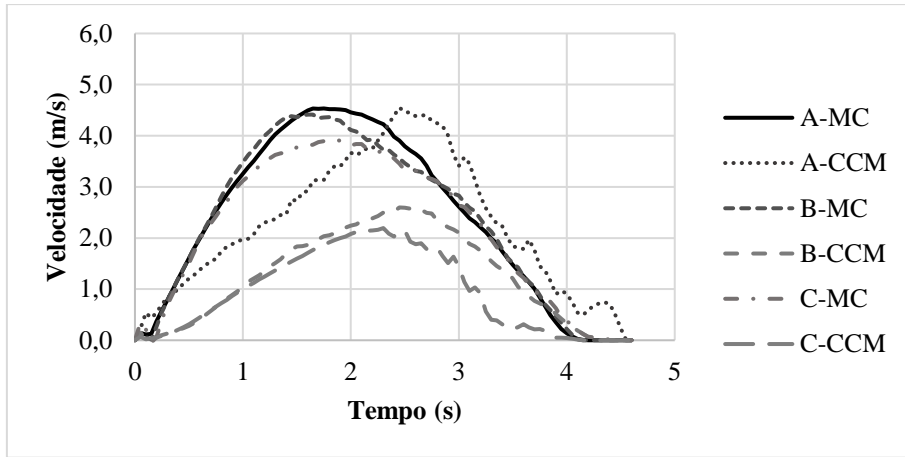


Figura 6.27. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$)

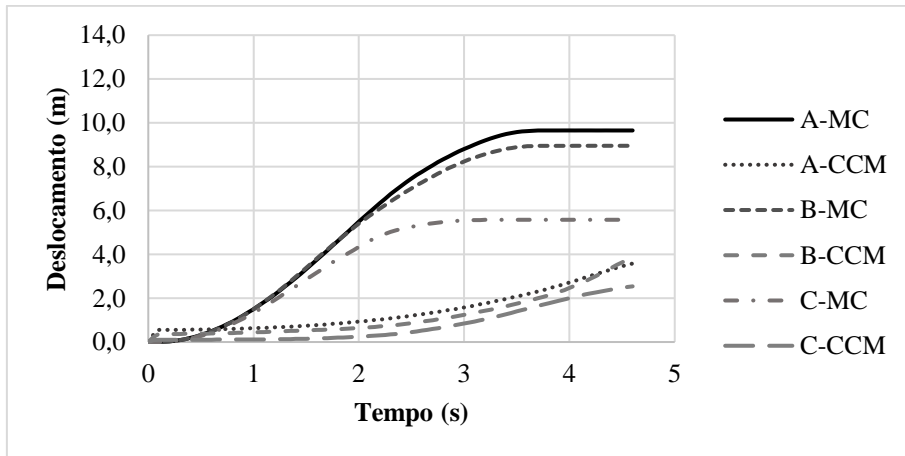


Figura 6.28. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$)

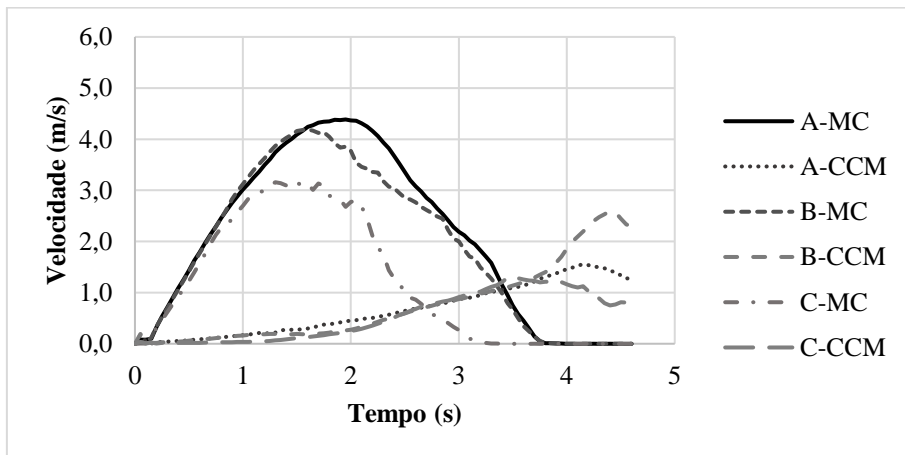


Figura 6.29. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$)

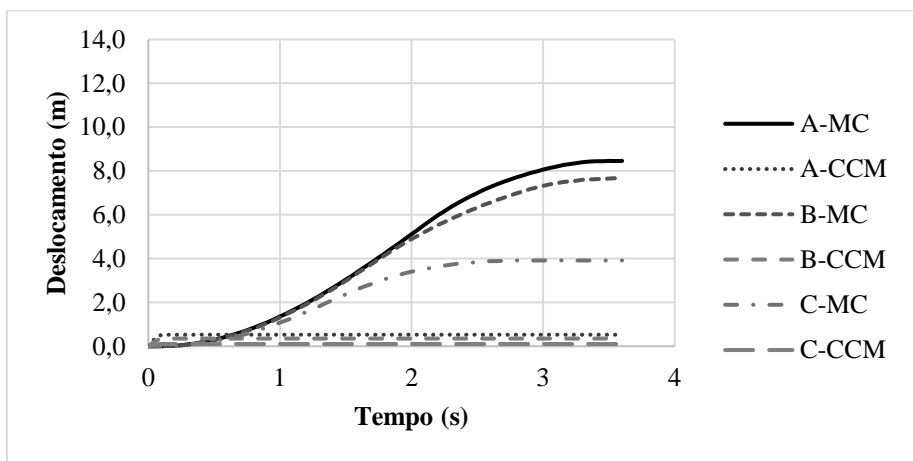


Figura 6.30. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$)

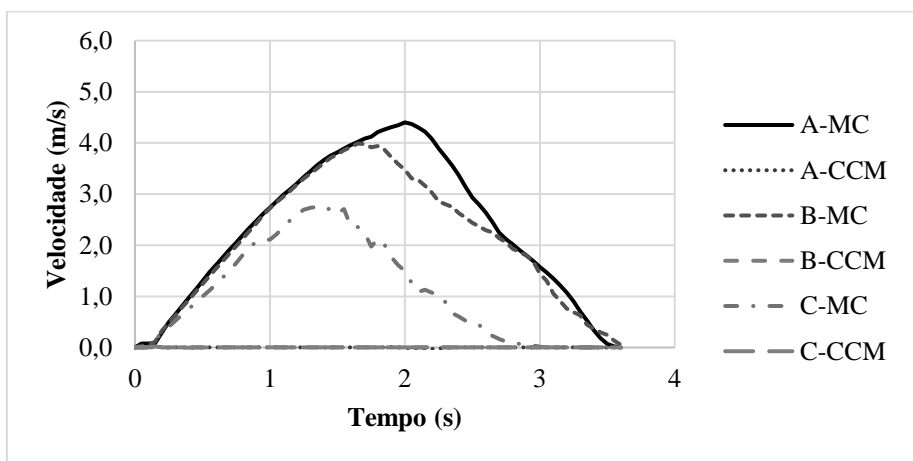


Figura 6.31. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$)

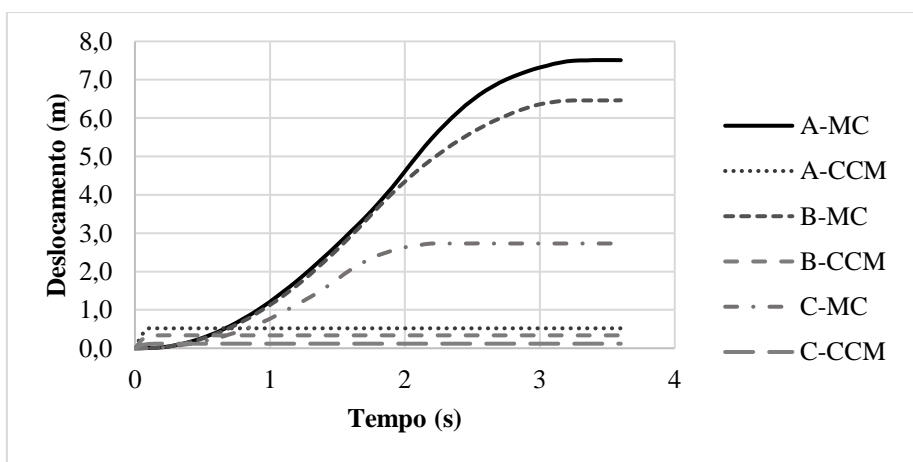


Figura 6.32. Deslocamento dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$)

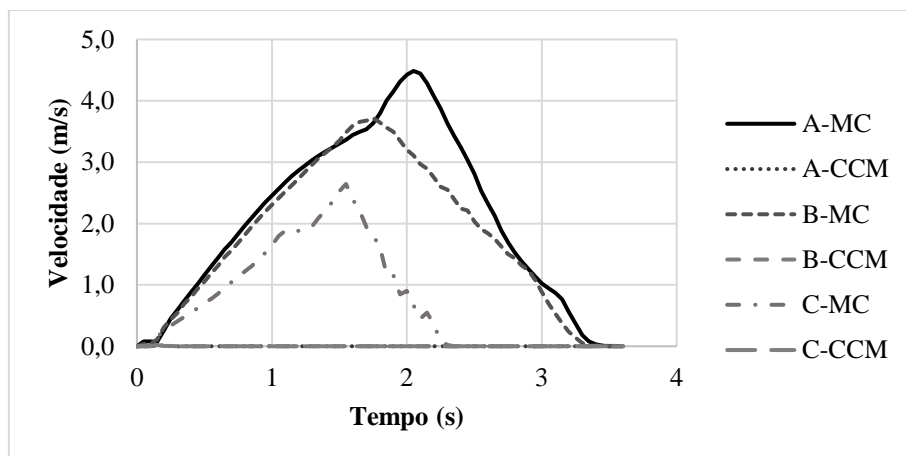


Figura 6.33. Velocidade dos pontos no topo (A), metade (B) e pé (C) do talude com diferentes modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$)

O comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G é apresentado nos gráficos $p'-q$ da Figura 6.34, Figura 6.35, Figura 6.36, Figura 6.37 e Figura 6.38. Observa-se que os pontos dos taludes rompidos cruzam a linha de estado crítico enquanto os pontos dos taludes que ficam estáveis com este modelo ficam embaixo da linha.

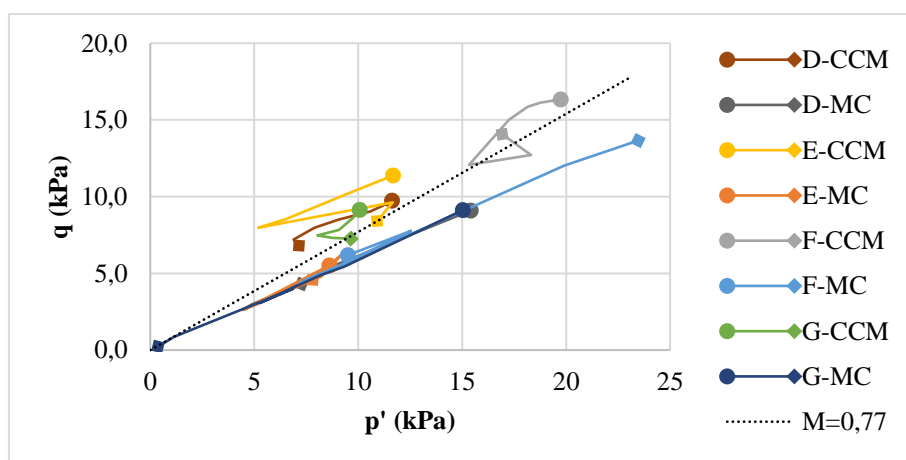


Figura 6.34. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=20^\circ$, $M=0,77$)

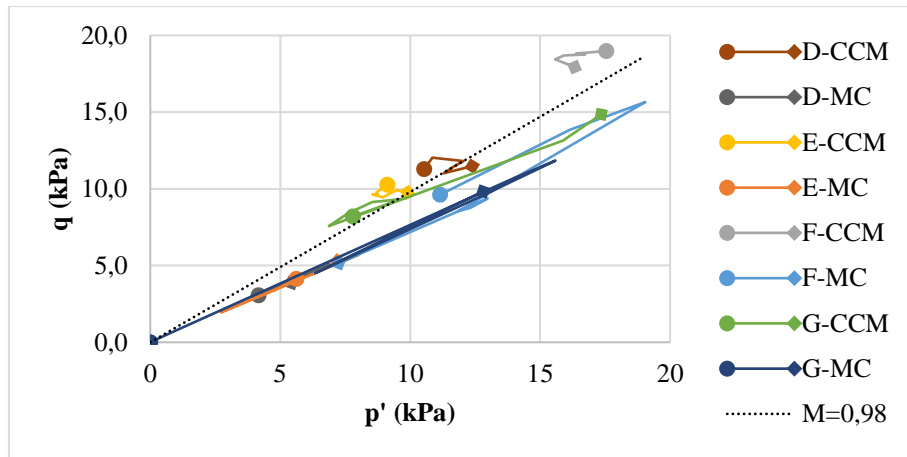


Figura 6.35. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=25^\circ$, $M=0,98$)

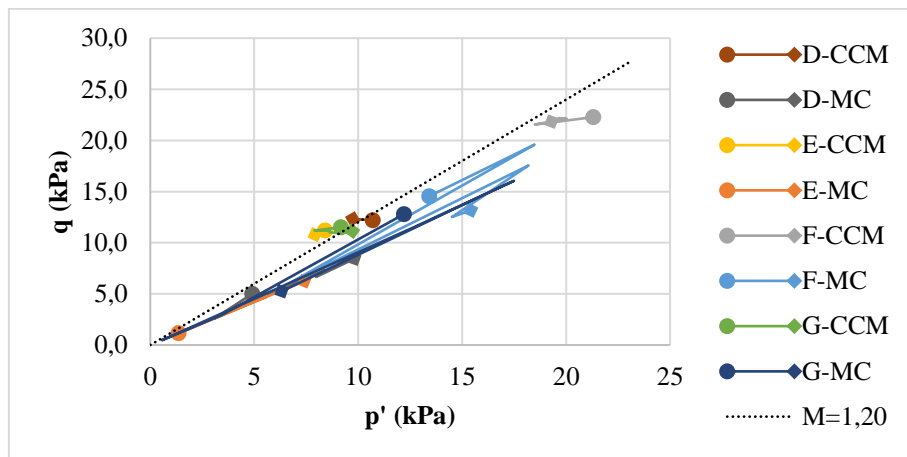


Figura 6.36. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=30^\circ$, $M=1,20$)

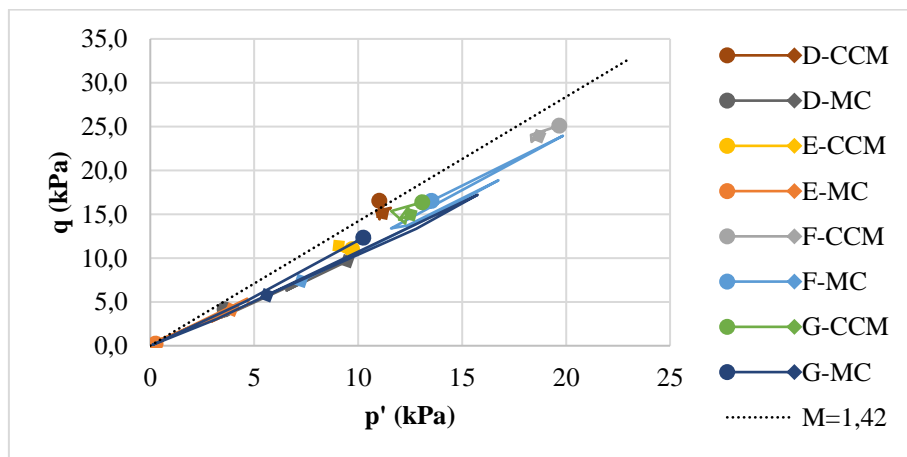


Figura 6.37. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=35^\circ$, $M=1,42$)

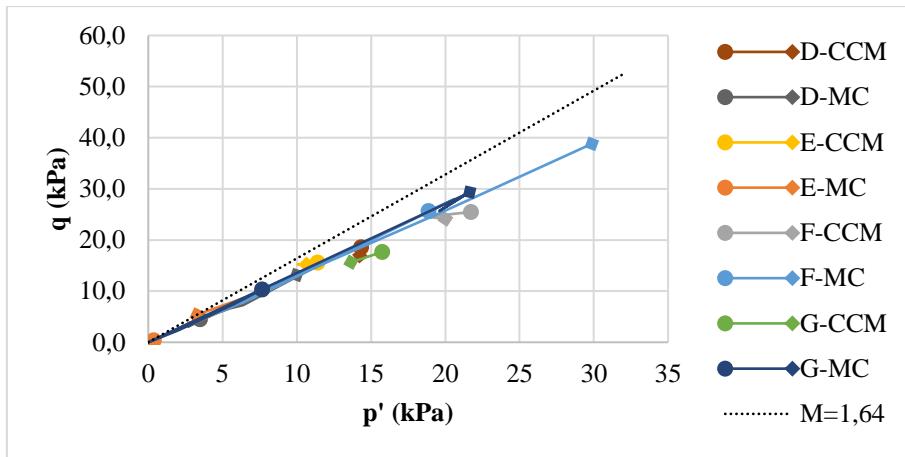


Figura 6.38. Comportamento na ruptura dos pontos D, E, F, G com os dois modelos ($\phi'=40^\circ$, $M=1,64$)

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da dissertação de acordo aos objetivos da pesquisa. As sugestões de possíveis trabalhos futuros para dar continuidade ao tema proposto também são incluídas.

7.1 CONCLUSÕES

Os movimentos de massa são fenômenos naturais especialmente catastróficos. Realizar estudos através de métodos que permitam a avaliação numérica de seu comportamento é essencial para mitigar e prevenir os possíveis impactos gerados por esses eventos. Métodos tradicionais como o Método do Equilíbrio Limite e outros métodos mais avançados, mas igualmente conhecidos como o Método dos Elementos Finitos, não conseguem lidar com o problema desde o início do movimento até o final de seu desenvolvimento.

O Método do Ponto Material explicado e utilizado nesta investigação revelou-se eficiente para analisar as três etapas de um movimento de massa: antes da ruptura, a ruptura e o desenvolvimento, como foi observado no Capítulo 5 onde se verificou a capacidade do método para avaliar diferentes condições, geometrias e parâmetros nos taludes estudados. O MPM com sua descrição híbrida lagrangeana-euleriana acaba sendo uma alternativa para analisar diferentes tipos de deslizamentos em termos relativamente simples, com custo computacional aceitável se comparado a outros métodos, tais como DEM. Esta dissertação e alguns outros trabalhos apresentados na revisão bibliográfica são uma demonstração disso.

O Anura 3D como software especializado em análises geotécnicas com o uso do MPM foi uma ferramenta adequada que ofereceu os recursos necessários para executar este trabalho. Era evidente durante o curso da pesquisa que o software está direcionado para o trabalho acadêmico e alguns desenvolvimentos no código ainda são necessários para evitar problemas de instabilidade numérica, que neste caso podem ser resolvidos por atualizações e novos algoritmos que melhoram o método como explicado no Capítulo 2. O uso do Paraview como

software de pós-processamento ofereceu uma facilidade para analisar os resultados do Anura 3D®, no entanto, alguns detalhes como a seleção dos pontos materiais e a leitura de algumas variáveis de estado apresentam algumas dificuldades. Mesmo assim, o software possui as condições necessárias para realizar avaliações de movimentos de massa, tal como demonstrado no Capítulo 4 onde várias validações foram executadas e comparadas com soluções analíticas e os resultados de simulações numéricas realizadas com outros métodos (MEF/ALE).

Já em referência aos modelos constitutivos, foi possível apreciar o comportamento de cada um deles ao avaliar a mesma situação. Em primeiro lugar e apesar da sua simplicidade, o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb permitiu analisar a influência de importantes parâmetros do material, tais como o peso específico, a coesão, o ângulo de atrito e a rigidez num movimento de massa. Em seguida, uma calibração permitiu fazer uma comparação com o modelo elastoplástico Cam-Clay modificado, com o qual a influência do parâmetro M foi analisada e diferenças importantes com o primeiro modelo mencionado puderam ser identificadas. Como o Cam-Clay é um modelo um pouco mais avançado que contempla em sua formulação o endurecimento, amolecimento, estados críticos e a história do material, considera-se que os resultados obtidos em cada simulação podem estar mais próximos da realidade se comparados aos de Mohr-Coulomb. No entanto, é difícil afirmar que a resposta obtida com cada modelo é verdadeira ou falsa, pois seria necessário realizar mais estudos (numéricos e experimentais) para chegar a uma conclusão definitiva.

Por outro lado, cada um dos parâmetros analisados produziu uma resposta considerada importante para esta dissertação. Com o módulo de Young estudado antes, durante e após a ruptura, verificou-se que sua influência é significativa na estabilidade do movimento, isto é, antes da ruptura. Quando o módulo é maior, os deslocamentos apresentados nos taludes avaliados são menores e, se combinados com pequenos valores de coesão, podem estabelecer totalmente o comportamento antes do deslizamento. Exatamente esse parâmetro, a coesão, foi muito importante na análise da estabilidade. Os estudos mostraram que pequenas variações na coesão determinam a evolução de um movimento de massa. Quando a ruptura é alcançada em um modelo elástico perfeitamente plástico como o Mohr-Coulomb, a rigidez tende a zero e o fator que determina as distâncias percorridas ou as velocidades atingidas é a coesão de acordo com os exemplos estudados. Aumentar ou diminuir em pequenas magnitudes a coesão determinará a formação do mecanismo de ruptura e o desenvolvimento do movimento de massa.

No entanto, o estudo da coesão em uma geometria diferente com valores até 20 vezes superiores aos inicialmente utilizados, não produziu resultados conclusivos. O aumento da magnitude neste parâmetro fez com que os taludes modelados apresentassem o deslizamento do tipo tombamento e não do tipo escorregamento que era esperado. O tempo em que o movimento se desenvolveu aumentou ou diminuiu sem um padrão aparente, assim como as variáveis de distância e velocidade eram difíceis de prever. De acordo com a revisão da literatura, esses resultados podem ser o efeito do uso de um modelo elástico perfeitamente plástico que não contempla a redução da coesão para um valor residual quando as deformações plásticas são alcançadas após a ruptura, ou seja, pode ser uma resposta à limitação do modelo constitutivo.

A influência do ângulo de atrito foi explicada usando uma geometria não muito inclinada que permitiu estudar os valores de ϕ em um intervalo considerável. Neste caso, o ângulo de atrito determina a estabilidade de um movimento se o seu valor for alto e, no desenvolvimento deste, definirá a distância percorrida pela massa instável. Em um material puramente friccional, verificou-se que após o rompimento, o movimento se estabiliza quando o ângulo de repouso que corresponde ao mesmo valor do ângulo de atrito é formado.

A análise do parâmetro M calculado a partir dos ângulos de atrito utilizados, verificou a diferença entre os modelos constitutivos. Embora os taludes com diferentes ângulos de atrito tenham atingido a ruptura quando avaliadas com Mohr-Coulomb, o mesmo não ocorreu com Cam-Clay e a variação de M , já que dois dos taludes estudados permaneceram estáveis. Essas diferenças indicam que os movimentos de massa podem ser influenciados por outros parâmetros que o último modelo contempla.

Outros parâmetros e variáveis, como o peso específico e coeficiente de Poisson, também foram estudados. Com todos os testes realizados, conclui-se que nenhum dos dois aparentemente tem influência sobre o desenvolvimento de um movimento de massa, uma vez que ao mudar seu valor a resposta do deslizamento permaneceu igual.

7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com a pesquisa realizada até o momento, a revisão bibliográfica, as limitações encontradas e as conclusões estabelecidas, sugere-se aprofundar nos seguintes tópicos em trabalhos futuros:

- Usar outros modelos constitutivos que representem o comportamento de um solo para simular movimentos de massa e posteriormente comparar seus resultados com os apresentados aqui.
- Estudar o conceito de coesão residual e implementá-lo em um modelo para simular o desenvolvimento de um movimento de massa, variando seus valores.
- Realizar mais análises envolvendo a variação dos parâmetros do Cam-Clay modificado para descobrir quais influenciam o desenvolvimento de um movimento de massa.
- Executar o mesmo trabalho realizado nesta dissertação, desta vez em um talude onde a instabilidade seja gerada por outros fatores como água ou terremotos.
- Implementar uma formulação que permita a análise hidromecânica acoplada de problemas de instabilidade de talude.
- Simular o impacto de barreiras rígidas e flexíveis utilizando o método do ponto material.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABE, K. & KONAGAI, K. (2016). Simulação numérica para o processo de deslizamento de um fluxo de detritos utilizando o método do ponto material de profundidade média (em Inglês). *Soils & foundations*. 56 (5), pp 869-888.

Abe, K., Johansson, J., Konagai, K. (2007). Um novo método para a análise de fluxo de detritos e previsão de movimento de escorregamentos rápidos e longos com MPM (em Japonês). *JSCEJ. Geotech. Geoenviron. Eng.*63(1),93–109.

ABE, K., NAKAMURA, S., NAKAMURA, H. & SHIOMI, K. (2017). Estudo numérico do comportamento dinâmico de modelos de taludes incluindo camadas fracas, desde a deformação até a falha usando o método de ponto material (em Inglês). *Soils and Foundations* 57, pp 155-175. Doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2017.03.001>

ABE, K., SOGA, K. & BANDARA, S. (2013). Método do ponto material para problemas hidromecânicos acoplados (em inglês). *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140. Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001011

AGHDA SF, BAGHERI V (2015) Avaliação de métodos de zoneamento de risco de escorregamentos induzidos por terremoto: um estudo de caso de Sarein, Irã, terremoto (1997) (em Inglês). *Arabian Journal of Geosciences* 8(9):7207–7227

AL-KAJAJI, I. (2013). Formulação de um método de ponto material dinâmico para problemas geomecânicos (em Inglês). Tese Doutoral. Stuttgart University, Germany, 261p.

Anura 3D® (2017) Anura3D MPM Software – Tutorial Manual. Anura3D MPM Research Community.

ARISTIZÁBAL, E., VÉLEZ, J., MARTÍNEZ., H. & JABOYEDOFF, M. (2016). SHIA_Landslide: um modelo conceitual e fisicamente distribuído para prever a ocorrência temporal e espacial de deslizamentos rasos desencadeados por chuvas em bacias tropicais e montanhosas (em Inglês). *Landslides* 13(3), p. 497-517 DOI 10.1007/s10346-015-0580-7

AUGUSTO FILHO, O. (1992). Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS/ABGE/PUCRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2.

BELYTSCHKO, T., LU, Y.Y. & GU, L. (1994). Método Galerkin livre de elementos (em Inglês). *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 37(2), pp, 229–256. Doi: 10.1002/nme.1620370205

BENEYTO, P., GUTIERREZ, G., MROGINSKI, J., DI RADO, H & AWRUCH, A. (2012). Análise da evolução de superfícies de deslizamento em solos coesivos utilizando otimização heurística (em espanhol). *Mecánica computacional*. XXXI, pp 845-856

BHANDARI, T., HAMAD, F., MOORMANN, C., SHARMA, K & WESTRICH, B. (2016). Modelagem numérica da falha de um talude gerada por um sismo utilizando o MPM (em Inglês). *Computers and Geotechnics* 75, p. 126-134.

BORFECCHIA F, DE CANIO G, DE CECCO L, GIOCOLI A, GRAUSO S, LA PORTA L, MARTINI S, POLLINO M, ROSELLI I, ZINI A (2016) Mapeamento do risco de deslizamentos induzidos por terremotos em torno da principal rede de oleodutos do Vale Agri (Basilicata, sul da Itália) por meio de duas abordagens de modelagem baseadas em SIG (em Inglês). *Natural Hazards* 81(2):759–777

CECCATO, F. & SIMONINI, P. (2017). Desenho numérico de sistemas de proteção contra deslizamentos de terra (em Inglês). *Conference on Numerical Methods in Geotechnics*. TUHH, Hamburg, Germany.

CECCATO, F., CHMELNIZKIJ, A., FERN, J., PINYOL, N., ROHE, A. & YERRO., A. (2017). Anura3D MPM Research Community. Anura3D MPM Software Tutorial Manual. Versão 2017.2

COETZEE, C. J., BASSON A. H., & VERMEER, P. A. (2006). Modelação discreta e contínua de enchimentos de máquinas escavadoras (em Inglês). *Journal of Terramechanics*. 44(2), pp 177-186.

COETZEE, C. J., P. A. VERMEER, & A. H. BASSON. (2005) Modelação de ancoras utilizando o método do ponto material (em Inglês). *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 29(9), pp 879-895. Doi: 10.1002/nag.439

CORDÃO, M. (2017). Notas de aula da disciplina de Adensamento. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

DONG, Y., WANG, D. & RANDOLPH, M. (2017). Deslizamento de um talude submarino simulado com o método do ponto material (em Inglês). *1st International Conference on the Material Point Method*, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 357-364.

FARIAS, M. M. (2017). Notas de aula da disciplina de Elasticidade e Plasticidade. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

FATEMIZADEH, F. & MOORMAN, C. (2015). Investigação do problema de estabilidade de encostas usando o método de ponto de material (em Inglês). *International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG2015)*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 26(1). doi:10.1088/1755-1315/26/1/012019

FERN, E. J., DE LANGE, D.A., ZWANENBURG, C., TEUNISSEN, J. A. M., ROHE, A. & SOGA, K. (2017). Investigações numéricas e experimentais de falhas de diques envolvendo materiais moles (em Inglês). *Engineering Geology* 219, pp 130–139

FERNANDES, G (2010). Caracterização geológico geotécnica e propostas de estabilização da encosta do Morro do Curral, Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas.

FREDLUND, D. G. & RAHARDO H (1993). *Mecânica de solos não saturados* (em Inglês). A Wiley-Interscience Publication. Jhon Wiley & sons, INC. Chapter 11, pp 297-344

GABRIELLI, F. & CECCATO F. (2016). Impacto de fluxos granulares secos em uma parede rígida: abordagem discreta e contínua (em Inglês). *Procedia Engineering*. 158, pp 152-157.

GINGOLD, R.A. & MONAGHAN, J.J. (197). Smoothed particle hydrodynamics: teoria e aplicação a estrelas não esféricas. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*. 181(3), pp, 375–389. Doi: <https://doi.org/10.1093/mnras/181.3.375>

GIUPONI, C., MOJTAHED, V., GAIN, A., BISCARO, C. & BALBI, S. (2015). Avaliação Integrada de Riscos de Desastres Relacionados à Água (em Inglês). *Hydro-Meteorological Hazards, Risks, and Disasters*. Amsterdam: Elsevier, 2015, Chapter 6, pp. 163- 200.

GONZÁLEZ ACOSTA, L., PANTEV, I., VARDON P.J. & HICKS M.A. (2018). O uso de MPM para estimar o comportamento de estruturas rígidas durante escorregamentos. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX*. Porto, Portugal.

GOODARZI, M. & ROUAINIA, M. (2017). Modelagem da falha de um talude usando o MPM quase-estático com uma abordagem de suavização de deformação não local (em Inglês). *1st International Conference on the Material Point Method*, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 220-225.

HIGHLAND, L.M. & BOBROWSKY, P. (2008) O manual do deslizamento de terra: uma guia para entender os deslizamentos de terra (em Inglês), Reston, Virginia, United States Geological Survey Circular 1325, 129p.

HUNGR, O., LEROUEIL, S. & PICARELLI, L. (2013). A classificação de Varnes dos tipos de movimentos de massa, uma atualização (em Inglês). *Landslides*. Doi: 10.1007/s10346-013-0436-y

IPCC (2012). Relatório especial sobre a gestão dos riscos de fenômenos meteorológicos extremos e desastres para melhorar a adaptação ao câmbio climático (em Espanhol). ISBN 978-92-9169-333-7, 32 p.

JOHANSSON, J. & K. KONAGAI (2007). Deformação induzida por deformação permanente no solo: verificação experimental do solo úmido e seco, achados numéricos relacionados a observações de campo de danos no túnel e implicações no projeto (em Inglês). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 27(10), 938-956.

KANUNGO, D.P., ARORA, M.K., SARKAR, S. & GUPTA, R.P., (2006). A comparative study of conventional, ANN black box, fuzzy and combined neural and fuzzy weighting procedures for landslide susceptibility zonation in Darjeeling Himalayas. *Engineering Geology*, 85(3-4), p. 347-366.

KONAGAI, K., JOHANSSON J. & ITOH H. (2004) Método de diferenças finitas de partículas lagrangeanas pseudo tridimensionais para modelagem de fluxos de solo induzidos por terremotos (em Inglês), *13th World Conference on Earthquake Engineering*. No 547

KUMAR, K., SOGA, K., DELENNE., J.Y. & RADJAI, F. (2017). Modelagem da dinâmica transitória de taludes granulares: MPM e DEM (em Inglês). *1st International Conference on the Material Point Method*, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 94-101.

LLANO, M., FARIAS, M. & MARTINEZ, H. (2015). Modelagem numérica do deslizamento de terra de Alto Verde usando o método do ponto material (em Espanhol). *DYNA* 82 (193), pp. 150-159. Doi: <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v82n194.48179>

LLANO, M., FARIAS, M. & PEDROSO, D. (2016). Avaliação do método do ponto material para modelar processos de escoamento em larga escala em deslizamentos de terra (em Inglês). *Landslides* 13: pp. 1057-1066. Doi: <https://doi.org/10.1007/s10346-015-0664-4>

LORENZO, R. (2015). Análise numérica do processo de instalação de estacas de deslocamento utilizando o método do ponto material. Tese Doutoral. Universidade de Brasília, Brasil. 159 p.

LORENZO, R., CORDÃO, M. & PINTO, R. (2013). Método de ponto material para problemas geotécnicos envolvendo grandes deformações (em Inglês). III International Conference on Particle based Method, Stuttgart, Germany.

MALET, J., THIERY, Y., HERVÁS, J., GÜNTHER, A., PUISSANT, A. & GRANDJEAN, G. (2009). Mapeamento da suscetibilidade ao deslizamento de terra na escala 1:1M na França: resultados exploratórios com um modelo heurístico (em Inglês). Conference on Landslide Processes: from Geomorphologic Mapping to Dynamic Modelling. A tribute to Prof. Dr. Theo van Asch, Strasbourg, France.

MAST, C., ARDUINO, P. MILLER, G. & MACKENZIE, P. (2014). Simulação de avalanche e deslizamento usando o método do ponto material: dinâmica de fluxo e interação de força com estruturas (em Inglês). *Computational Geosciences* 18(5), p. 817-830. DOI 10.1007/s10596-014-9428-9

MINISTERIO DE TRANSPORTE, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS & UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA. (2006). Manual para a inspeção visual de obras de estabilização (em Espanhol). Bogotá, Colombia. 43 p.

MIRADA, F. (2017). O método do ponto material em análises de estabilidade de taludes. The 6th international young geotechnical engineers conference (iYGEC6). Seoul, Korea.

MOORMAN, C. & HAMAD, F. (2015). Simulação dinâmica no MPM de uma massa deslizante induzida por sismos (em Inglês). International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG2015). IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 26(1). doi:10.1088/1755-1315/26/1/012024

NAZEM, M. & SHENG, D. (2005) Método lagrangeano-euleriano arbitrário para problemas de adensamento em geomecânica (em Inglês). VII International Conference on Computational Plasticity. COMPLAS VII, CIMNE, Barcelona.

NAZEM, M., SHENG, D. & CARTER, J. P. (2006). Integração da tensão e refinamento da malha para grandes deformações em geomecânica. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 65, pp,1002-1027.

OLIVELLA, X. & SARACÍBAR, C. (2000). Mecânica dos meios contínuos para engenheiros (em Espanhol). Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 329 p.

PARK, H.J., LEE, J.H., AND WOO, I., (2013), Avaliação da suscetibilidade a deslizamentos rasos induzida pela chuva usando uma abordagem probabilística baseada em SIG (em Inglês). *Engineering Geology*, 161, p. 1–15.

PINYOL, N., ALVARADO, M., PARERA, F. & Yerro, A. (2017). Novo procedimento para validar os resultados do MPM por meio de medições de PIV (em Inglês). 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 332-340.

POTTS, D. & ZDRAVKOVIC L. (1999). Análises de elemento finitos em engenharia geotécnica: teoria (em Inglês). Thomas Telford publishing, London, 440 p.

REDAELLI, I., CECCATO, F., PRISCO, C. & SIMONINI, P. (2017a). Simulações com MPM de colapso de colunas granulares com um novo modelo constitutivo para a transição sólido – fluido (em Inglês). V International Conference on Particle-based Methods – Fundamentals and Applications (PARTICLES 2017). Hannover, Germany

REDAELLI, I., CECCATO, F., PRISCO, C. & SIMONINI, P. (2017b). Transição de fluídos sólidos em fluxos granulares: simulações MPM com uma nova abordagem constitutiva (em Inglês). 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*.

ROSCOE, K.H & BURLAND, J.B. (1968). Sobre o comportamento generalizado da tensão-deformação de uma argila molhada (em Inglês). Cambridge University, pp 535-609.

SADEGHIRAD, A., BRANNON, R.M. & BURGHARDT, J. (2011). Técnica de interpolação de domínio de partículas convectivas para estender a aplicabilidade do método de ponto de material para problemas envolvendo deformações massivas (em Inglês). *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 86(12): 1435–1456.

SHINODA, M., WATANABE, K., SANAGAWA, T., ABE, K., NAKAMURA, H., KAWAI, T. & NAKAMURA, S. (2015). Comportamento dinâmico de modelos de taludes com várias inclinações (em Inglês). *Soils and Foundations*. 55 (1), 127–142. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.010>

SIMONI, S., ZANOTTI, F., BERTOLDI, G. & RIGON, R. (2008). Modelando a probabilidade de ocorrência de deslizamentos rasos e fluxos de detritos canalizados usando GEOTop-FS (em Inglês). *Hydrological processes*. 22(4), p. 532-545. DOI: 10.1002/hyp.6886

SKEMPTON, A.W. & HUTCHINSON, J. (1969). Estabilidade de encostas naturais e fundações de aterro (em Inglês), 7th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. Mexico. State-of-art Vol. P, pp. 3-35.

SOGA, K., ALONSO, E., YERRO., KUMAR, K. & BANDARA, S. (2015). Tendências na análise de grandes deformações de movimentos de massa com ênfase particular no método do ponto material (em Inglês). *Géotechnique* 66 (3), pp, 248–273. Doi: [<http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.15.LM.005>]

SPIEZIA, N., CECCATO, F., SALOMONI, V. & SIMONINI, P. (2015). Simulação de adensamento em grandes deformações: uma comparação entre o método dos elementos finitos e o método do ponto material (em Inglês). VI International Conference on Computational Methods for Coupled Problems in Science and Engineering, Venice, Italy.

SULSKY, D., CHEN, Z., SCHREYER, H.L., (1994). Método de partículas para materiais dependentes de sua história (em Inglês). *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 118, 176–196.

SULSKY, D., ZHOU, S.J., SCHREYER, H.L., (1995). Aplicação do método de partículas em células na mecânica de sólidos (em Inglês). *Comput. Phys. Commun.* 87, 236–252.

TOMINAGA, L., SANTORO, J. & AMARAL, R. (2009). *Desastres naturais: conhecer para prevenir*. São Paulo: Instituto Geológico

UZIELLI, M., NADIM, F., LACASSE, S. & KAYNIA, A. (2008). Uma estrutura conceitual para estimativa quantitativa da vulnerabilidade física a deslizamentos de terra (em Inglês). *Engineering Geology* 102, p. 251–256

VARDON, P., WANG, B. & HICKS, M. (2017). Falhas de taludes simuladas com MPM (em Inglês). 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 258-264.

VARNES, D. J. (1978). *Movimentos de massa: tipos e processos* (em Inglês). Schuster & Krizek (eds.). *Landslides: analysis and control*. Transportation Research Board Special Report 176, National Academy of Sciences, Washington DC.

WANG, B., VARDON, P. & HICKS, M. (2016b). Investigação de mecanismos de falha regressivos e progressivos em taludes usando o método do ponto material (em Inglês). *Computers and Geotechnics*. 78, pp 88-98.

WANG, B., VARDON, P. & HICKS, M. (2016c). Análise de falha de um talude usando o método do ponto material aleatório (em Inglês). *Géotechnique Letters*. 6, pp, 113–118, Doi: <http://dx.doi.org/10.1680/jgele.16.00019>

WANG, B., VARDON, P. & HICKS, M. (2018). Colapso de um talude induzido por chuva com o método de ponto de material acoplado (em Inglês). *Engineering Geology* 239, pp, 1–12. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.02.007>

WANG, B., VARDON, P., HICKS, M. & CHEN, Z. (2016a). Desenvolvimento do método do ponto material implícito para aplicações geotécnicas (em Inglês). *Computers and Geotechnics*. 71, pp 159-167.

WIECKOWSKI, Z. (2003). Modelagem de Descarga de Silo e Problemas de Enchimento pelo Método do Ponto de Material (em Inglês). *TASK Quarterly*. 7(4), pp 701-21.

WOOD, D. (1993). *Comportamento do solo e estados críticos na mecânica dos solos* (em Inglês). University of Cambridge. New York, United States, pp, 462.

YERRO, A., ALONSO E.E. & PINYOL N. M. (2015). O método do ponto material para solos não saturados (em Inglês). *Geotechnique* 65(3), pp 201–217.

YERRO, A., ALONSO E.E. & PINYOL N. M. (2016). Modelagem de problemas de grandes deformações em solos não saturados (em Inglês). *E-UNSAT. ES3 Web of Conferences* 9, 08019 Doi: [10.1051/e3sconf/20160908019](https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160908019)

YERRO, A., PINYOL N. M. & ALONSO E.E. (2016). Falha progressiva interna em deslizamentos profundos (em Inglês). *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 49, pp 2317–2332. Doi: 10.1007/s00603-015-0888-6

YERRO, A., ROHE, A & SOGA, K. (2017). Modelagem de erosão interna com o método do ponto material (em Inglês). 1st International Conference on the Material Point Method, Delft, Netherlands. *Procedia Engineering*. 175, pp 365-372.

ZABALA, F. & ALONSO, E. E. (2011). Falha progressiva da barragem de Aznalcóllar usando o método do ponto material (em Inglês). *Geotechnique* 61(9), pp 795–808. Doi: 10.1680/geot.9.P.134

ZABALA, F. (2010). Modelagem de problemas geotécnicos hidromecânicos usando o método do material (em Espanhol). Tese Doutoral. Universidad Politécnic de Cataluña. España. 118 p.

ZÊZERE, J., GARCIA, R., OLIVEIRA, S. & REIS, E. (2008). Análise probabilística de risco de escorregamentos considerando custos diretos na área norte de Lisboa (Portugal) (em Inglês). *Geomorphology* 94, p 467–495

ZHIHONG, L., NADIM, F., HONGWEI, H., UZIELLI, M. & LACASSE, S. (2010). Estimativa quantitativa de vulnerabilidade para perigos de escorregamentos baseados em cenários (em Inglês). *Landslides* 7, p. 125-134. DOI 10.1007/s10346-009-0190-3

ZHOU, S., J. STORMONT, and Z. CHEN. (1999). Simulação da resposta da geomembrana ao assentamento em aterros usando o método de ponto material (em inglês). *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 23(15), pp 1977-1994.