

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

CÁSSIO HISTER BELLAN

RETROANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDROLÓGICAS ASSOCIADAS À
INSTABILIDADE DE UMA ENCOSTA POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

Joinville

2018

CÁSSIO HISTER BELLAN

RETROANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDROLÓGICAS ASSOCIADAS À
INSTABILIDADE DE UMA ENCOSTA POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

Trabalho de conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2018

CÁSSIO HISTER BELLAN

RETROANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDROLÓGICAS ASSOCIADAS À
INSTABILIDADE DE UMA ENCOSTA POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

Esta Monografia foi julgada e aprovada como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 29 de novembro de 2018.

Banca Examinadora:

Prof.º Dr. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Msc. Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Dr. Sérgio Junichi Idehara

Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus por ter me dado forças nesta caminhada, em todo o tempo que dediquei à esta formação e em todos os momentos que abdiquei para que isso se tornasse realidade.

Aos meus pais, Celina e Hélio pela dedicação na minha formação como pessoa, conselhos, lições e incentivos. Principalmente por sempre acreditarem em mim, fazendo com que a força crescesse dentro de mim em todos os momentos mais difíceis.

Agradeço meus irmãos Cesar e Célio pelos conselhos e pelas palavras de força nos momentos que mais precisei, bem como pelas lições de persistência, as quais nunca me deixaram desistir nos momentos que fraquejei.

À minha futura esposa Ketlyn Cristina por todo o apoio, amor, parceria, incentivo e paciência, me ouvindo e aconselhando neste momento que não foi nada fácil para mim e nem para ela.

Aos meus primos/irmãos Igor, Iury e Fagner pelo incentivo e apoio e em especial ao Igor por ter me mostrado o caminho da engenharia.

Ao meu amigo Paulo Vinícius, Paulo Brunelli e Gabriel Laguna por todos os ensinamentos trocados a acerca do assunto. Ao meu amigo João Ricardo (Kadu) pela força moral e na língua inglesa durante todo o processo. Bem como a todos os amigos que de alguma forma contribuíram estando do meu lado, meus parceiros: Alan Pastre, Alan Fabris, Chiba, Renan, Rones, Fabiano, Lucas Souza, Jorge Bascini, Diego Bolzan, Elton, Gustavo Mexicano e aos outros que possivelmente não estão aqui, mas que sabem da importância que representam.

Ao mestre de obras Joelson por todo o apoio e paciência nessa fase, bem como toda a ajuda quando precisei. Ao engenheiro Fabiano pela compreensão e flexibilidade de horários disponibilizada.

E por fim, minha profunda gratidão ao meu orientador e amigo Marcelo Heidemann. Ele que me acompanhou desde Geologia da Engenharia e já neste momento me despertou a paixão pela Geotecnia, desde então teve paciência para me ouvir e responder meus questionamentos ao fim de quase toda aula e nas visitas na sala dos professores. Pela dedicação como professor, pelo compromisso com a ciência e pelo exemplo de pessoa e profissional, repito: as universidades precisam de mais professores como você.

Minha gratidão aos professores Vitor Takashi, Vanessa Lima, Helena Nierwinski, Valeria Bennack, Yader Guerrero e Paula Manica pelo apoio e paciência durante minha formação. Em especial ao professor Sérgio Idehara que sempre esteve disponível para responder questionamentos dos mais variados assuntos.

Aos que por ventura tiveram participação nesta conquista e que não foram listados aqui, meu muito obrigado!

“Você tem paciência para esperar até que a lama se assente e a água fique clara? Você pode permanecer imóvel até que a ação correta surja por si mesma? [...] O mestre olha as coisas como elas são, sem tentar controlá-las. Ele deixa que sigam seu próprio caminho, e permanece no centro do círculo.” *Lao-Tsé*

RESUMO

BELLAN, C. H. **Retroanálise das condições hidrológicas associadas à instabilidade de uma encosta por meio do método dos elementos finitos.** 2018. 108 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville, 2018.

Este trabalho objetiva realizar a retroanálise das condições hidrológicas de uma encosta com a utilização do método dos elementos finitos para posterior comparação com dados obtidos em campo e análises realizadas pelo método de equilíbrio limite. O caso estudado diz respeito a um escorregamento rotacional ocorrido em Gaspar-SC no ano de 2008, em decorrência de chuvas persistentes que atingiram a região. Para execução das análises foi necessária a definição de parâmetros de deformabilidade (E' e ν') e de resistência ao cisalhamento (ϕ' e c') representativos para o material envolvido na ruptura. Estes dados foram obtidos de ensaios previamente executados por Heidemann (2011). O modelo de Mohr-Coulomb foi empregado para descrever o comportamento do solo. Foi utilizado o software PLAXIS 2D para as avaliações de estabilidade da encosta através de análises plásticas padrão, com malha atualizada e com malha e poropressões atualizadas durante o cálculo. Foi utilizada também a metodologia de análise por redução de ϕ - c para obtenção de fatores de segurança. Foi mostrada a grande influência do tamanho de malha para o problema, bem como a convergência e definição da malha empregada no estudo. Foram analisados os contornos do modelo e foi definida uma nova configuração de topografia para que não houvesse influência desses contornos nas deformações da massa de solo. Os resultados obtidos a partir de análises plásticas com malha e com malha e poropressões atualizadas não se mostraram satisfatórios. Já os resultados das análises plásticas padrão e pela abordagem de redução de ϕ - c , mostraram pequenas diferenças com relação aos dados obtidos em campo e através de análises de equilíbrio estático. A partir do estudo verificou-se que o N.A deve atingir a cota 56 metros acima do nível do mar no interior do maciço para que haja deflagração da ruptura.

Palavras-chave: Retroanálise. Estabilidade de taludes. Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

BELLAN, C. H. **Retroanálise das condições hidrológicas associadas à instabilidade de uma encosta por meio do método dos elementos finitos.** 2018. 108 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville, 2018.

This paperwork aims to perform the retro analysis of the hydrological conditions of a slope using the finite element method for later comparison with field data and analyzes performed by the limit equilibrium method. The case studied refers to a rotational landslide that occurred in Gaspar-SC in the year of 2008, as a result of persistent rains that affected the region. To perform the analyzes, it was necessary to define deformability parameters (E and ν) and shear strength (ϕ and c) representative for the material involved in the rupture. These data were obtained from tests previously performed by Heidemann (2011). The Mohr-Coulomb model was used to describe soil behavior. PLAXIS 2D software was used for slope stability evaluations through standard plastic analyzes, with updated mesh and updated mesh and water pressures during the calculation. The methodology ϕ - c reduction analysis was also used to obtain safety factors. It was shown the great influence of the mesh size for the problem, as well as the convergence and definition of the mesh used in the study. The contours of the model were analyzed and a new topography configuration was defined so that there was no influence of these contours on the deformations of the soil mass. The results obtained from plastic analyzes with updated mesh and updated mesh and water pressures were not satisfactory. The results of the standard plastic analyzes and the ϕ - c reduction approach showed small differences with respect to the data obtained in the field and through static equilibrium analyzes. From the study it was verified that the water level should reach the quota 56 meters above the sea level inside the massif for the deflagration of the rupture.

Keywords: Retro analysis. Slope Stability. Finite element method.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1. OBJETIVOS	12
1.1.1. Objetivo Geral	12
1.1.2. Objetivos Específicos.....	12
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	13
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
2.1. MOVIMENTOS DE MASSA	14
2.1.1. Escorregamentos rotacionais	17
2.1.2. Causas e condicionantes dos movimentos de massa.....	19
2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	24
2.2.1. Métodos Clássicos de Análise por Equilíbrio Limite	29
2.2.1.1. <i>Bishop Simplificado</i>	34
2.2.1.2. <i>Morgenstern-Price</i>	35
2.2.2. Método dos Elementos finitos (MEF)	39
2.2.2.1. <i>Visão generalista</i>	39
2.2.2.2. <i>MEF na engenharia geotécnica</i>	41
2.2.2.3. <i>O software PLAXIS 2D</i>	43
2.2.2.4. <i>Análise de taludes no PLAXIS 2D</i>	44
2.2.2.5. <i>Elementos disponíveis no PLAXIS 2D</i>	47
2.2.2.6. <i>Considerações a respeito de malha</i>	48
2.2.2.7. <i>Condições de contorno</i>	51
2.2.2.8. <i>Modelo de Mohr-Coulomb</i>	52
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	58
3.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA ESTUDADO.....	58
3.2. GEOLOGIA	65
3.3. ASPECTOS PEDOLÓGICOS/GEOMORFOLÓGICOS	66
3.4. GEOTECNIA.....	66
3.5. TOPOGRAFIA	69
4. METODOLOGIA.....	71
4.1. DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E γ_{sat}	72
4.1.1. Parâmetros de deformabilidade.....	72

4.1.2. Peso específico do solo saturado (Y_{sat}).....	73
4.2. FORMULAÇÃO/VALIDAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO	74
4.2.1. Topografia e níveis de água	74
4.2.2. Hipóteses	75
4.2.3. Condições iniciais e de contorno	76
4.2.4. Composição da malha e calibração.....	77
4.2.5. Avaliação do limite lateral esquerdo do modelo.....	78
4.3. RETROANÁLISE	79
4.4. COMPARAÇÃO COM DADOS PREEXISTENTES	79
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
5.1. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E Y_{sat}	81
5.1.1. Parâmetros de deformabilidade.....	81
5.1.2. Peso específico do solo saturado (Y_{sat}).....	82
5.2. VALIDAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO	82
5.2.1. Calibração da malha	82
5.2.2. Avaliação das fronteiras do modelo.....	87
5.2.2.1. Limite lateral esquerdo.....	87
5.2.2.2. Limite lateral direito e inferior do modelo	90
5.2.2.3. Configuração de topografia assumida	90
5.3. RETROANÁLISE	91
5.3.1. Análises de estabilidade plásticas e redução ϕ - c	91
5.3.1.1. Análises plásticas.....	91
5.3.1.2. Redução ϕ - c	96
5.3.2. Comparação com dados preexistentes.....	100
6. CONCLUSÕES.....	103
REFERÊNCIAS	105

1. INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa são processos significativos dentro da dinâmica de evolução da paisagem. São responsáveis pelo processo de evolução das vertentes e conseqüentemente da superfície como um todo, e quando ocorrem eventos de grande magnitude em áreas habitadas geralmente causam elevados prejuízos socioeconômicos e por vezes ambientais (PINTO, PASSOS; CANEPARO, 2013).

Talude é o nome dado a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Pode ser ele natural (denominado encosta), ou construído pelo homem, como os cortes e aterros. É uma questão recorrente na engenharia a segurança envolvendo escorregamentos de taludes, seja se tratando de encostas naturais ou taludes de aterros que causam sérios problemas, particularmente em áreas montanhosas, chegando a se caracterizar como uma questão de ordem pública (GERSCOVICH, 2012).

Os acidentes por deslizamentos de terra são frequentes em praticamente todo o planeta. Japão, Itália, Estados Unidos, China e Brasil são exemplos de países que sofrem impactos socioeconômicos significativos com estes eventos. A perda econômica nesses países chega a atingir a ordem de bilhões de dólares por ano (SCHUSTER, 1996).

De acordo com Schuster (1996), a ocorrência de deslizamentos de terra está aumentando em todo o mundo. Espera-se que esta tendência se mantenha, devido ao aumento da urbanização e desenvolvimento em áreas propícias a deslizamentos de terra, ao contínuo desmatamento dessas áreas e ao aumento da precipitação regional causada por padrões climáticos em mudança.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) estima que em 2007 foram gastos aproximadamente R\$ 92,0 milhões de reais com obras de recuperação de encostas, estabilização de taludes, eliminação de erosões, atingindo 33,5% do total de gastos com obras emergenciais em rodovias federais (DNIT, 2009 apud MATTOS, 2009).

Segundo Chiossi (2013) acidentes fatais causados por escorregamentos são frequentes. Esses fenômenos, podem estar ligados à intensa infiltração de água no subsolo e provocam catástrofes tanto em áreas urbanas como rurais. No Brasil, esses fenômenos ocorrem em

praticamente todo o território, com predomínio no Sul, Sudeste e Nordeste. Exemplos típicos são as regiões da Serra do Mar nos estados de São Paulo, Rio de Janeiro, Espírito Santo, Paraná e Santa Catarina.

Em 2008, Santa Catarina foi palco de vários deslizamentos, que podem ser considerados verdadeiros desastres naturais. Um deles ocorreu em Gaspar-SC no dia 6 de dezembro, objeto de estudo deste trabalho. Este movimentou elevado volume de solo, destruiu algumas edificações e resultou no óbito de duas pessoas.

Visto o grande potencial destrutivo e o impacto econômico que estes deslizamentos podem causar, pode-se inferir que em áreas próximas de taludes que estão sujeitos a deslizamentos deve-se limitar a ocupação, e quando isto não é possível deve-se analisar a possibilidade de estabilização. O monitoramento do local é muito importante e pode evitar que a deflagração do movimento deixe vítimas.

De acordo com Amaral e Feijó (2004) apud Belém, Oliveira e Sampaio (2013), o uso do conhecimento científico na solução de problemas referentes a escorregamentos de taludes retrata um dos mais importantes desafios a serem encarados pelos profissionais das geociências nas próximas décadas. Enfatizam também a importância do desenvolvimento de estudos que ajudem na tomada de decisões referentes ao controle do uso do espaço urbano e que chamem a atenção para a indispensabilidade de criação de políticas preventivas que sejam capazes de evitar tragédias.

De acordo com Gerscovich (2012), o propósito da análise de estabilidade é avaliar a chance de ocorrer deslizamento de massa de solo existente em talude natural ou construído. Segundo Silva (2011), no caso das encostas as análises são executadas quando pretende-se avaliar a necessidade de medidas de estabilização para que não ocorra a ruptura e, quando se trata de taludes de origem antrópica o objetivo das análises será encontrar a inclinação adequada para o talude, contrabalanceando dois pontos fundamentais: a segurança e os custos.

Gerscovich (2012) explica que para a avaliação da segurança do talude, existem dois tipos de abordagem do ponto de vista determinístico: teoria do equilíbrio limite e análise de tensões.

Para Guidicini e Nieble (1984) os modelos baseados em equilíbrio limite são mais usados pois a análise não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento do próprio talude. Em contrapartida, Silva (2011) afirma que a aplicação dos métodos de equilíbrio limite às análises de estabilidade pode levantar algumas dúvidas no que tange à razoabilidade dos resultados, justamente pelas simplificações teóricas que caracterizam esses métodos.

Conforme Duncan (1996b), grandes passos foram dados na área de análises de estabilidade estática e análises de deformação. A ampla disponibilidade de microcomputadores trouxe notáveis mudanças nos aspectos computacionais da análise de estabilidade de taludes, uma vez que podem ser realizadas muito mais profundamente e com mais precisão do que era possível sem computadores.

Até o início da década de 70 análises realistas de deformações de encostas e aterros não foram possíveis. No entanto, o Método dos Elementos Finitos (MEF) foi desenvolvido e utilizado em um grande número de análises geotécnicas (DUNCAN, 1996b). Então, uma nova abordagem de análise dos problemas de estabilidade foi praticável, o que permitiu uma modelação mais realista das particularidades relacionadas com a obra em si (SILVA, 2011).

O MEF foi introduzido na engenharia geotécnica por Clough e Woodward (1967), é um método relativamente novo e mais poderoso do que o método do equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes (ARINZE; OKAFOR, 2017). Abderrazak et al. (2018) utilizaram o MEF e concluíram que para se obter maior precisão na avaliação da estabilidade do talude, é preferível a utilização de métodos numéricos.

De acordo com Duncan (1996b), é fundamental para um engenheiro a resposta de algumas questões tais como: “quais os métodos mais precisos e quais os menos precisos?”, “para que condições eles são precisos?”, “quais as diferenças, em termos de resultados, entre a aplicação do MEF e a aplicação de métodos baseados na Teoria do Equilíbrio Limite?”.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Executar análises de estabilidade utilizando o método dos elementos finitos em um talude instabilizado, localizado no município de Gaspar-SC, e posteriormente comparar os resultados obtidos com os oriundos de análises pelo método do equilíbrio limite e investigação de campo.

1.1.2. Objetivos Específicos

Os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos visando alcançar o objetivo geral do trabalho:

- Executar a caracterização geotécnica da área estudada.
- Construir o modelo geomecânico bidimensional da encosta no software PLAXIS 2D;
- Definir o nível de água crítico;
- Comparar os fatores de segurança e a posição da superfície de ruptura crítica com o que foi obtido através de análises por equilíbrio limite e com a superfície de ruptura que foi estimada através de investigação de campo.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Para a organização fez-se necessária a divisão do trabalho em seis capítulos:

- O segundo capítulo apresenta a fundamentação teórica para uma maior compreensão do tema abordado, definindo e explicando a teoria base para o desenvolvimento do trabalho;
- Apresenta-se a caracterização da área de estudos no terceiro capítulo, de forma a mostrar a localização, aspectos geológicos do local, topografia da encosta, perfis estratigráficos, bem como definição de condicionantes físicas hidrológicas;
- A metodologia de análise é definida no quarto capítulo e os resultados explanados no capítulo cinco;
- No quinto capítulo são discutidos os resultados e comparados com os resultados já obtidos por meio de software que trabalha com equilíbrio limite, bem como com a situação real do escorregamento;
- Por fim, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. MOVIMENTOS DE MASSA

Movimentos de massa são movimentos que envolvem um volume de solo ou rocha que se desloca em conjunto (MACIEL FILHO, 1997). De acordo com Gerscovich (2012) estes movimentos são consequência da própria dinâmica de evolução das encostas e, conforme Pinto, Passos e Caneparo (2013) representam um importante agente externo modelador do relevo. Para Rodriguez (2005), os movimentos de massa são deslocamentos provocados por efeitos naturais ou não, que resultam em aumento da tensão cisalhante atuante (fatores externos) ou redução da resistência ao cisalhamento da massa (fatores internos).

Segundo Press et al. (2006), os movimentos de massa são classificados pelos geólogos levando-se em consideração três características: a natureza do material; a velocidade do movimento e; a natureza do deslizamento.

Os movimentos de massa vêm sendo amplamente estudados, não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função de implicações práticas e da importância do ponto de vista econômico (GUIDICINI; NIEBLE, 1984). Para Cruden e Varnes (1996) as rupturas em taludes podem ser classificadas em cinco categorias principais (Figura 2.1):

- I. Queda: Consiste no desprendimento de solo e/ou fragmentos de rocha de um talude;
- II. Tombamento: Consiste no movimento de rotação à frente do solo, e/ou de rochas, aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada;
- III. Escorregamentos (ou deslizamentos): Movimento descendente de uma massa de solo ou rocha, esse movimento ocorre ao longo de uma superfície de ruptura bem definida pode ser rotacional ou translacional;
- IV. Expansões laterais (ou espalhamento): É também uma forma de deslizamento, porém, acontece por translação. A expansão lateral decorre do movimento

súbito de uma fração de areia ou silte recoberta por argila retentora de água ou que está sendo sobrecarregada por aterro;

- V. Escoamentos: Movimento de solo, com ou sem detritos, similar à de fluidos viscosos.

Figura 2.1 – Classificação segundo Varnes (1978)



Fonte: Adaptado de Cruden e Varnes (1996)

Segundo Rodriguez (2005) a classificação de Augusto Filho (1992) merece destaque, a qual divide os escorregamentos em 4 classes: rastejo, escorregamentos, quedas e corridas (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Classificação de Augusto Filho

Processos	Características do movimento
Rastejo (creep)	Vários planos de deslocamento (internos)
	Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade
	Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes
	Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada
	Geometria indefinida
Escorregamentos (slides)	Poucos planos de deslocamento (externos)
	Velocidades médias (m/h) a altas (m/s)
	Pequenos a grandes volumes de material
	Geometria e materiais variáveis
	a) Planares: solos pouco espessos, solos e rochas c/ um plano de fraqueza
	b) circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas
c) em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza	
Quedas (falls)	Sem planos de deslocamentos
	Movimentos do tipo queda livre ou em plano inclinado
	Velocidades muito altas (vários m/s)
	Material rochoso
	Pequenos a médios volumes
	Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc
	Rolamento de Matacão
Tombamento	
Corridas (flows)	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação)

Processos	Características do movimento
	Movimento semelhante ao de um líquido viscoso
	Desenvolvimento ao longo das drenagens
	Velocidades médias a altas
	Mobilização de solo, rocha, detritos e água
	Grandes volumes de material
	Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Augusto Filho (1992) apud Rodriguez (2005)

Massad (2010) listou e definiu cada um dos movimentos de massa classificados por Vargas (1977). Esses movimentos têm ocorrido na Serra do Mar e, estão descritos no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Classificação dos movimentos de massa segundo Vargas (1977)

Tipo de movimento	Descrição
Creep ou rastejo	É um movimento lento de camadas superficiais de solo, encosta abaixo, com velocidades de alguns milímetros por ano. São detectáveis pelas árvores inclinadas na direção do talude. Com o tempo, um rastejo pode tornar-se um escorregamento verdadeiro.
Escorregamentos verdadeiros	São deslizamentos de volumes de solos ao longo de superfícies cilíndricas ou planares bem definidas.
Deslizamento de tálus	Os tálus são detritos de deslizamentos antigos, geralmente se encontram saturados. A massa de material (solo e blocos de rocha) escoam sem uma linha de ruptura bem definida, escoam como um fluido ou líquido viscoso. Os tálus não alimentados por água subterrânea (secos), podem permanecer estáveis.
Avalanches ou fluxo de detritos	São fenômenos classificados como desastres naturais, pelo seu grande poder de destruição e pelos danos que são capazes de provocar instalações e equipamentos urbanos ou à natureza. Esses movimentos de massa tem como característica se desenvolver em curtos períodos de tempo (segundos a poucos minutos), apresentam altas velocidades (5 a 20 m/s), tem grande capacidade de erosão e destruição e, transportam detritos (galhos e troncos de árvores, blocos de rocha, cascalho, areia e lama) a grandes distâncias até mesmo quando acontecem em baixas declividades (5° a 15°).

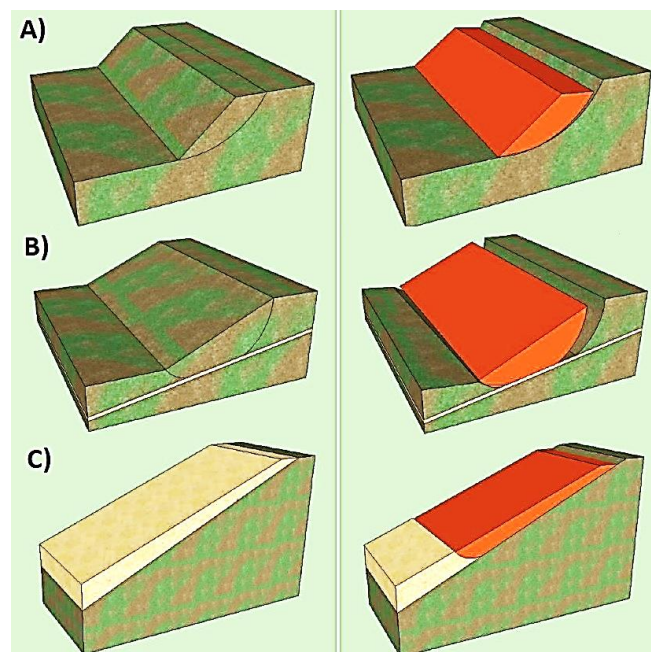
Fonte: Massad (2010)

No presente trabalho, o tipo de instabilidade analisada será um escorregamento. De acordo com Cruden e Varnes (1996) um escorregamento é um movimento descendente de solo ou massa rochosa que ocorre predominantemente em superfícies de ruptura ou em zonas relativamente finas com tensão de cisalhamento intensa.

Segundo Silva (2011), os escorregamentos podem ser divididos em escorregamentos rotacionais e escorregamentos translacionais. Os rotacionais (Figura 2.2 – A), em que a

superfície de ruptura se define com forma curva ou praticamente circular, são mais corriqueiros em solos homogêneos ou com características não muito distintas. Já os translacionais (Figura 2.2 – C), ocorrem quando a massa instável está a uma pequena profundidade, relativamente paralela à superfície do talude e acima de um substrato mais resistente. Se no interior da massa de solo há uma camada relativamente fina, constituída por um material de menor resistência, a superfície de escorregamento pode apresentar configuração mista (Figura 2.2 – B), ou seja, circular nas extremidades e plana no contato com essa camada.

Figura 2.2 – Escorregamentos de massa



Fonte: Adaptado de Silva (2011)

De acordo com Mattos (2009) pela grande variedade de materiais e processos envolvidos, a classificação do movimento de massa é geralmente complexa. O autor ressalta ainda que devem ser levados em conta parâmetros como: velocidade e mecanismo do movimento; características dos materiais; modo de deformação; geometria do movimento e quantidade de água envolvida.

2.1.1. Escorregamentos rotacionais

Segundo Gerscovich (2012), escorregamentos rotacionais são escorregamentos caracterizados por movimentos de massa rápidos e com uma superfície de ruptura bem definida. Essa superfície de ruptura tende a ser circular quando ocorre em solos relativamente

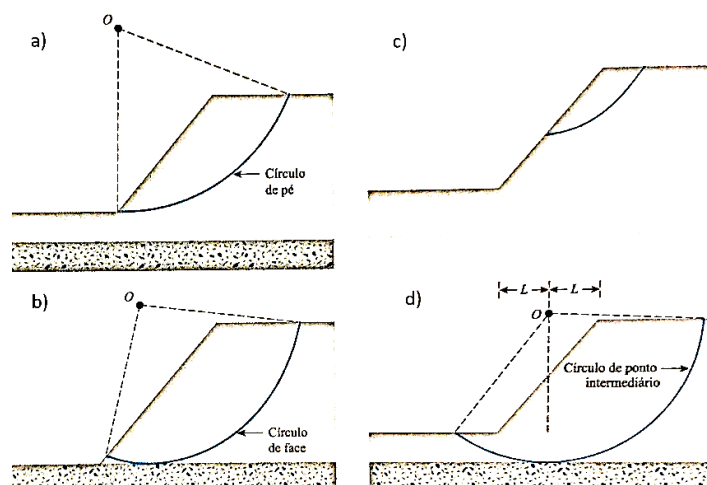
homogêneos. De acordo com Guidicini e Nieble (1984) esses movimentos são de duração relativamente curta e de massas que são geralmente bem definidas quanto ao seu volume, no qual o centro de gravidade se movimenta para baixo e para fora do talude.

Para Cruden e Varnes (1996) o movimento não ocorre inicialmente ao longo de toda a superfície de ruptura, o volume de material deslocado aumenta a partir de uma área de falha local. Explicam também que frequentemente os primeiros sinais de movimento do solo são rachaduras na superfície ao longo das quais a superfície de ruptura se forma.

As rupturas circulares em taludes, geralmente, acontecem de uma das seguintes maneiras (BRAJA, 2011):

1. Ruptura de face: acontece quando a superfície de deslizamento intercepta a face do talude ou passe acima de sua base. Quando o círculo de ruptura passa pelo pé do talude, é denominado círculo de pé (Figura 2.3 – a), se passar acima do pé do talude é denominado círculo de face (Figura 2.3 – b);
2. Ruptura superficial de face: é possível que a superfície de ruptura passe pela face e acima da base do talude (Figura 2.3 – c);
3. Ruptura de base: a superfície de deslizamento passa a alguma distância abaixo do pé do talude, neste caso o círculo de ruptura é chamado de círculo de ponto intermediário (Figura 2.3 – d).

Figura 2.3 – Modos de ruptura de um talude finito



Fonte: Adaptado de Braja (2011)

Os movimentos rotacionais movem-se ao longo de uma superfície de ruptura que é curvada e côncava. Se a superfície é circular ou cicloidal em perfil, a massa deslocada pode

mover-se ao longo da superfície com pouca deformação interna. A parte inicial superior da massa de solo, próxima ao início da superfície de deslizamento, pode mover-se quase verticalmente para baixo, enquanto a superfície superior do material deslocado se inclina para trás (CRUDEN; VARNES, 1996).

Cruden e Varnes (1996) ressaltam ainda que a incidência de escorregamentos rotacionais em depósitos de materiais (aterros) tem sido maior que a de outros tipos de movimento, devido às características deste movimento, que ocorre com maior frequência em materiais homogêneos. Materiais naturais raramente são uniformes, então os escorregamentos nesses materiais geralmente seguem heterogeneidades e descontinuidades.

A ruptura ocorre pela superfície que apresenta a menor resistência. Quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material, a deflagração do movimento ocorre (GERSCOVICH, 2012). Conforme Guidicini e Nieble (1984), o decréscimo na relação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões médias cisalhantes é gradual, envolve uma deformação progressiva da massa de solo que se encontra acima da superfície de escorregamento e um movimento em declive de todos os pontos situados na superfície dessa massa de solo.

Após o deslizamento a parte da encosta que se manteve estável pode ficar com forma quase vertical e sem suporte. Movimentos adicionais podem acontecer, atuar como sobrecarga e causar o retrocesso do deslizamento da massa primeiramente deslocada. Às vezes, as margens laterais da superfície de ruptura podem ser suficientemente altas e íngremes para que esse solo se mova para dentro da depressão formada pelo movimento de massa. A água pode depositar-se logo atrás da crista da massa de solo deslocada, formando um lago. Essa interrupção na drenagem, pode manter o material deslocado úmido e perpetuar os movimentos da encosta até que uma encosta com inclinação suficientemente baixa seja formada e permaneça estável (CRUDEN; VARNES, 1996).

A velocidade de deflagração de um deslizamento aumenta mais ou menos rapidamente, de quase zero até ao menos 0,30 metros por hora (TERZAGHI, 1967 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1984), diminuindo então a um valor ínfimo, mas, podem ser atingidas velocidades da ordem de alguns metros por segundo.

2.1.2. Causas e condicionantes dos movimentos de massa

Os movimentos de massa são processos que envolvem muitas variáveis, desta forma, pode-se constatar a dificuldade relacionada à remediação ou mitigação destes processos, uma

vez que é muito importante detectar a sua causa para a definição de uma solução para o problema (HEIDEMANN, 2011).

Para Pinto, Passos e Caneparo (2013), os fenômenos são desencadeados por uma série de condicionantes que se manifestam intrínsecos e correlacionados, podendo ser intensificados pela ação do homem.

Gerscovich (2012) explica que os deslizamentos podem ocorrer caso haja aumento das tensões cisalhantes mobilizadas ou redução da resistência ao cisalhamento. Desta forma, de acordo com Varnes (1978) apud Gerscovich (2012), os mecanismos deflagradores de movimentos de massa podem ser divididos em dois grupos (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Classificação dos fatores deflagradores de movimentos de massa segundo Varnes (1978)

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção de massa (lateral ou de base)	Erosão, escorregamentos, cortes.
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, acúmulo natural de material (depósitos), peso da vegetação, construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, explosões, tráfego, sismos induzidos.
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo.
	Características inerentes ao material (geometria, estruturas)	Caraterísticas geomecânicas do material.
Redução da resistência ao cisalhamento	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência. Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência. Variação das poropressões. Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc). Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção). Geração de excesso de poropressão, como resultado de implantação de obras. Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.

Fonte: Gerscovich (2012)

Dentre os mecanismos listados no Quadro 2.3, a ação antrópica pode se manifestar tanto como indutora de aumento das tensões cisalhantes mobilizadas (execução de cortes com altura/inclinação incorreta; execução deficiente na geometria, compactação e fundação de aterros e; lançamento de lixo nos taludes), como na redução da resistência ao cisalhamento (remoção da cobertura vegetal; lançamento e concentração de águas pluviais e/ou servidas e; vazamentos na rede de abastecimento, esgoto e presença de fossas) (GERCOVICH, 2012).

Para Chiossi (2013), os escorregamentos são resultantes do aumento da poropressão em camadas de material de permeabilidade bastante baixa ou de escavações/cortes na base do talude.

Pinto, Passos e Caneparo (2013), explicam que alguns condicionantes possuem maior peso no desencadeamento de movimentos de massa e processos erosivos, tendo por exemplo: a declividade, a pluviosidade, o uso do solo e cobertura vegetal, em detrimento de outros como, a orientação das vertentes, forma das vertentes, distância dos rios e altitude.

Massad (2010) definiu algumas causas para cada tipo de escorregamento de acordo com a classificação de movimentos de massa desenvolvida por Vargas (1997). De acordo com Massad (2010) para escorregamentos verdadeiros (superfícies cilíndricas ou planares bem definidas) várias são as causas que levam à ruptura do material, como:

- Alteração da geometria do talude através do descalçamento do seu pé (cortes ou escavações) ou retaludamentos com o aumento da sua inclinação.
- Colocação de sobrecargas no topo dos taludes aumentando tensões que tendem a desestabilizar o talude.
- Infiltração de águas de chuvas, que podem aumentar as poropressões ou causar um “amolecimento” do solo (diminuição dos parâmetros de resistência, principalmente da coesão aparente).
- Desmatamento e poluição ambiental, que acarretam na destruição da vegetação, esta que tem um papel importante na estabilização de encostas pela: absorção da água da chuva; facilitação do escoamento das águas e; reforço que suas raízes conferem à resistência ao cisalhamento dos solos que as suportam.

De acordo com Terzaghi (1967) apud Mattos (2009), podem ser agrupadas em três tipos as causas dos escorregamentos: internas, externas e intermediárias (Quadro 2.4).

Quadro 2.4 – Classificação das causas de movimentos de massa Terzaghi (1967)

Causas	Descrição
Externas	São devidas a ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. Esta alteração resulta num acréscimo das tensões cisalhantes, que igualando ou superando a resistência intrínseca do solo leva o maciço à condição de ruptura, por exemplo, aumento da inclinação do talude, deposição de material ao longo da crista do talude, efeitos sísmicos.
Internas	São aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o aspecto geométrico visível, podendo ser: aumento de pressão na água intersticial; decréscimo da coesão.
Intermediárias	São as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas. Efeitos da água subterrânea, efeitos de resfriamento, intemperismo das rochas, mudanças na cobertura vegetal dos taludes.

Fonte: Mattos (2009)

Guidicini e Nieble (1984) diferenciam os agentes e causas dos movimentos de massa. Explicam que a causa é o modo de atuação de determinado agente e que diferentes causas podem estar relacionadas ao mesmo agente, por exemplo: o agente água pode atuar na estabilidade de uma massa desencadeando um processo de solifluxão (encharcamento do material provocado por degelo), enquanto, no caso da liquefação espontânea do material a causa será o aumento da poropressão. Fazem também a separação dos agentes em: agentes predisponentes e agentes efetivos (Quadro 2.5).

Quadro 2.5 – Distinção entre agentes predisponentes e efetivos (preparatórios e imediatos)

Agentes	Exemplos	
Predisponentes: conjunto de condições intrínsecas, função apenas de condições naturais	Complexo geológico (natureza petrográfica, estado de alteração por intemperismo, falhamentos e dobramentos, orientação e mergulho das camadas, formas estratigráficas, intensidade de diaclasamento, etc), complexo morfológico (inclinação superficial, massa, forma do relevo), complexo climático-hidrológico (clima, regime de águas meteóricas e subterrâneas), gravidade, calor solar e o tipo de vegetação original	
Efetivos: conjunto de elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento do movimento de massa (inclui a ação humana)	Efetivos preparatórios	Pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível dos lagos e marés e do lençol freático, ação humana e de animais, inclusive desflorestamento
	Efetivos imediatos	Chuva intensa, fusão de gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem, etc

Fonte: Guidicini e Nieble (1984)

De acordo com Heidemann (2011) a junção entre um mecanismo deflagrador e as predisposições da encosta à ruptura gera a condição necessária para a ocorrência do movimento. Desta forma, é imprescindível a identificação das características da encosta (que a tornam suscetível à ruptura) e dos fatores que podem resultar na deflagração do movimento quando se objetiva compreender esses fenômenos.

Analisando todos os mecanismos deflagradores de rupturas, pode-se perceber a grande influência da água na estabilidade de taludes. Para Mattos (2009) o principal agente deflagrador natural de movimentos de massa no Brasil são eventos pluviométricos intensos, que acontecem geralmente em períodos chuvosos, períodos esses que variam de acordo com a região do território.

Segundo Chiossi (2013), os deslizamentos são causados principalmente pela precipitação anormal das chuvas. Explica ainda que, quando há excesso de água livre no material, ele pode transformar-se em uma suspensão desprovida de resistência ao cisalhamento, logo, são comuns deslizamentos durante ou logo após estações chuvosas.

Carmignani e Fiori (2009) explicam que a modelagem do processo precipitação-vazão envolve um conjunto de processos como: precipitação, interceptação da água, evapotranspiração, infiltração, percolação, armazenamento da água no subsolo e na superfície, vazões superficiais e subsuperficiais e cada um, é composto por outros subprocessos. De acordo com Horton (1993) apud Carmignani e Fiori (2009), pode-se considerar a superfície do solo como um filtro e separar a precipitação em dois componentes básicos:

- Escoamento superficial: envolve a parcela de água precipitada que se desloca sobre a superfície do solo até alcançar os rios (solo relativamente impermeável, saturado ou com capacidade de infiltração excedida);
- Escoamento subsuperficial: engloba a parcela de água que se infiltra no solo e, pelo fluxo subterrâneo, desloca-se para o rio.

Carmignani e Fiori (2009) enfatizam ainda o fato de que o escoamento subsuperficial controla o intemperismo, afeta diretamente a estabilidade dos taludes e a erodibilidade dos solos (que também tem relação com a estabilidade dos taludes, visto que os processos erosivos, muitas vezes, aumentam as solicitações atuantes no maciço (Quadro 2.3)).

A água armazenada na zona não saturada do solo ocupa os vazios capilares e, desta forma, se encontra sob tensão com valor inferior ao da pressão atmosférica ou, em outras

palavras, com pressão neutra negativa (efeito de sucção) que aumenta a resistência do solo (CARMIGNANI; FIORI, 2009). Essa parcela de resistência, denominada coesão aparente, desaparece quando o solo está saturado ou seco (BOWLES, 1984 apud CARMIGNANI; FIORI, 2009).

Segundo Press et al. (2006), a natureza dos materiais que compõem o talude, representa um dos fatores que mais influencia os movimentos de massa. Para Belém, Oliveira e Sampaio (2013), os escorregamentos refletem o comportamento das partículas do solo em relação à água.

Bigarella (2003) apud Pinto, Passos e Caneparo (2013) explicam que apesar dos movimentos de massa de grandes proporções estarem associados à períodos de chuvas intensas, não acontecem somente frente à excepcionalismos pluviométricos, sendo imprescindível também levar em consideração o tempo de duração das chuvas, condutividade hidráulica e a variação do grau de saturação.

De acordo com Heidemann (2011) chuvas intensas trazem pouco efeito sobre a estabilidade de taludes que possuem solos poucos permeáveis, já que a maior parte da água será eliminada por meio de fluxo superficial. Assim, é necessário que a chuva precipite em menor intensidade e durante longos períodos para que a estabilidade seja afetada.

Em contrapartida, em taludes formados por solos que apresentam alta permeabilidade, grande parte da água precipitada infiltra no terreno, logo, chuvas intensas podem conduzir rapidamente instabilidades nesses taludes. Desta forma, as chuvas de baixa intensidade distribuídas em longos períodos pouco efeito tem nesses solos, já que é prevenida a ocorrência de poropressões elevadas devido à rápida drenagem da água infiltrada (RAHARDJO et al., 2001).

2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

De acordo com Gerscovich (2012), o propósito da análise de estabilidade é avaliar a chance de ocorrer deslizamento de massa de solo existente em talude natural ou construído. Segundo Duncan (1996a), a estabilidade do talude é analisada calculando-se o fator de segurança (FS). Esse valor deve ser determinado para a provável superfície de ruptura (superfície de ruptura crítica).

Com a finalidade de comparar a estabilidade de taludes em distintas condições de equilíbrio limite, define-se o FS como a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao deslizamento, o FS unitário corresponde à premissa de equilíbrio limite (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Para Gerscovich (2012), as análises são efetuadas pela confrontação das tensões cisalhantes mobilizadas (τ_{mob}) com a resistência ao cisalhamento (τ_f), dessa forma, determina-se um FS (Equação 2.1), o qual, quando é maior que a unidade representa estabilidade do talude, quando igual à unidade representa a ruptura e quando menor que a unidade não possui significado físico.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad \text{Equação (2.1)}$$

O tema estabilidade de taludes, é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da Norma Brasileira (NBR) 11682:2009. De acordo com NBR 11682:2009, os FS considerados têm como objetivo cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Para definir o FS adequado a dada encosta, deve-se inicialmente avaliar o projeto de acordo com o nível de segurança frente à possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme Quadro 2.6, e de danos materiais e ambientais, conforme Quadro 2.7.

Quadro 2.6 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682:2009

Quadro 2.7 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682:2009

Depois de classificados os níveis de segurança, deve-se verificar a Tabela 2.1, que representa uma recomendação da NBR 11682:2009 para os valores de FS.

Tabela 2.1 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3	
Baixo	1,5	1,3	1,2	

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da Tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico constante no Anexo D da NBR11682:2009.

NOTA 2 No caso de instabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incluindo os parâmetros de peso específico, ângulo de atrito e coesão em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser julgado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta Tabela não se aplica aos casos de rastejos, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682:2009

Conforme Massad (2010), de um modo geral, o coeficiente de segurança é uma função da coesão, ângulo de atrito, poropressão e da geometria do talude.

De acordo com Silva (2011), a execução de análises de estabilidade pode ser requerida por vários motivos. No caso das encostas (que existem com FS superior a 1) são executadas quando pretende-se avaliar a necessidade de medidas de estabilização para que não ocorra a ruptura e, quando se trata de taludes de origem artificial o objetivo das análises será encontrar a inclinação adequada para o talude, de forma que o FS seja maior que 1, contrabalaneando dois pontos fundamentais: a segurança e os custos.

Guidicini e Nieble (1984) argumentam que o número de parâmetros envolvidos na análise, a interação entre eles e a definição dos mesmo em termos absolutos levam a crer que não é possível realizar uma análise de estabilidade precisa. Mas, por outro lado, a avaliação quantitativa da estabilidade do talude deve ser feita para propiciar ao menos um número que

sirva de base para um melhor entendimento do comportamento e da sensibilidade do talude à mudança de parâmetros críticos.

Geralmente, os estudos de estabilidade seguem a seguinte metodologia (GERSCOVICH, 2012):

- I. Definição da topografia do talude;
- II. Definição das sobrecargas a serem aplicadas sobre o talude, caso existam;
- III. Execução das investigações de campo para definir a estratigrafia e identificar os elementos estruturais eventualmente presentes na massa e os níveis freáticos;
- IV. Definição das condições críticas do talude, considerando diversos momentos da vida útil da obra;
- V. Definição dos locais de extração de amostra indeformada;
- VI. Realização de ensaios de caracterização, resistência ao cisalhamento e deformabilidade (para estudos de análise de tensões);
- VII. Análise dos resultados dos ensaios para definir os parâmetros de projeto;
- VIII. Adoção de métodos de dimensionamento para a obtenção do FS ou das tensões e deformações.

Gerscovich (2012) enfatiza que a qualidade do projeto depende de alguns pontos importantes, os quais podem ser organizados em 3 tópicos:

- Confiabilidade das investigações de campo e laboratório;
- Capacidade do projetista em interpretar os resultados experimentais e definir os parâmetros de projeto;
- Capacidade do projetista em analisar os diferentes cenários possíveis que possam alterar as condições de resistência ao cisalhamento e reduzir o FS.

Segundo Gerscovich (2012), para a determinação do FS, existem dois tipos de abordagem do ponto de vista determinístico: teoria do equilíbrio limite e análise de tensões. Alguns métodos de análise conhecidos são apresentados no Quadro 2.8.

De acordo com Silva (2011), com o desenvolvimento dos computadores a implementação de modelos de análise se tornou mais fácil, principalmente dos métodos mais rigorosos. Pela rápida disseminação do computador pessoal e o grande aumento do poder de

cálculo das máquinas, rapidamente surgiram no mercado programas comerciais com a aplicação de métodos baseados no equilíbrio limite, com alta competência para resolução de problemas cada vez mais complexos, tanto no que diz respeito à geometria e estratigrafia do talude, quanto na inclusão de poropressões e de modelos de variação de força de cisalhamento.

Quadro 2.8 – Métodos de análise

Método de análise	Tipo de análise	Comentários
Estudos em modelos físicos	Fenomenológico e de projeto	Fornecem informações sobre o padrão de comportamento e informações quantitativas quanto à estabilidade de taludes, não passando, no entanto, de modelos geométricos, onde não são consideradas todas as combinações possíveis.
Modelos matemáticos	Elementos finitos e relaxação dinâmica	Alta complexidade de dados de entrada, grande custo computacional.
Equilíbrio limite	Gráfico e analítico	As forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Compara-se estabilidade de taludes em diferentes condições de equilíbrio limite através do FS, a condição de equilíbrio corresponde a um FS unitário.

Fonte: Adaptado de Guidicini e Nieble (1984)

Para Guidicini e Nieble (1984) os modelos baseados em equilíbrio limite são mais usados pois a análise não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento do próprio talude. Explicam ainda, que as variáveis e hipóteses envolvidas necessitam ser mantidas as mais simples possíveis, essencialmente quando se trata de elementos geométricos, geológico-geotécnicos e hidrológicos envolvidos, mas, nunca se deve simplificar as hipóteses quanto à superfície potencial de deslizamento considerada.

Em contrapartida, Silva (2011) afirma que a aplicação dos métodos de equilíbrio limite às análises de estabilidade pode levantar algumas dúvidas no que tange à razoabilidade dos resultados, justamente pelas simplificações teóricas que caracterizam esses métodos, então, procurou-se, neste trabalho, implementar outro tipo de análise.

Até o início da década de 70 análises realistas de deformações de encostas e aterros não foram possíveis. No entanto, o Método dos Elementos Finitos (MEF) foi desenvolvido e adaptado a essas aplicações e se tornou praticável (DUNCAN, 1996b). Portanto, uma nova abordagem de análise dos problemas de estabilidade foi praticável, o que permitiu uma modelação mais realista das particularidades relacionadas com a obra em si (SILVA, 2011).

Abderrazak et al. (2018) utilizaram o MEF e concluíram que é preferível a utilização de métodos numéricos para uma melhor precisão na avaliação da estabilidade do talude. Duncan (1996b) afirma que muito mais que um programa de computador, os engenheiros devem possuir um completo domínio da mecânica dos solos e resistência dos solos, um sólido entendimento dos programas que utilizam e competência/paciência para testar e julgar os resultados de suas análises de forma a evitar erros e uso indevido.

De acordo com Duncan (1996b), é fundamental para um engenheiro a resposta de algumas questões tais como: “quais os métodos mais precisos e quais os menos precisos?”, “para que condições eles são precisos?”, “quais as diferenças, em termos de resultados, entre a aplicação do MEF e a aplicação de métodos baseados na Teoria do Equilíbrio Limite?”.

2.2.1. Métodos Clássicos de Análise por Equilíbrio Limite

Massad (2010) define escorregamentos rotacionais e translacionais como escorregamentos verdadeiros e afirma que, a rigor, são os únicos que podem ser analisados de forma estática por meio do método de equilíbrio limite.

De acordo com Silva (2011), esses métodos trabalham unicamente por considerações de equilíbrio, adotando hipóteses para resolver a indeterminação estática associada a cada análise e desta forma determinar a estabilidade de um talude. Essas análises não requerem informações sobre o comportamento de tensão-deformação do solo, logo, não fornecem informações sobre a magnitude das deformações do talude (DUNCAN, 1996a).

Explica Massad (2010) que, conhecendo-se as forças atuantes, definem-se as tensões de cisalhamento induzidas através das equações de equilíbrio e, a análise é finalizada com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão. Segundo Gerscovich (2012), o método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo, em que, a superfície de ruptura pode assumir formato circular, poligonal ou de outra geometria qualquer.

De acordo com Massad (2010), os métodos baseados em equilíbrio limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando na realidade o processo é dinâmico;

- O FS é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Diversas variantes dos métodos de equilíbrio limite podem ser encontradas na literatura. Massad (2010) separou algumas delas, conforme apresentado no Quadro 2.9.

Quadro 2.9 – Algumas variantes dos métodos de equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite	Método do círculo de atrito	
	Método sueco (fatias)	Fellenius
		Bishop Simplificado
		Morgenstern-Price
Método das cunhas		

Fonte: Massad (2010)

O método de equilíbrio limite que será explicado no presente trabalho é o método sueco ou de fatias. Para a análise da estabilidade através desse método, várias metodologias estão disponíveis e geralmente utilizam de procedimentos iterativos para a resolução das equações.

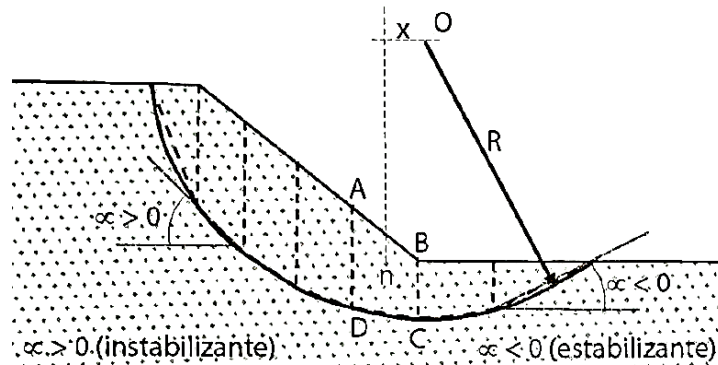
Os métodos envolvem a seleção de uma massa potencial de deslizamento, subdivisão dessa massa em uma série de fatias e consideração do equilíbrio de cada uma dessas fatias. Esses métodos têm graus variados de precisão, dependendo da adequação das hipóteses simplificadoras para a situação que está sendo analisada (DUNCAN, 1996a).

De acordo com Gerscovich (2012), o método das fatias (Figura 2.4) não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (tensão total ou efetiva), também possibilita incluir a distribuição de poropressão. A solução resume-se nas seguintes etapas:

- I. O talude é subdividido em fatias, em que: assume-se a base da fatia como linear, deve-se garantir que a base da fatia esteja contida no mesmo material e o topo da fatia não deve apresentar descontinuidades;
- II. Realiza-se o equilíbrio de forças em cada fatia, assume-se que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pelo peso de solo contido na fatia. A resistência na base da fatia pode ser definida em termos totais, resistência não drenada (S_U) ou, em termos efetivos, coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ');
- III. Calcula-se o equilíbrio do conjunto por meio da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças

tangenciais na base das fatias; o somatório dos momentos das forças interlamelares é considerado nulo.

Figura 2.4 – Método das fatias



Fonte: Gerscovich (2012)

Gerscovich (2012) explica que na concepção do método foram levadas em conta as equações de equilíbrio de forças (duas equações), equilíbrio de momentos e a envoltória de resistência, a qual é função da tensão normal. As equações são aplicadas a todas as fatias e o problema é estaticamente indeterminado, pois, tem-se um maior número de incógnitas ($6n-2$) do que de equações ($4n$), onde (n) é o número de fatias. Os métodos adotam hipóteses simplificadoras, eliminando as incógnitas e, assim obtém-se um problema estaticamente determinado. Assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central é, por exemplo, uma hipótese comum a todos os métodos.

Dentre os vários métodos existentes baseados na subdivisão da massa de solo em fatias no presente trabalho serão apresentados dois métodos clássicos, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price (que são comparados no Quadro 2.10). Apesar de o método das fatias ter sido criado pelo engenheiro Fellenius, este não será abordado, pois, segundo Massad (2010):

- O método pode levar a erros graves, devido ao tratamento que dá às pressões neutras;
- Quanto maior a poropressão, maior é a diferença do FS em relação ao método de Morgenstern-Price (método mais rigoroso tomado como referência);
- É mais conservador que Bishop Simplificado e Morgenstern-Price. Exemplo: para o caso de um talude submerso (água dos dois lados), pelo método de Fellenius o $FS=1,1$ e pelo método de Morgenstern-Price, $FS=2$;

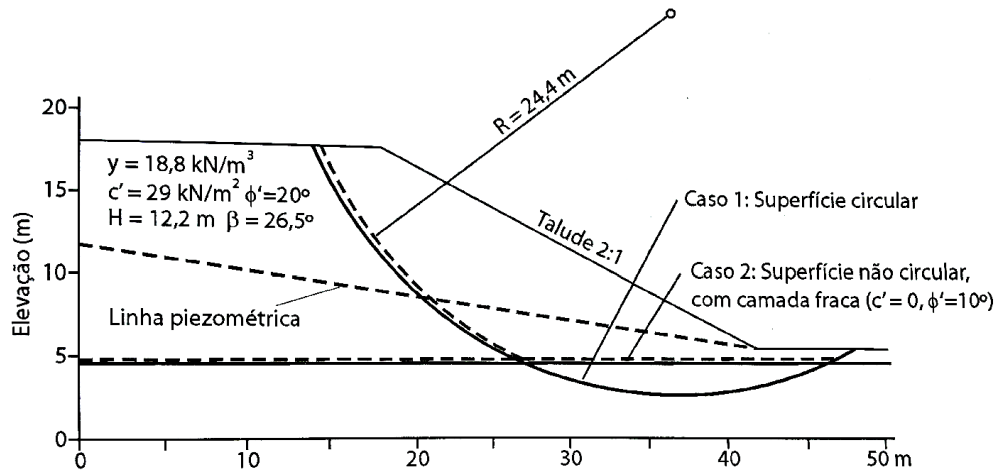
Quadro 2.10 – Características do método de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price

	Bishop Simplificado	Morgenstern-Price
Superfície	Circular	Não circular
Considerações	Considera o equilíbrio de forças e os momentos entre fatias; Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático; Resolve o equilíbrio geral do sistema; É um método rigoroso.
Vantagens	Método simples; Cálculos manuais ou em computador; Resultados conservativos.	Considerações mais precisas.
Limitações	Método iterativo; Aplicação imprecisa para solos estratificados.	Método iterativo; Não é um método simples; Exige cálculos em computador.
Aplicação	Método muito usado na prática; O método simplificado é recomendado para projetos simples.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálises).
Hipótese quanto às forças entre fatias	Resultante é horizontal.	A direção da resultante é definida por uma função.
Equilíbrio de forças horizontais	Não satisfaz.	Satisfaz.
Resultados	FS fornecido aceitável para os estudos de estabilidade de taludes; Diferença entre FS em comparação com métodos mais rigorosos (Spencer ou Bishop e Morgenstern) não ultrapassa 5%.	Menos conservativo que o método de Jambu; A diferença no FS pode chegar à 30% comparado ao método de Jambu.

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012)

Um comparativo interessante foi feito, por Fredlund e Krahn (1977), entre os métodos Bishop Simplificado, Spencer, Jambu (a solução para o FS obtida foi posicionada ao longo da curva correspondente ao FS definido por equilíbrio de forças F_f) e Morgenstern-Price. Foram comparados os resultados dos métodos por meio de dois mecanismos de ruptura: superfície circular e não circular (Figura 2.5).

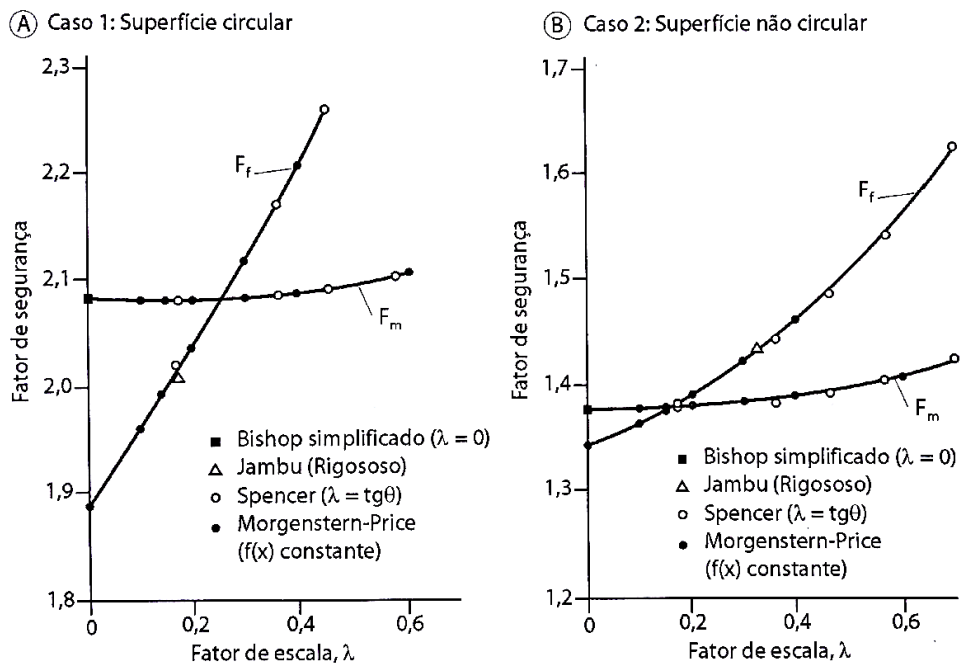
Figura 2.5 – Estabilidade de talude considerando superfícies circular e não circular



Fonte: Fredlund e Krahn (1977) apud Gerscovich (2012)

Os resultados (Figura 2.6) mostram que: o equilíbrio de momentos é pouco sensível às hipóteses relacionadas às forças interlamelares; os métodos de análise geram valores de FS razoavelmente próximos, e; que a escolha da forma da superfície de ruptura é a questão mais relevante em um estudo de estabilidade (FREDLUND; KRAHN (1977) apud GERSCOVICH (2012)).

Figura 2.6 – Comparação de FS para diferentes métodos

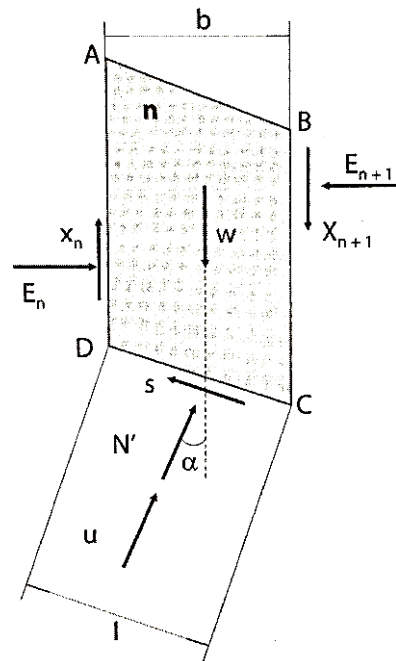


Fonte: Fredlund e Krahn (1977) apud Gerscovich (2012)

2.2.1.1. Bishop Simplificado

De acordo com Massad (2010), nesse método o equilíbrio de forças em cada fatia é feito na direção vertical e, as forças do tipo X entre lamelas (Figura 2.7) são desprezadas pois a não consideração dessas forças conduzia a um erro de aproximadamente 1% no valor do FS. Por este fato o método passou a ser chamado de Bishop Simplificado.

Figura 2.7 – Esforços na fatia n



Fonte: Gerscovich (2012)

Segundo Gerscovich (2012) essa hipótese equivale a desprezar as componentes tangenciais dos esforços entre fatias. Além disso o método não faz nenhuma consideração a respeito das componentes horizontais (E) das forças interlamelares. O cálculo do FS pode ser feito através da Equação 2.2., em que $m_{\alpha i}$ é dado pela Equação 2.3:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i m_{\alpha i}} \quad \text{Equação (2.2)}$$

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS} \right] \quad \text{Equação (2.3)}$$

Onde:

- c'_i = Intercepto coesivo da lamela;
- b_i = Dimensão horizontal da base da lamela;
- W_i = Peso próprio da fatia;
- φ'_i = Ângulo de atrito do solo na fatia;
- α_i = Inclinação da base da fatia.

Como FS aparece nos dois lados da equação 2.2, a solução é obtida de forma iterativa. Primeiramente, adota-se um valor para FS e calcula-se $m_{\alpha i}$. Posteriormente, verifica-se o valor de FS pela equação 2.2, e utiliza-se este novo valor de FS para uma nova estimativa de $m_{\alpha i}$. A convergência se dá quando o valor calculado pela Equação 2.2 é igual ao valor de FS utilizado na Equação 2.3 e acontece de forma relativamente rápida.

De acordo com Gerscovich (2012), recomenda-se a verificação do valor de $m_{\alpha i}$, pois, este pode tornar-se negativo ou nulo na região próxima ao pé de taludes muito íngremes. Então, quando o valor de $m_{\alpha i}$ é inferior a 0.2, recomenda-se as seguintes correções:

- Se $\alpha < m_{\alpha i} < 0.2$, o valor de N' deve ser calculado de acordo com Fellenius ($N'_i = W_i \cos \alpha_i$);
- Se $m_{\alpha i} < 0$, sugere-se zerar N' ($N' = 0$).

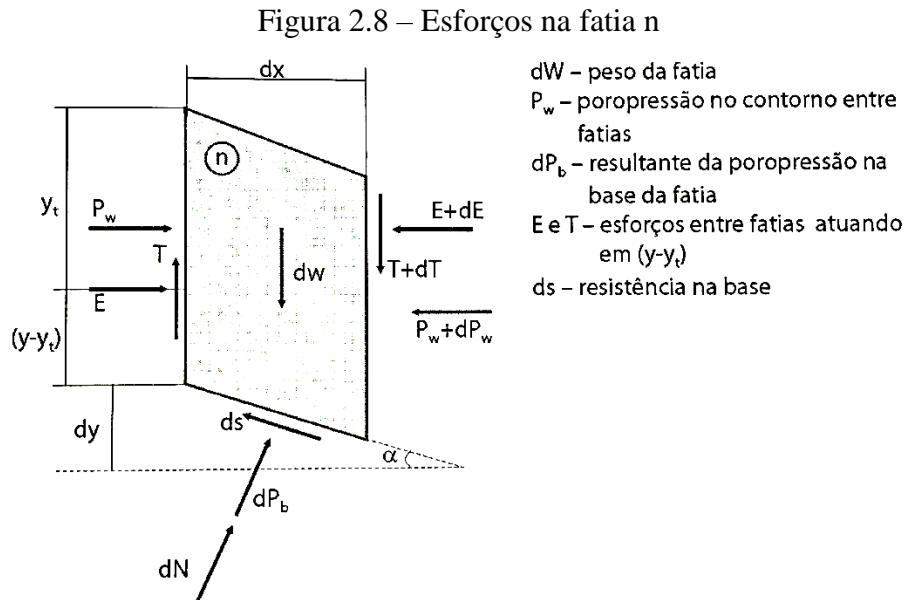
A comparação entre FS calculados por Bishop e Fellenius tende a apresentar a seguinte relação:

- Tensões efetivas $FS_{Bishop} \cong 1,25 FS_{Fellenius}$;
- Tensões totais $FS_{Bishop} \cong 1,1 FS_{Fellenius}$.

2.2.1.2. Morgenstern-Price

Segundo Gerscovich (2012), os métodos que podem ser aplicados em superfícies quaisquer mais utilizados na prática são os de Jambu (1954, 1957) (simplificado ou generalizado), Morgenstern-Price (1965), e Sarma (1973, 1979). Os métodos de Sarma e Morgenstern e Price são os mais completos, uma vez que satisfazem às três equações de equilíbrio. Em virtude da complexidade dos métodos, em geral, faz-se necessário o uso de computadores. A autora explica ainda que o método mais geral de equilíbrio limite para uma

superfície qualquer foi desenvolvido por Morgenstern e Price (1965). A Figura 2.8 mostra os esforços atuantes em fatias infinitesimais.



Fonte: Gerscovich (2012)

Com o intuito de tornar o problema estaticamente determinado, diferentemente dos demais métodos rigorosos que estabelecem uma relação constante entre as forças entre as fatias, para Morgenstern e Price a inclinação da resultante (θ) varia segundo uma função, ao longo da superfície de ruptura, ou seja:

$$T = \lambda f(x)E \quad \text{Equação (2.4)}$$

ou,

$$\text{tg}\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad \text{Equação (2.5)}$$

Em que:

- Lambda (λ) é um parâmetro escalar determinado a partir da solução de cálculo do FS e $f(x)$, uma função arbitrária;
- A escolha da função $f(x)$ requer um julgamento prévio de como a inclinação das forças entre fatias varia no talude;

- Quando se utiliza $f(x) = 0$, a solução para o FS torna-se idêntica à determinada pelo método de Bishop;
- Quando $f(x) = \text{constante}$, o resultado torna-se idêntico ao método de Spencer.

Considerando as forças atuantes em uma fatia infinitesimal, ou seja, $dx \rightarrow 0$, e o equilíbrio de momentos em relação ao centro da base como nulo (para que não haja rotação da fatia), chega-se à Equação 2.6:

$$-T = \frac{d\{E(y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad \text{Equação (2.6)}$$

Em que:

- $y(x)$ representa a superfície de ruptura;
- $z(x)$ representa a superfície do talude;
- $h(x)$ representa a linha de ação da poropressão;
- $y_t(x)$ representa a linha de ação da tensão efetiva normal.

Fazendo-se o equilíbrio de forças na direção normal e tangencial à base da fatia, associado ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb e considerando-se as funções definidas na Equação (2.5), produz-se a Equação (2.7) para o calcular a força $E(x)$ entre fatias, na qual x é a abscissa da fatia:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad \text{Equação (2.7)}$$

em que as variáveis K, L, N e p são definidas como:

$$K = \lambda k \left\{ \frac{tg\phi'}{FS} + A \right\} \quad \text{Equação (2.8)}$$

$$L = 1 - \frac{Atg\phi'}{FS} + \lambda m \left(\frac{tg\phi'}{FS} + A \right) \quad \text{Equação (2.9)}$$

$$N = \frac{tg\varphi'}{FS} [2AW_W + p - r(1 + A^2)] + [-2W_W + pA] \quad \text{Equação (2.10)}$$

$$p = \frac{1}{FS} \{(c - stg\varphi')(1 + A^2) + V_W Atg\varphi' + qtg\varphi'\} + \{qA - V_W\} \quad \text{Equação (2.11)}$$

Consideram-se as funções definidas na Equação (2.5) e chega-se na Equação (2.13) para o equilíbrio de momentos:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{eW}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad \text{Equação (2.12)}$$

Na qual $M_{eW}(x)$ é dado por:

$$M_{eW}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad \text{Equação (2.13)}$$

Então, o método é solucionado iterativamente, definindo-se primeiramente a função de distribuição de forças entre fatias, assumindo-se valores para FS e λ e calculando-se $E(x)$ e $M(x)$ para cada fatia. Os valores de E e M deverão ser nulos nos contornos ($x = 0$ e $x = n$), ou seja:

$$x = x_0 \Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad \text{Equação (2.14)}$$

$$x = x_n \Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad \text{Equação (2.15)}$$

O processo iterativo é então repetido até que as condições nos contornos sejam satisfeitas. Os resultados geram diferentes valores de FS para cada uma das equações de equilíbrio de forças (FS_f) e de momentos (FS_m), sendo também dependentes da escolha do valor de λ . O FS do talude é definido quando $FS_f = FS_m$.

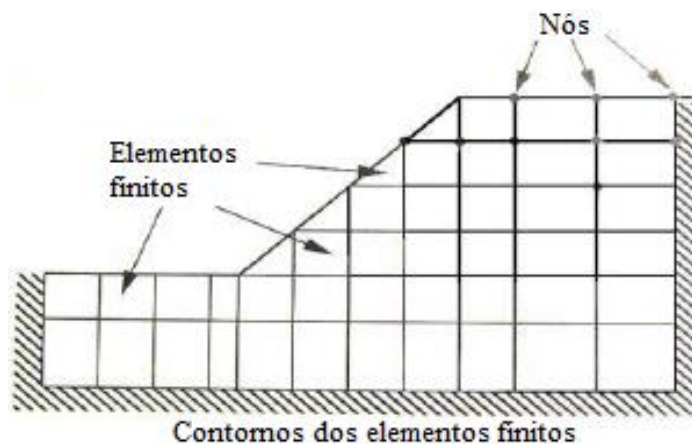
2.2.2. Método dos Elementos finitos (MEF)

2.2.2.1. Visão generalista

O MEF consiste na modelagem do meio contínuo em Computer Aided Design (CAD), divisão do meio contínuo em unidades discretas chamadas elementos, dos quais, o comportamento pode ser concebido em função do tipo de elemento (mola, barra ou treliça, viga, triangular linear ou quadrático, retangular linear ou quadrático, tetraédrico linear ou quadrático, hexaédrico linear ou quadrático) e de suas propriedades (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, peso específico do material) (BS 6031, 1981; ALVES FILHO, 2000; NOGUEIRA, 2016; ARINZE; OKAFOR, 2017).

A malha de elementos finitos é constituída pelo conjunto de elementos discretizados no modelo, estes elementos podem ter propriedades distintas entre si, visto que, as leis básicas do problema (formulação matemática) são diferentes entre eles, como por exemplo, um elemento de mola se enquadra em problemas em que se deseja a representação de movimentos/deformações elásticas e unidimensionais enquanto que, elementos de viga, tem a capacidade de representar movimentos/deformações tridimensionais (translação e rotação dos nós). A Figura 2.9 mostra os nós, elementos finitos e os contornos dos elementos finitos utilizados no MEF. Cada nó e limites pré-definidos do modelo, conectam os elementos vizinhos (BS 6031, 1981; ALVES FILHO, 2000; NOGUEIRA, 2016; ARINZE; OKAFOR, 2017).

Figura 2.9 - Definições dos termos utilizados para o (MEF)

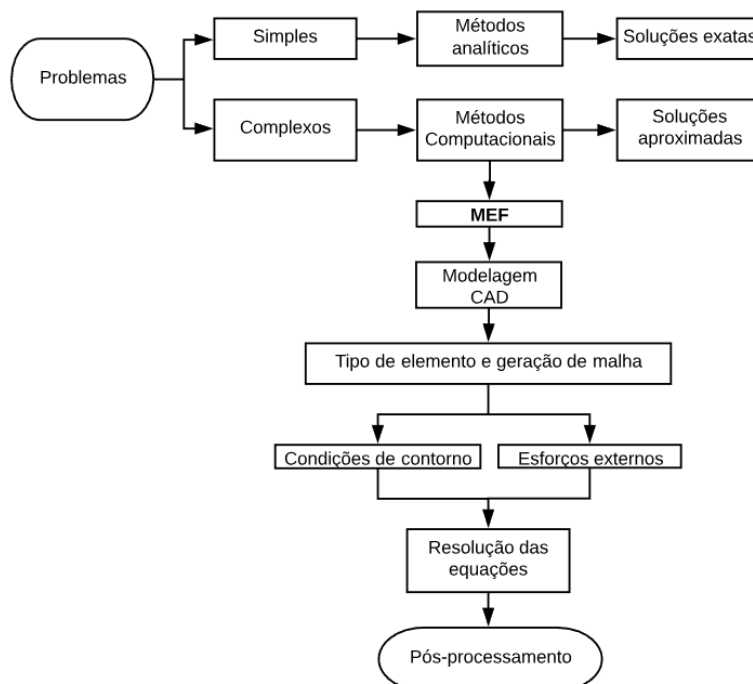


Fonte: Adaptado de Abramson et al., 2002 apud Arinze e Okafor, 2017

Para a realização dos cálculos atribuem-se os devidos tipos e propriedades aos elementos que constituem a malha, definem-se as condições de contorno do problema (que são aplicadas às forças e deslocamentos) e, constrói-se a matriz de rigidez do problema que tem a função de estabelecer a correspondência entre as forças e deslocamentos nodais. Posteriormente, resolve-se os sistemas de equações, os quais resultam nos deslocamentos nodais, então as devidas funções interpoladoras são utilizadas para estender os resultados (deslocamentos, deformações e tensões) aos pontos intermediários, entre os nós. As contribuições de cada elemento são somadas para obter as tensões e deslocamentos em toda a massa (BS 6031, 1981; ALVES FILHO, 2000; NOGUEIRA, 2016).

No pós-processamento, analisam-se os resultados obtidos na simulação (tensões axiais, tensões de Von Misses, tensões de cisalhamento, deslocamentos, deformações, fatores de segurança) para verificar a coerência e, desta forma, identificar possíveis erros como singularidades de tensão, decorrentes de forças localizadas ou aplicadas nas arestas dos elementos (Figura 2.10) (BS 6031, 1981; ALVES FILHO, 2000; NOGUEIRA, 2016).

Figura 2.10 – Fluxograma: resolução de problemas de geometrias simples e complexas



Fonte: Adaptado de BS 6031 (1981); Alves Filho (2000) e Nogueira (2016)

De acordo com Bobet (2010), o MEF é de longe o método mais utilizado para análise de meios contínuos ou quase contínuos. O autor afirma ainda que através das funções de

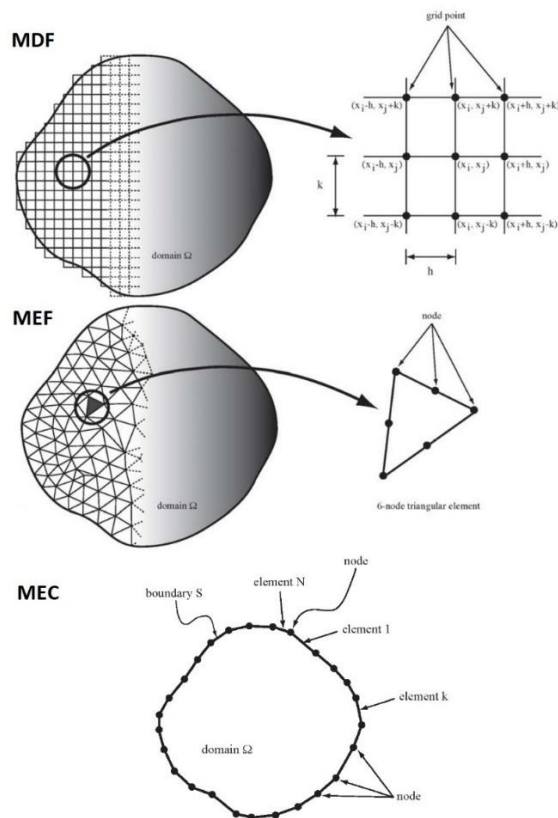
interpolação apropriadamente escolhidas, os deslocamentos em qualquer ponto dentro do elemento podem ser obtidos com precisão.

2.2.2.2. MEF na engenharia geotécnica

O MEF foi introduzido na engenharia geotécnica por Clough e Woodward (1967), é um método relativamente novo e mais poderoso do que o método do equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes (ARINZE; OKAFOR, 2017).

Segundo Nogueira (2016), a execução de experimentos que representem com fidelidade as condições às quais o solo será sujeito no campo é às vezes dispendiosa, quando não impossível. Isso se deve ao complexo comportamento dos solos. Como alternativa, estudos numéricos têm sido cada vez mais utilizados em projetos geotécnicos. Os métodos numéricos são divididos em três diferentes tipos de abordagem (Figura 2.11): o Método das Diferenças Finitas (MDF); o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e; o Método dos Elementos Finitos (MEF), que é o mais utilizado em geotecnia, devido a sua versatilidade.

Figura 2.11 – Abordagens dos métodos numéricos de análise



Fonte: Adaptado de Bobet (2010)

O MEF tem sido utilizado desde meados da década de 60 e, embora apresentasse potencialidades, acarretava em grandes custos de utilização por conta do nível de inputs, tempo gasto em melhoramento das análises e avaliação dos resultados. A utilização se tornou mais acessível pelo desenvolvimento dos computadores, que levou ao aparecimento de programas comerciais com esse método, e a um processamento de cálculo mais eficiente. Mas esses ganhos de tempo em termos de cálculo não representaram um efeito significativo no processo global de avaliação do FS, visto que esses custos representam uma parcela que não chega a 10% do custo total da análise (DUNCAN, 1996b).

Segundo Duncan (1996a) para a realização de análises de tensões e deformações em taludes através do MEF se faz necessária a compreensão do comportamento tensão-deformação dos solos. São mais difíceis e demoradas do que as análises realizadas por métodos de equilíbrio limite, também requerem qualificação para que sejam feitas com sucesso e de forma produtiva (DUNCAN, 1996a).

De acordo com Gerscovich (2012), as análises de estabilidade baseadas no conceito de tensão x deformação ($\sigma \times \epsilon$) são feitas com ajuda de programas computacionais baseados no MEF ou MDF. A grande vantagem dessa abordagem está na possibilidade de incorporação de várias características dos materiais envolvidos, como:

- Não linearidade da curva $\sigma \times \epsilon$;
- Anisotropia;
- Não homogeneidade;
- Influência do estado inicial de tensões;
- Etapas construtivas.

Segundo Griffiths e Lane (1999), o MEF revela-se interessante pois, diferentemente dos métodos por equilíbrio limite, hipóteses sobre a localização e formato das superfícies de ruptura não precisam ser adotadas, uma vez que, onde a resistência ao cisalhamento do solo é insuficiente para resistir às tensões de cisalhamento, as rupturas acontecem de maneira natural.

Conforme Silva (2011), esta metodologia propicia uma modelação mais realista dos aspectos relacionados com a obra e pelo fato de realizar os cálculos tendo como base relações de tensão-deformação dos materiais possibilita a especificação da lei de comportamento dos mesmos (linear elástica, não-linear, elastoplástica, etc).

O MEF produz resultados mais rigorosos, exige maior esforço computacional e inserção de uma quantidade superior de dados. Desta forma, sujeita o projetista ao levantamento de mais informações que podem ser muitas vezes inexistentes ou de difícil obtenção (SILVA, 2011). O principal requisito para obtenção de resultados razoavelmente precisos e úteis a partir de análises pelo MEF é a adequada representação do comportamento tensão-deformação dos solos envolvidos (DUNCAN, 1996b).

De acordo com Duncan (1996a), a experiência com análises de elementos finitos mostrou que elas são mais úteis quando realizadas em conjunto com estudos de instrumentação de campo. Elas podem ser valiosas no planejamento de programas de instrumentação, mostrando onde os maiores movimentos seriam esperados e quão grandes eles poderiam ser. Elas também podem ser usadas para interpretar os resultados dos estudos de instrumentação. Se os movimentos calculados e medidos estiverem de acordo nas localizações dos instrumentos, significa que os resultados analíticos também podem fornecer indicações plausíveis de comportamento em outros locais. Frequentemente, os resultados mais completos das análises realizadas por elementos finitos fornecem uma visão das causas e significância dos movimentos medidos.

2.2.2.3. *O software PLAXIS 2D*

De acordo com BS 6031 (1981), por simplicidade é usual fazer análises de elementos finitos de taludes de forma bidimensional. PLAXIS 2D é um software de elementos finitos que tem sido usado por engenheiros e pesquisadores geotécnicos por mais de duas décadas. O software foi desenvolvido pela Universidade Técnica de Delft em 1987 para analisar os solos das terras baixas da Holanda (BRINKGREVE; VERMEER, 2001 apud ALBATAINEH, 2006).

De acordo com Albataineh (2006), o software foi estendido para cobrir todos os aspectos e aplicações da simulação de engenharia geotécnica usando uma interface amigável com o poder dos elementos finitos. A primeira versão do PLAXIS 2D foi comercialmente disponível em 1998.

Com a utilização do PLAXIS 2D é possível realizar uma ampla gama de análises geotécnicas, incluindo deformação elastoplástica estática, modelos avançados de solo, análise de estabilidade, consolidação, análise de malha atualizada (grandes deformações) e fluxo de águas subterrâneas em regime permanente (BRINKGREVE et al., 2018a).

De acordo com Silva (2011), trata-se de um programa bidimensional em que, para a realização do cálculo, pode-se considerar estado plano de deformação ou estado axissimétrico.

Cria-se a geometria pretendida através de pontos e linhas no plano x-y. Então, uma malha de elementos finitos é gerada automaticamente e pode ser refinada localmente (locais que se deseja maior precisão). O programa divide-se em 4 rotinas de cálculo, “Input”, “Calculations”, “Output” e “Curves”:

1. “Input”: permite a definição da geometria e de elementos de suporte, a geração da malha de elementos finitos e a geração das condições iniciais;
2. “Calculations”: permite o início do cálculo definindo o tipo de análise a realizar. Pode-se introduzir várias fases de construção, que corresponderão a etapas de cálculo faseadas, onde, para cada uma, introduzirá o tipo de cálculo pretendido: cálculo plástico, análise de consolidação ou análise de estabilidade;
3. “Output”: permite a visualização dos resultados provenientes do cálculo, numéricos ou gráficos, como, por exemplo, deformações e tensões;
4. “Curves”: permite gerar gráficos do tipo “carga-deslocamento” e “tensão-deformação”.

Existem vários modelos que descrevem o comportamento dos solos. De acordo com Brinkgreve et al. (2018d), os seguintes modelos podem ser empregados no PLAXIS 2D:

- Elástico linear;
- Mohr-Coulomb;
- Hardening Soil;
- Hardening Soil com rigidez para baixas tensões;
- Soft Soil;
- Soft Soil Creep.

2.2.2.4. Análise de taludes no PLAXIS 2D

A análise de estabilidade de taludes pode ser feita pela comparação das tensões cisalhantes mobilizadas, determinadas numericamente, com a resistência ao cisalhamento. Assim, é possível (GERSCOVICH, 2012):

- Estabelecer áreas rompidas (plastificadas), nas quais $\tau_{mob} = \tau_{resist\acute{e}ncia}$, mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (indicando ruptura progressiva);
- Determinar níveis de tensão de interesse, para a realização de ensaios de laboratório;
- Conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção do projeto.

Segundo Gerscovich (2012), os vetores de deslocamento possibilitam delimitar a região de ruptura, as comparações dos estados de tensão com a resistência ao cisalhamento revelam as áreas de plastificação e as zonas em que houve tendência ao desenvolvimento de tensões de tração. De acordo com Nogueira (2016), quando ocorre a plastificação do elemento ($\tau_{mob} = \tau_{resist\acute{e}ncia}$), a parcela não linear do algoritmo é ativada, então os excessos de tensão são transmitidos para os nós vizinhos, que são testados com relação ao critério de ruptura, e assim sucessivamente.

Brinkgreve e Bakker (1991) apud Nogueira (2016), explicam que é praticável carregar solos coesivos por incrementos de gravidade, mas, em solos caracterizados pelo atrito, esse carregamento não é tão simples e, com isso, a determinação do FS se faz pela redução dos parâmetros de resistência.

No programa PLAXIS 2D, há uma rotina de estudo das condições de estabilidade, da qual a metodologia se parece à adotada pelo método de equilíbrio limite, ou seja, os parâmetros de resistência são minimizados até que se atinja a condição $\tau_{mob} = \tau_{resist\acute{e}ncia}$ e, assim, determina-se o FS (GERSCOVICH, 2012).

Segundo Arinze e Okafor (2017), para o cálculo do FS, o PLAXIS 2D utiliza o método phi-c, que é baseado na redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão (c') e tangente do ângulo de atrito ($tg\varphi'$). Os parâmetros são reduzidos em etapas até que a massa do solo falhe. O PLAXIS 2D utiliza um fator de redução (FR), com o intuito de relacionar a redução nos parâmetros durante o cálculo, em qualquer estágio da análise, com os parâmetros de entrada, de acordo com a Equação 2.16:

$$FR = \frac{tg\varphi'_{entrada}}{tg\varphi'_{reduzido}} = \frac{c'_{entrada}}{c'_{reduzido}} \quad \text{Equação (2.16)}$$

Onde: FR é o fator de redução em qualquer fase durante os cálculos, $tg\phi'_{entrada}$ e $c'_{entrada}$ são os parâmetros de entrada do solo, $tg\phi'_{reduzido}$ e $c'_{reduzido}$, são os parâmetros reduzidos calculados pelo programa. Na fase de falha do talude, o FS é dado por:

$$FS = \frac{\text{Resistência Disponível}}{\text{Resistência na Ruptura}} = FR_{na\ ruptura} \quad \text{Equação (2.17)}$$

Pode-se observar que o fator segurança no método phi-c independe do nível de tensão e, portanto, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson terão efeito insignificante sobre os FS obtidos (ALBATAINEH, 2006).

No entanto, além da utilização do método phi-c, neste trabalho também serão feitas análises com o objetivo de encontrar a potencial superfície de ruptura por meio de sucessivas análises elevando-se o nível do lençol freático (NA) – que resulta na elevação das poropressões, diminuição da tensão efetiva e consequente diminuição da resistência do maciço – até que a ruptura aconteça.

De acordo com Brinkgreve et al. (2018c), o programa gera níveis de água de acordo com as informações fornecidas. A pressão de água na massa de solo pode ser externa (carga de água nos limites do modelo) ou interna, a qual é conhecida como poropressão (níveis freáticos). A poropressão ativa é composta por poropressão em estado estacionário, excesso de poropressão, além de permitir também incluir sucção. Em geral, o componente estacionário de poropressão (tanto externo quanto interno) é considerado como dado de entrada e supostamente conhecido no início de uma análise de deformação, visto que o excesso de poropressão é o resultado de carregamento ou consolidação não-drenada.

As águas subterrâneas e as poropressões desempenham um papel importante no comportamento do solo. O PLAXIS 2D é baseado em princípios de tensões efetivas, nas quais as tensões totais do solo são divididas em tensões efetivas (no esqueleto de grãos) e poropressões (nos poros do solo). Isso requer uma definição adequada das condições da água. Em muitos casos, o fluxo de águas subterrâneas pode ser negligenciado e a distribuição de poropressões (no estado estacionário) no solo é, mais ou menos, conhecida a partir de dados de investigação de solo in situ (BRINKGREVE et al., 2018c).

Dentre as opções disponíveis para geração de poropressões, a opção “Carga Hidráulica” é de interesse para o presente trabalho. De acordo com Brinkgreve et al. (2018c), as poropressões podem ser geradas com a opção “Carga Hidráulica” (nível freático ou nível de água). É uma alternativa rápida para a geração de poropressões com base em um nível de água

horizontal. Quando um nível de água inclinado é usado para gerar uma distribuição hidrostática de poropressão, esta pode não ser totalmente realista, já que na realidade um nível de água não horizontal seria o resultado de um processo de fluxo de água subterrânea e neste caso a distribuição da pressão poderia não ser hidrostática.

Segundo Brinkgreve et al. (2018c), recomenda-se prever as poropressões para verificar se as pressões geradas são satisfatórias. Os vários tipos de poropressões podem ser visualizados, resultados da geração de poropressões também são incluídos nas etapas de saída com resultados computacionais e podem ser visualizados após o término do cálculo.

A não convergência dentro de um número especificado de iterações no programa de elementos finitos pode ser tomada como um indicador adequado de ruptura, significa que nenhuma distribuição de tensão pode ser alcançada para satisfazer tanto o critério de Mohr-Coulomb quanto o equilíbrio global (VERMA et al., 2013).

2.2.2.5. Elementos disponíveis no PLAXIS 2D

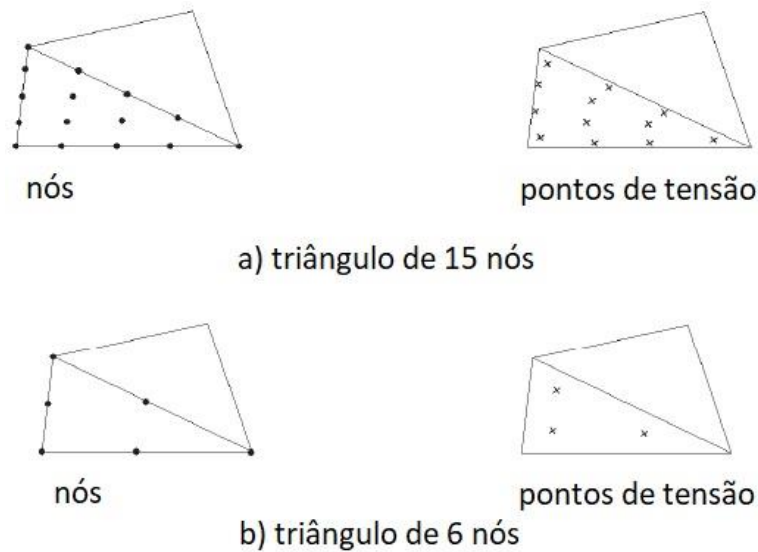
De acordo com Brinkgreve et al. (2018c), no programa PLAXIS 2D é possível selecionar elementos triangulares de 15 ou 6 nós (Figura 2.12) como o tipo básico de elemento para modelar camadas de solo e outros aglomerados de volume. Além desses elementos, existem elementos especiais para o comportamento estrutural (placas, linhas de vigas embutidas, geogrelhas e âncoras) e, explica ainda que os elementos compatíveis para estruturas e interfaces, são automaticamente selecionados levando-se em consideração o tipo básico de elemento do solo.

O triângulo de 15 nós, elemento padrão, fornece uma interpolação de quarta ordem para deslocamentos e a integração numérica envolve doze pontos de Gauss (pontos de tensão), este elemento é particularmente recomendado para ser utilizado em análises axissimétricas (BRINKGREVE et al., 2018c). Segundo Nagtegaal, Parks & Rice, 1974, Sloan, 1981 e Sloan & Randolph, 1982 apud Brinkgreve et al. (2018c), o triângulo de 15 nós é um elemento muito preciso, que produziu resultados de alta qualidade para tensões em problemas complexos, como por exemplo, em cálculos de ruptura em solos incompressíveis.

Segundo Brinkgreve et al. (2018c), o triângulo de 6 nós fornece uma função de interpolação de segunda ordem e a integração numérica envolve três pontos de Gauss. É um elemento bastante preciso e fornece bons resultados em análises de deformação padrão, desde que um número suficiente de elementos seja usado. Entretanto, cuidados devem ser tomados na utilização em situações nas quais é possível a ocorrência de rupturas, como nos cálculos de

capacidade de suporte ou em análises de segurança por meio de redução phi-c. Cargas de ruptura ou FS são geralmente superestimados usando elementos de 6 nós. Nesses casos, o uso de elementos de 15 nós é preferido. Um elemento de 15 nós, pode ser considerado uma composição de quatro elementos de 6 nós, já que o número total de nós e pontos de tensão é igual. No entanto, um elemento de 15 nós é mais poderoso do que quatro elementos de 6 nós.

Figura 2.12 - Elementos triangulares de 15 e 6 nós



Fonte: Brinkgreve et al. (2018c)

2.2.2.6. Considerações a respeito de malha

A entrada de dados do solo, estruturas, estágios de construção, cargas e condições de contorno é baseada em procedimentos convenientes de desenho CAD, o que permite uma modelagem detalhada da geometria. A partir desse modelo de geometria, uma malha de elementos finitos é facilmente obtida, o programa permite a geração automática de malhas de elementos finitos não estruturados com opções de refinamento global e local da malha (BRINKGREVE et al., 2018a).

De acordo com Wong (1984) apud Arinze e Okafor (2017), o solo na superfície de ruptura é modelado com uma malha mais refinada de elementos discretos e o mecanismo de falha deles é visto como um fenômeno progressivo, pois nem todos os elementos falham simultaneamente. A superfície de ruptura pode, dessa maneira, se estender do ponto em que a primeira falha acontece até o estado final da ruptura, onde todos os elementos falharam totalmente.

Conforme Brinkgreve et al. (2018b), a malha gerada automaticamente pode não ser perfeitamente adequada para o cálculo pretendido, portanto, recomenda-se a inspeção da malha e o refinamento, caso necessário. Além disso, a malha de elementos finitos deve ser regenerada se a geometria for modificada.

De acordo com Oliveira (2006) é importante o ajuste refinado das superfícies geradas, de modo a não adotar “cantos vivos”, pois estes dificultam a geração de malha de elementos finitos e conseqüentemente permitem a concentração de tensões nessas regiões, influenciando nos resultados finais.

Em áreas onde grandes concentrações de tensão ou grandes gradientes de deformação são esperados é desejável ter uma malha de elementos finitos mais precisa (malha refinada), enquanto outras partes da geometria podem não requerer uma malha fina. Essa situação geralmente ocorre quando o modelo de geometria inclui arestas, cantos ou objetos estruturais (BRINKGREVE et al., 2018c).

De acordo com Nogueira (2016), ao refinar a malha, é necessário considerar o aumento da quantidade de nós, pois, desta forma o modelo exigirá um esforço computacional maior e conseqüente consumo maior de tempo para realização dos cálculos.

Uma restrição no PLAXIS 2D é feita no sentido de que as deformações são consideradas pequenas. Isso permite uma formulação com referência à geometria original indeformada, entretanto, é possível a geração de malha para grandes deformações, a qual se atualiza durante as etapas de cálculo (BRINKGREVE et al., 2018e).

Na análise convencional de elementos finitos, a influência da mudança da geometria da malha nas condições de equilíbrio é negligenciada. Isso geralmente é uma boa aproximação quando as deformações são relativamente pequenas, como é o caso da maioria das estruturas de engenharia. No entanto, há circunstâncias em que é necessário levar em conta essa influência. Aplicações típicas em que podem ser necessárias análises de malha atualizadas incluem a análise de estruturas de solo reforçadas, a análise de grandes problemas de colapso de plataformas marítimas e o estudo de problemas onde os solos são moles e grandes deformações ocorrem (BRINKGREVE et al., 2018c).

Quando a teoria de grandes deformações é incluída em um programa de elementos finitos, algumas características especiais precisam ser consideradas (BRINKGREVE et al., 2018c):

- É necessário incluir termos adicionais na matriz de rigidez da estrutura para modelar os efeitos de grandes distorções estruturais nas equações de elementos finitos;
- É necessário incluir um procedimento para modelar corretamente as mudanças de tensão que ocorrem, quando ocorrem rotações de materiais finitos. Essa característica particular da teoria do grande deslocamento é geralmente tratada adotando-se uma definição de taxa de tensão que inclui termos de taxa de rotação. No PLAXIS 2D, a taxa de co-rotação do stress de Kirchhoff (também conhecida como taxa de stress de Hill) é adotada. Espera-se que essa taxa de stress apresente resultados precisos, desde que as deformações de cisalhamento não se tornem excessivas;
- É necessário atualizar a malha de elementos finitos à medida que o cálculo prossegue. Isso é feito automaticamente dentro do PLAXIS 2D quando a opção de malha atualizada é selecionada.

Os três tipos básicos de cálculos (plástico, consolidação e segurança) podem opcionalmente ser executados como uma análise de malha atualizada, levando em consideração os efeitos de grandes deformações. Também pode ser definido se as pressões de água devem ser continuamente recalculadas de acordo com a posição atualizada dos pontos de tensão. Esta opção é denominada poropressões atualizadas (BRINKGREVE et al., 2018c).

Segundo Brinkgreve et al. (2018c), quando a opção atualização de pressões de água é selecionada, poropressões em pontos de tensão e pressões de água externas nos limites do modelo são atualizadas durante o cálculo de acordo com os limites do modelo deformado e a posição deslocada dos pontos de tensão. A base para a atualização das pressões da água é o nível freático geral e os níveis freáticos do aglomerado. Desta forma, o efeito de flutuação do solo submerso abaixo do nível freático é levado em consideração. A opção atualização de pressões de água só pode ser selecionada quando o cálculo é realizado como uma análise de grandes deformações.

Brinkgreve et al. (2018c) fazem ainda algumas considerações práticas sobre o cálculo com malha atualizada:

- A análise de malha atualizada tende a exigir mais tempo de cálculo do que uma análise convencional equivalente;

- Não é possível fornecer diretrizes simples que possam ser usadas para indicar quando uma análise de malha atualizada é necessária e onde uma análise convencional é suficiente;
- Se houver alguma dúvida sobre a necessidade de uma análise de malha atualizada, o problema só poderá ser resolvido com a análise de malha atualizada e a comparação dos resultados com a análise convencional equivalente;
- Em geral, não é apropriado usar um cálculo de malha atualizado para carregamento por gravidade para configurar o campo de tensão inicial;
- Mudar de uma análise de consolidação ou cálculo de plástico convencional para uma análise de malha atualizada só é válida quando os deslocamentos são redefinidos para zero, porque uma série de análises de malha atualizadas deve começar de uma geometria indeformada.

2.2.2.7. Condições de contorno

No caso de uma análise de deformação estática, as condições de contorno são introduzidas nos limites do modelo, esses limites podem ser completamente livres ou fixos em uma ou duas direções. Particularmente, os limites verticais de uma malha são frequentemente limites não físicos (sintéticos), escolhidos de modo a não influenciar o comportamento de deformação do problema, em outras palavras, os limites estão distantes (BRINKGREVE et al., 2018e).

As condições gerais de contorno do modelo como um todo podem ser aplicadas às fases de cálculo desejadas e, qualquer alteração, nas condições do contorno do modelo, é aplicada somente às fases selecionadas. As opções disponíveis e de importância para o presente trabalho, são (BRINKGREVE et al., 2018c):

- Deslocamentos: O PLAXIS 2D impõe automaticamente um conjunto de fixações gerais aos limites do modelo de geometria, para a fase de cálculo selecionada. As condições são geradas de acordo com as regras a seguir. Polígono do solo: Nos limites verticais do modelo com suas normais na direção x (ou seja, as laterais do polígono), os deslocamentos são nulos na direção x e livres na direção y (o que permite a consolidação do material). O limite inferior

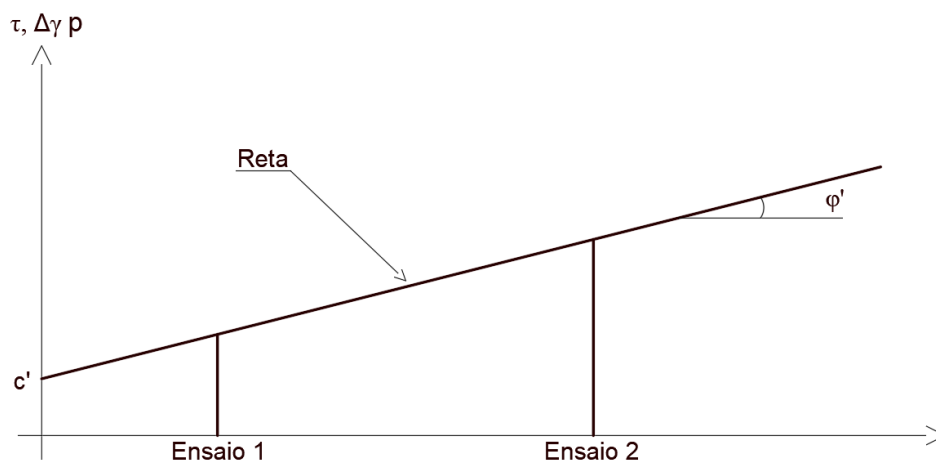
do modelo (base) é fixo em todas as direções, possui deslocamento nulo na direção x e y. Já o limite superior do modelo (superfície do solo) pode se deslocar em ambas as direções;

- Água: A Carga Hidráulica pode ser atribuída para uma fase de cálculo específica que seja selecionada.

2.2.2.8. Modelo de Mohr-Coulomb

De acordo com Pinto (2000, p.263), o critério de Coulomb pode ser apresentado como: “*não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c' + \varphi' \cdot \sigma$, sendo c' e φ' constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento*”. Nessa formulação c' é denominado coesão e f coeficiente de atrito interno, que costuma ser expresso pela tangente do ângulo de atrito interno φ' (Figura 2.13).

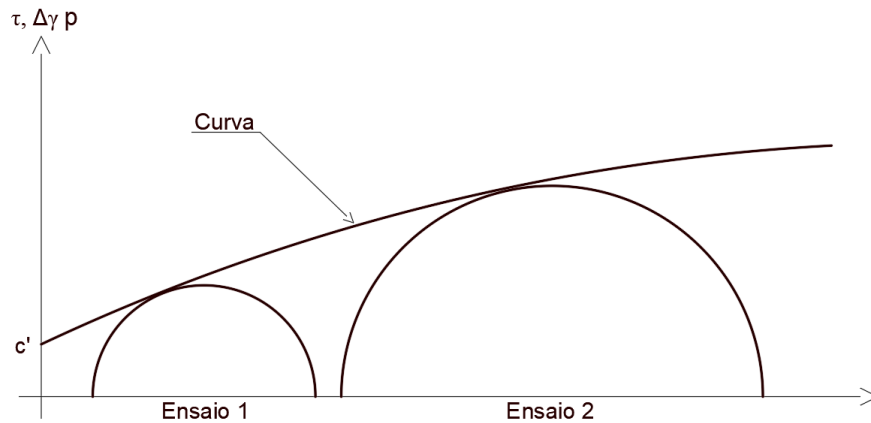
Figura 2.13 – Critério de ruptura de Coulomb



Fonte: Modificado de França (2006)

O critério de Mohr postula que: “*não há ruptura quando o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material*”. (p.263). A Figura 2.14 ilustra o critério de Mohr (PINTO, 2000).

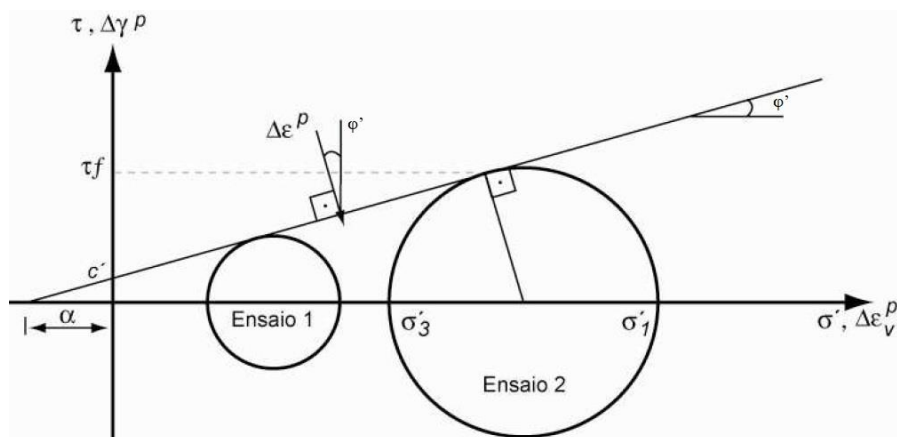
Figura 2.14 – Critério de ruptura de Mohr



Fonte: Modificado de França (2006)

De acordo com Pinto (2000), envoltórias curvas são de difícil aplicação. Por isso, as envoltórias de Mohr são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Desta forma, o critério de ruptura fica análogo ao de Coulomb, o que justifica a expressão *critério de Mohr-Coulomb* (Figura 2.15), normalmente empregada na Mecânica dos solos (PINTO, 2000).

Figura 2.15 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: França (2006)

A linha reta que determina a ruptura no critério de Mohr-Coulomb é dada por (FRANÇA, 2006):

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \times tg\varphi' \quad \text{Equação (2.18)}$$

Onde:

- τ_f : Tensão efetiva de cisalhamento;

- σ'_{nf} : Tensão efetiva normal ao plano de ruptura;
- c' : Intercepto coesivo;
- φ' : Ângulo de atrito interno.

De acordo com França (2006), o modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb é o mais empregado para análise de problemas habituais de geotecnia. Não pela fidelidade de representação do comportamento do solo, mas, fundamentalmente, pela familiaridade que os engenheiros têm com os parâmetros que constituem o modelo.

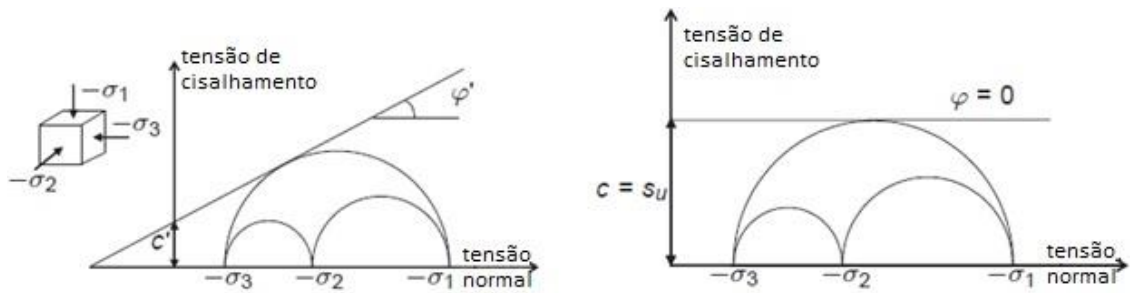
Este modelo não-linear robusto e simples é baseado em parâmetros do solo que são conhecidos na maioria das situações práticas. Nem todas as características não-lineares do comportamento do solo estão incluídas neste modelo. O modelo de Mohr-Coulomb pode ser usado para calcular capacidades reais de suporte e cargas de colapso de fundações, bem como outras aplicações nas quais o comportamento de ruptura do solo desempenha um papel dominante (estabilidade de taludes). Também pode ser usado para calcular FS usando a abordagem de "redução de phi-c" (BRINKGREVE et al.2018a).

O modelo é oficialmente chamado de modelo elástico linear perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Recomenda-se usar este modelo para uma primeira análise do problema considerado. Para cada camada, estima-se uma rigidez média constante, com isso, os cálculos tendem a ser relativamente rápidos e obtém-se uma primeira estimativa de deformações (BRINKGREVE et al., 2018d).

É um modelo de primeira ordem que inclui apenas um número limitado de características que o comportamento do solo mostra na realidade. Embora o aumento da rigidez com a profundidade possa ser levado em conta, não inclui dependência de tensão, dependência de trajetória de tensão, nem dependência de rigidez ou rigidez anisotrópica. Em geral, os estados de tensão efetiva na falha são bem descritos usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb com parâmetros de resistência para condições drenadas φ' e c' . Para materiais não drenados, a análise pode ser feita com o ângulo de atrito nulo ($\varphi' = 0$) e, intercepto coesivo c' definido com o parâmetro de resistência (S_u), para permitir um controle direto da resistência ao cisalhamento não drenada. O modelo não inclui automaticamente o aumento da resistência ao cisalhamento com a consolidação (BRINKGREVE et al., 2018d).

A Figura 2.16 ilustra o critério de ruptura de Mohr-Coulomb no momento da falha para a condição drenada e não drenada, em que um dos círculos de tensão tocam a envoltória de ruptura.

Figura 2.16 - Círculos de tensão no escoamento

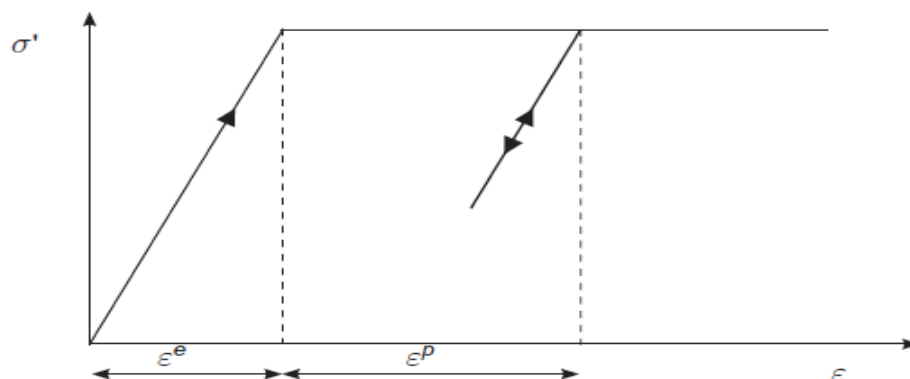


Fonte: Adaptado de Brinkgreve et al. (2018d)

A parte elástica linear do modelo de Mohr-Coulomb é baseada na lei de Hooke da elasticidade isotrópica. A parte perfeitamente plástica é baseada no critério de falha de Mohr-Coulomb, formulado em uma estrutura de plasticidade não associada (BRINKGREVE et al., 2018d).

A plasticidade envolve o desenvolvimento de deformações irreversíveis. Para avaliar se a plasticidade ocorre ou não em um cálculo, uma função de escoamento f é introduzida como uma função da tensão e da deformação. O escoamento plástico está relacionado com a condição $f = 0$. Esta condição pode frequentemente ser apresentada como uma superfície no espaço de tensão principal. Um modelo perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com uma superfície de escoamento fixa, ou seja, uma superfície de escoamento que é totalmente definida por parâmetros do modelo e não afetada por esforço plástico. Para estados de tensão representados por pontos dentro da superfície de escoamento, o comportamento é puramente elástico e todas as deformações são reversíveis (BRINKGREVE et al., 2018d). A ideia está exemplificada na Figura 2.17.

Figura 2.17 – Ideia básica do comportamento linear elástico perfeitamente plástico



Fonte: Brinkgreve et al. (2018d)

O modelo de ruptura Mohr-Coulomb requer um total de cinco parâmetros (dois parâmetros de rigidez e três parâmetros de resistência), geralmente familiares à maioria dos engenheiros geotécnicos e são obtidos a partir de testes básicos em amostras de solo. Os parâmetros de rigidez do modelo de Mohr-Coulomb (comportamento drenado) são (BRINKGREVE et al., 2018c):

- E' : Módulo de Young para condições drenadas: $[kN/m^2]$;
- ν' : Coeficiente de Poisson para condições drenadas: $[adimensional]$.

Ao invés de usar o módulo de Young como um parâmetro de rigidez, parâmetros de rigidez alternativos podem ser inseridos. Estes parâmetros, as relações e suas unidades padrão estão listados abaixo (BRINKGREVE et al., 2018d):

- Módulo de cisalhamento: $G = \frac{E'}{2(1+\nu')}$ $[kN/m^2]$;
- Módulo edométrico: $E_{oed} = \frac{E'(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')}$ $[kN/m^2]$.

Os parâmetros de resistência para o modelo Mohr-Coulomb são (BRINKGREVE et al., 2018c):

- c'_{ref} : Coesão efetiva $[kN/m^2]$;
- φ' : Ângulo de atrito efetivo $[^\circ]$;
- ψ : Ângulo de dilatância $[^\circ]$.

Conforme Griffiths e Lane (1999) a análise da estabilidade do talude é relativamente não confinada, portanto a escolha do ângulo de dilatância não é tão importante. O valor de ângulo de dilatância nulo permite que o modelo forneça fatores confiáveis de segurança e uma indicação razoável da localização e forma das superfícies de ruptura potenciais.

De acordo com Brinkgreve et al. (2018d), em solos reais a rigidez depende significativamente do nível de tensão, o que significa que a rigidez geralmente aumenta com a profundidade. Ao usar o modelo Mohr-Coulomb a rigidez é um valor constante. A fim de explicar o aumento da rigidez com a profundidade o valor de E'_{inc} pode ser usado. Este

parâmetro representa o aumento do módulo de Young por unidade de profundidade (expresso na unidade de tensão por unidade de profundidade). O PLAXIS 2D oferece uma opção avançada para camadas de argila nas quais a coesão c' (ou resistência ao cisalhamento não drenada, S_u) aumenta com a profundidade.

Brinkgreve et al. (2018d), mostram uma visão geral da aplicabilidade dos modelos de análise para diferentes tipos de materiais. O modelo de Mohr-Coulomb recebe classificação C para os solos considerados pelo autor (aproximação de primeira ordem, bruta). O modelo HS small recebe classificação A para a maioria dos solos (melhor modelo padrão no PLAXIS 2D). Os autores abordam ainda a aplicabilidade dos modelos em variados tipos de análise (análise de talude, escavação, barragem, fundação, etc) e o MC está na classe C para todas as análises. Por fim, expõem a aplicabilidade dos modelos considerando diferentes tipos de carregamentos no solo: para carregamentos cíclicos o MC não é aplicável, apresenta classificação B em processos de descarregamento/re-carregamento e, para os demais tipos de carregamento é classificado como C. De acordo com a análise das aplicabilidades, pode-se inferir que os resultados obtidos neste trabalho serão aproximações brutas de primeira ordem.

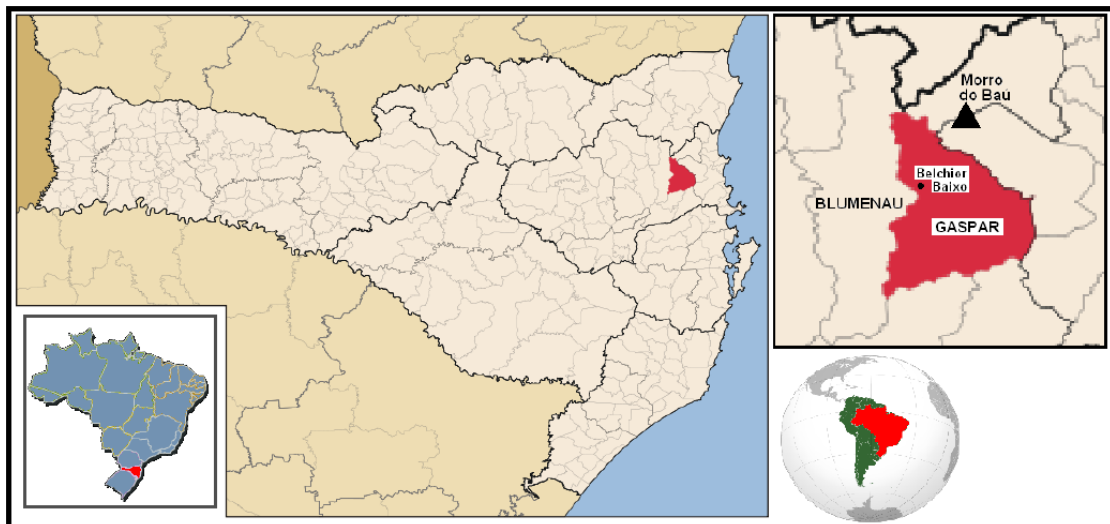
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

3.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA ESTUDADO

O escorregamento analisado neste trabalho, aconteceu no dia 6 de dezembro de 2008, no município de Gaspar-SC. Este limita-se ao sul com Guabiruba e Brusque, a oeste com Blumenau, ao norte com Luiz Alves e a leste com Itajaí e Ilhota. O município é localizado na mesorregião do vale do Itajaí e microrregião de Blumenau (ver Figura 3.1).

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), o município possui área territorial de 386 km^2 , a população do município de acordo com o último censo realizado em 2010, era de 57.981 habitantes e a população estimada no ano de 2018 é de 68.465 pessoas.

Figura 3.1 – Localização do município de Gaspar



Fonte: Heidemann (2011)

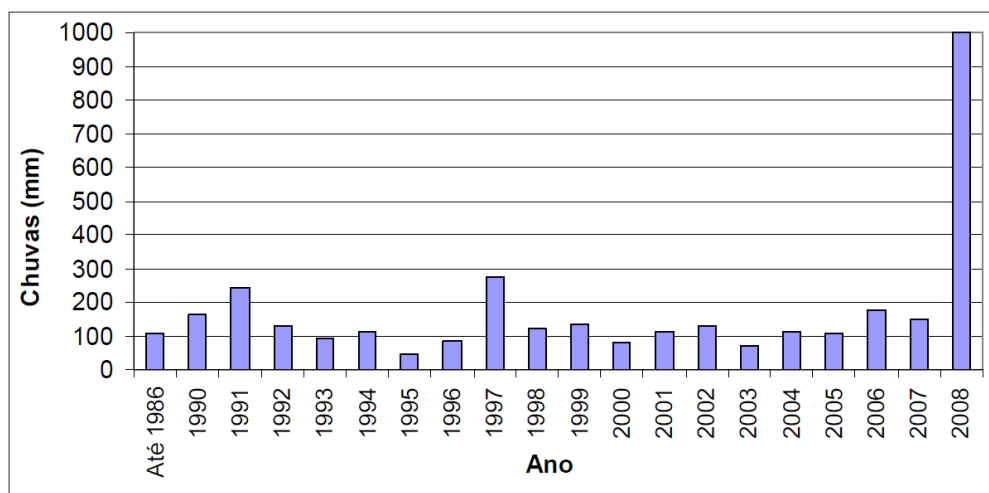
De acordo com Heidemann (2011), esta zona é caracterizada por verões úmidos e quentes e invernos frios e por intensas chuvas em todas as estações do ano.

Segundo Heidemann (2011), além do movimento de massa que foi utilizado como objeto de estudo neste trabalho, muitos outros (centenas) ocorreram no mesmo período no

estado de Santa Catarina. As chuvas intensas, que atingiram a região foram responsáveis pela deflagração dos movimentos. Essas chuvas foram recordes no estado, principalmente no vale do Itajaí.

O evento hidrológico ocorrido em 2008 foi um caso extremo, apesar de que ocasionalmente chuvas de grande intensidade sejam registradas, a quantidade de chuvas registradas em novembro de 2008 foi muito maior que as registradas nos 18 anos precedentes ao evento (Figura 3.2).

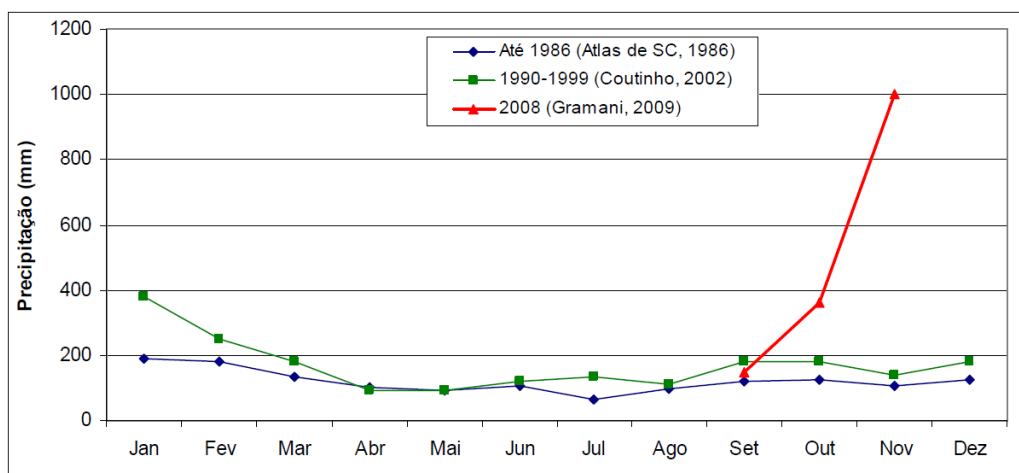
Figura 3.2 – Médias de chuvas para o mês de novembro em Blumenau



Fonte: Heidemann (2011)

Pode-se observar ainda, através da Figura 3.3, a grande anormalidade do evento ocorrido, que se iniciou no mês de setembro e se estendeu até novembro de 2008.

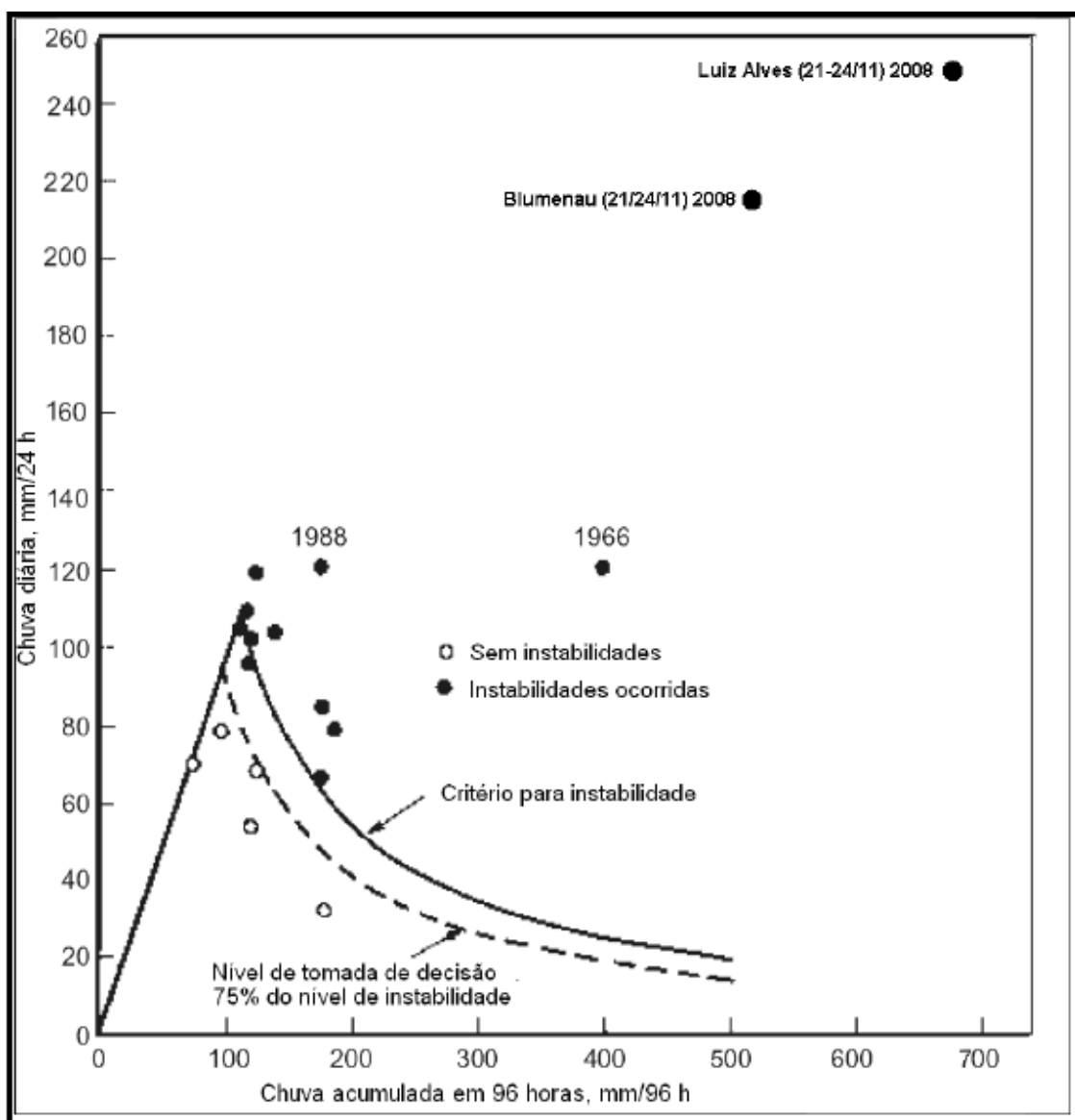
Figura 3.3 – Médias mensais de chuvas acumuladas em Blumenau



Fonte: Heidemann (2011)

O ápice das chuvas ocorreu entre os dias 21 e 25 de novembro. Nesses cinco dias, foram registrados montantes de 523,9 mm em Blumenau e 693 mm em Luiz Alves. Observando a Figura 3.4, na qual são apresentados os volumes de chuvas medidos de 21 a 24 de novembro em Blumenau e Luiz Alves em relação ao critério de tomada de decisões proposto para o Rio de Janeiro por d'ORSI et al. (1997), fica ainda mais evidente o caráter excepcional dos níveis de chuva ocorridos.

Figura 3.4 – Comparação entre medidas de chuva em Santa Catarina e critério para tomada de decisão proposto por d'ORSI et al. (1997)



Fonte: Heidemann (2011)

Levando em consideração os dados obtidos, atribuiu-se o acontecimento de sucessivos movimentos de massa às intensas chuvas ocorridas em Santa Catarina durante o segundo semestre de 2008. O grande escorregamento rotacional analisado neste trabalho deslocou um elevado volume de solo, destruiu algumas edificações e resultou no óbito de duas pessoas.

Este escorregamento rotacional foi antecedido por outros três movimentos de massa, nos dias 22 e 23 de novembro e em pontos distintos da encosta, classificados como: fluxos de detrito úmido, sob velocidade moderada à rápida, de acordo com a classificação proposta por Cruden e Varnes (1996); fluxos de detritos de rochas alteradas em encosta, segundo critério sugerido por Hutchinson (1988) e; deslizamentos planares segundo Augusto Filho (1992). Houve tempo para que os moradores da residência localizada ao pé da encosta, pudessem abandonar o local.

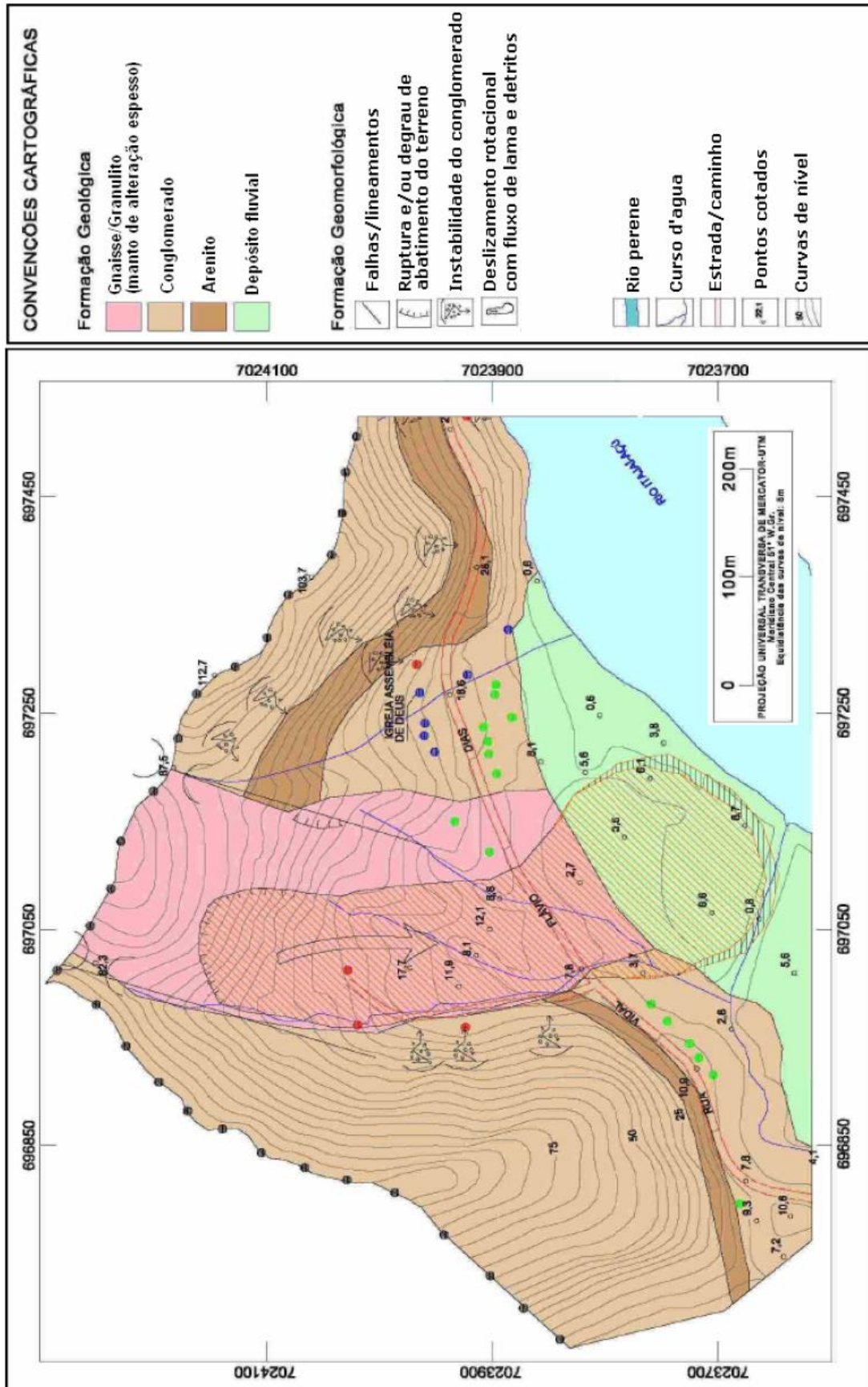
No dia 6 de dezembro, ocorreu o movimento principal; um deslizamento rotacional extremamente rápido de solo úmido, que posteriormente à ruptura passou a movimentar-se sob a forma de um fluxo muito rápido de lama e detritos. Estes movimentos foram classificados segundo o critério proposto por Cruden e Varnes (1996). O escorregamento aqui estudado mobilizou um volume estimado em 110.000 m³ (HEIDEMANN, 2011).

Foram movimentados solos residuais finos muito alterados provenientes da alteração dos granulitos/gnaisses que constituem a geologia local. Na data do movimento principal as chuvas torrenciais já haviam cessado, apenas precipitações de baixa intensidade bastante espaçadas entre si estavam ocorrendo. Devido a esses movimentos, duas pessoas que haviam voltado a residir no local - acreditando estarem em segurança devido à interrupção das chuvas - faleceram.

Um mapa explicativo do local onde aconteceram os movimentos de massa, em conjunto com a identificação dos materiais envolvidos, é apresentado na Figura 3.5. O aspecto da encosta visto por imagens de satélite, antes e após os movimentos em questão, é apresentado na Figura 3.6 e na Figura 3.7, respectivamente. Na Figura 3.6 é mostrado esquematicamente a sequência de ocorrência dos movimentos de massa.

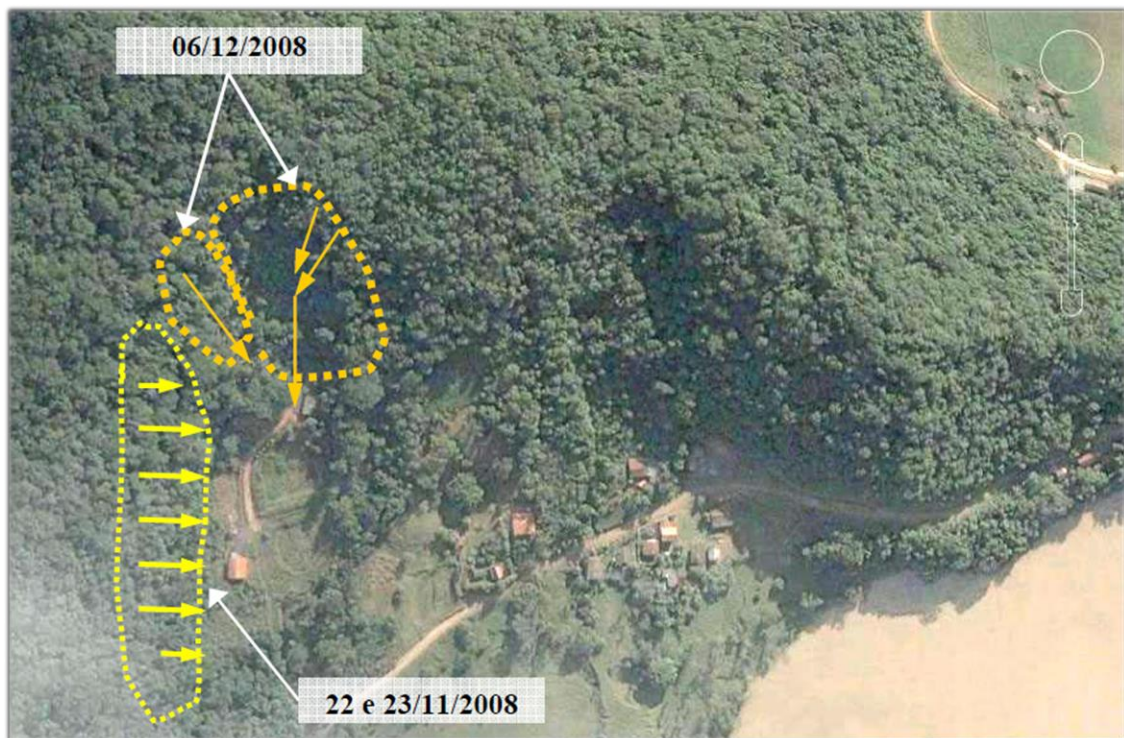
A cicatriz do deslizamento principal é apresentada na Figura 3.8 e no centro, o trajeto percorrido pelo material movimentado, até atingir o rio Itajaí Açu, pode ser observado na Figura 3.9, é possível também visualizar na parte direita da Figura 3.9, as cicatrizes na encosta, onde ocorreram os movimentos que precederam as rupturas circulares.

Figura 3.5 - Mapa explicativo da ruptura estudada



Fonte: FLORES et al. (2009)

Figura 3.6 – Imagem de satélite pré-ruptura em 10/06/2003 (Google Earth)



Fonte: Heidemann (2011)

Figura 3.7 – Imagem de satélite pós-ruptura em 2/08/2009 (Google Earth)



Fonte: Heidemann (2011)

Figura 3.8 – Cicatriz do movimento principal



Fonte: Heidemann (2011)

Figura 3.9 – Trajetória percorrida pelo material movimentado (Foto: H. M. Égas)



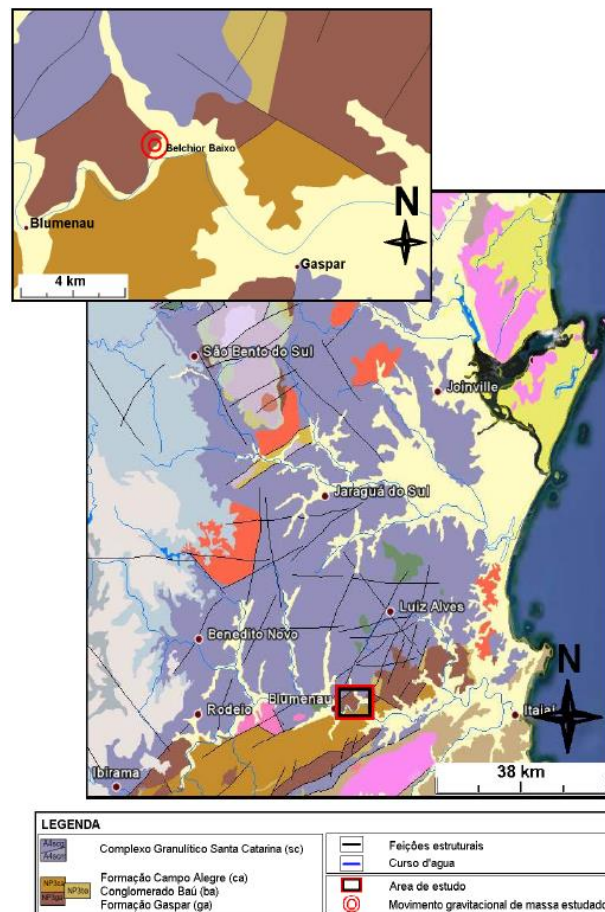
Fonte: Heidemann (2011)

3.2. GEOLOGIA

De acordo com Heidemann (2011), o município de Gaspar está situado na Área do Escudo Atlântico. Este domínio, que ocupa 17,6 % do território de Santa Catarina, prolonga-se em forma de cunha alongada no sentido norte-sul, é delimitado a oeste com as rochas sedimentares da Bacia do Paraná e a leste pelo Oceano Atlântico. A geologia da área é mostrada na Figura 3.10.

Há a transição de dois elementos tectônicos nessa região: o Cráton Luis Alves, através do trato rochoso do Complexo Luís Alves e a Bacia Periférica Camaquã-Itajaí com a ocorrência da unidade litoestratigráfica denominada Grupo Itajaí.

Figura 3.10 – Geologia da área estudada



Fonte: extraída de PERROTA et al. (2004) e CPRM – GEOBANK (2010) apud Heidemann (2011)

Os granulitos que ocorrem na área estudada, são rochas orto e para-derivadas como gnaisses, granulito e gnaiss granulito, de natureza ígnea e metamórfica. Os folhelos, siltitos e

tulfitos da região são rochas de natureza ígnea e sedimentar. Os conglomerados presentes na área estudada são de natureza sedimentar. As planícies da região são oriundas de deposição aluvionar, semi-consolidadas e inconsolidadas do período Quaternário, compostas por areia, cascalho e argila (HEIDEMANN, 2011).

3.3. ASPECTOS PEDOLÓGICOS/GEOMORFOLÓGICOS

A área de estudo situa-se na Unidade Geomorfológica Serras do Tabuleiro/Itajaí, que compõe cerca de 13 % da área de Santa Catarina. A geomorfologia da unidade é caracterizada por encostas íngremes e vales profundos, isso favorece o acontecimento de processos erosivos, especialmente nas encostas desmatadas, podendo inclusive ocorrer movimentos de massa, visto que o manto de material argiloso, resultante da alteração da rocha é espesso, podendo atingir até 20 metros. Em muitas encostas da área composta por esta unidade, há anfiteatros de erosão causados por movimentos de massa, frequentemente subatuais, o que é confirmado pela cobertura de gramíneas e arbustos.

3.4. GEOTECNIA

O solo estudado é um solo residual de granulito (SRGr) e consiste em um silte inorgânico com areia (ML) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000). Os índices físicos do solo foram determinados a partir da média entre 8 corpos de prova, dos quais 3 foram utilizados em ensaios triaxiais, 4 em ensaios de cisalhamento direto e 1 no ensaio de condutividade hidráulica. Como resultado dessa média obteve-se os valores mostrados na Tabela 3.1 (HEIDEMANN, 2011).

Tabela 3.1 – Índices físicos do solo

	Média	Desvio Padrão
Teor de umidade natural (%)	39,75	1,46
Peso específico real dos grãos (KN/m ³)	25,97	0
Peso específico aparente seco (KN/m ³)	11,90	0,35
Grau de Saturação (%)	86,84	1,75
Índice de vazios	1,21	0,03

Fonte: Heidemann (2011)

A condutividade hidráulica do solo foi determinada a partir de dois ensaios. No ensaio executado a partir do permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, determinou-se o coeficiente de condutividade hidráulica saturada (k_{sat}) para tensões variando de 25 a 400 kPa . O aumento da tensão confinante resultou em diminuição do valor de k_{sat} , resultado do rearranjo das partículas, que reduz os vazios do solo. O solo estudado apresentou baixa condutividade hidráulica, resultado de sua composição granulométrica bastante fina, com valores típicos de siltes ($k_{sat} = 1 \times 10^{-7}$ a 3×10^{-8} m/s). Esta condição, provavelmente, contribuiu para a demora observada entre as chuvas intensas e a ocorrência do deslizamento estudado (HEIDEMANN, 2011).

No trabalho de Heidemann (2011) foram realizados ensaios de Cisalhamento Torsional (*ring shear*), Cisalhamento Direto e Triaxiais para a determinação dos parâmetros de resistência do solo.

O ensaio *ring shear* teve como objetivo determinar a resistência ao cisalhamento residual, buscando verificar a possibilidade de o mesmo ter influência na deflagração dos movimentos de massa. De acordo com Heidemann (2011):

Estas simulações indicaram ainda que, após alguma deformação, situação em que o solo poderia ser levado à condição residual, os parâmetros de resistência residual não seriam capazes de satisfazer qualquer condição de estabilidade na conformação topográfica anterior à ruptura, levando a uma aceleração do processo. (p. 164).

Os ensaios de cisalhamento direto realizados no trabalho de Heidemann (2011), tiveram como um dos objetivos utilizar os parâmetros de resistência obtidos para definir os intervalos de tensão e deformação a serem utilizados nos ensaios triaxiais com trajetória especial. Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto

Condição	φ' (°)	c' (kPa)
Resistência de Pico (indeformado)	24,7	10,7
Grandes deformações (indeformado)	12,6	16,1
Resistência Última (remoldado)	24,9	9,2

Fonte: Heidemann (2011)

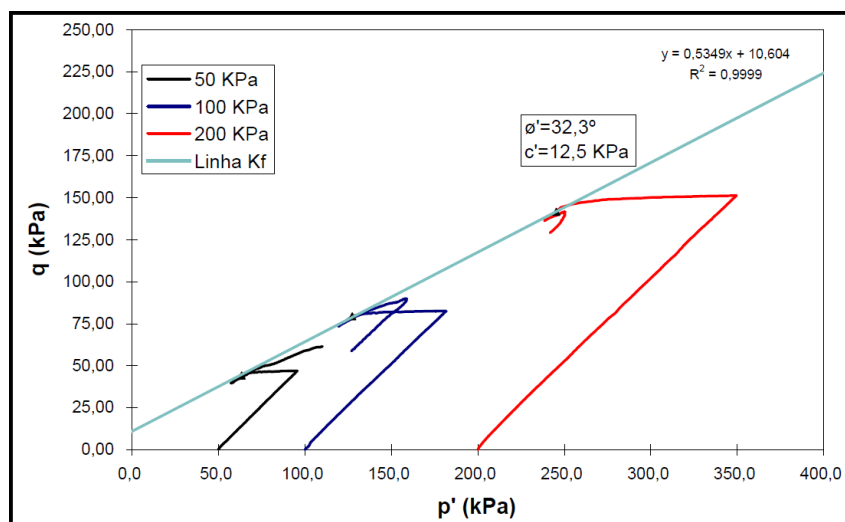
Dos ensaios triaxiais executados por Heidemann (2011), os de maior importância, tanto para a dissertação quanto para os objetivos deste trabalho, foram os ensaios nos quais o solo foi submetido a uma trajetória de tensões especiais, simulando o que normalmente ocorre em instabilidades provocadas por ação da chuva. Este método de ensaio, que apresenta trajetória de tensões efetivas com descarregamento de tensões médias e manutenção das tensões cisalhantes, reproduz a elevação das poropressões no talude e permite avaliar o comportamento mecânico pré e pós ruptura.

Segundo Heidemann (2011), o ensaio triaxial do tipo CID-U é uma interessante ferramenta no estudo de movimentos rotacionais de massa. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir deste ensaio foram superiores aos demais ensaios de cisalhamento, como em outros casos relatados na literatura. O resultado está representado graficamente na Figura 3.11.

Na etapa de elevação das poropressões dos ensaios CID-U verificou-se que o aumento da poropressão tende a reduzir levemente a resistência ao cisalhamento, até que ocorre uma queda brusca de resistência, ocorrendo durante este processo cerca de 2,0% de deformação axial. Esse comportamento ilustra claramente o ocorrido in situ, onde segundo os relatos de moradores, a ruptura se deu de forma repentina, sem apresentar indícios claros da iminência da instabilização (HEIDEMANN, 2011, p.143).

De acordo com Heidemann (2011), o solo residual de granulito apresenta parâmetros de resistência que estão dentro do intervalo medido para diversos solos residuais do sul do Brasil.

Figura 3.11 – Envoltórias de ruptura e trajetórias de tensão efetiva para o solo indeformado (ensaios CID-U)



Fonte: Heidemann (2011)

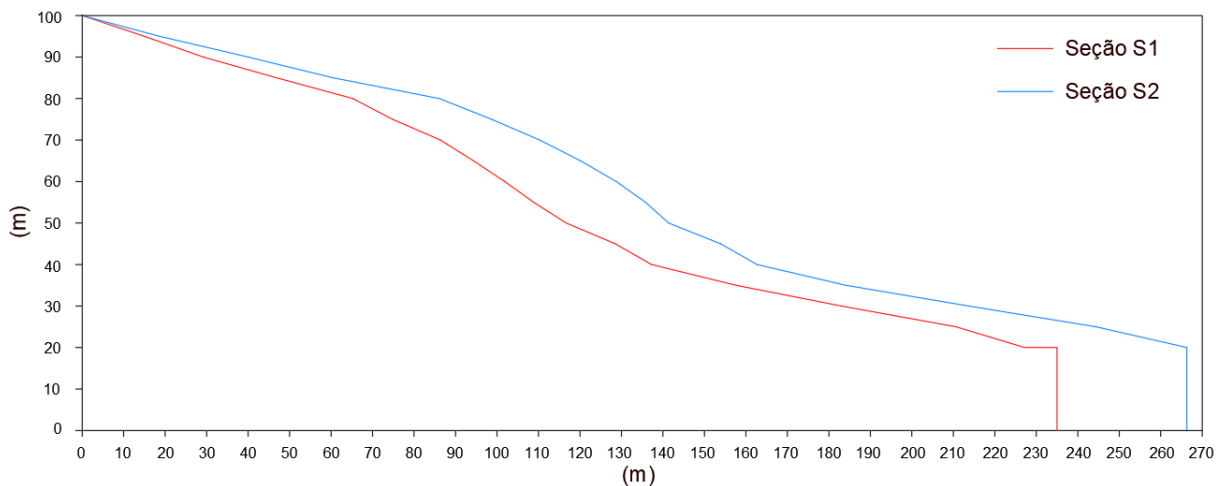
Portanto, os parâmetros de resistência que serão utilizados no presente trabalho, são os obtidos a partir dos ensaios CID-U.

3.5. TOPOGRAFIA

No presente trabalho serão analisados através do MEF os mesmos perfis topográficos analisados, através de métodos de equilíbrio limite por Heidemann (2011). Informações referentes à geometria da encosta e da superfície de ruptura, bem como condição dos níveis de poropressão, são pouco conhecidos ou mesmo desconhecidos.

Segundo Heidemann (2011), os dois perfis da encosta foram definidos a partir do mapa produzido por (FLORES et al., 2009), com curvas de nível a cada 5 metros. As seções transversais analisadas, S1 e S2, foram posicionadas de forma paralela ao movimento de massa ocorrido e, são mostradas na Figura 3.12. O mapa com indicação dos perfis é ilustrado na Figura 3.13.

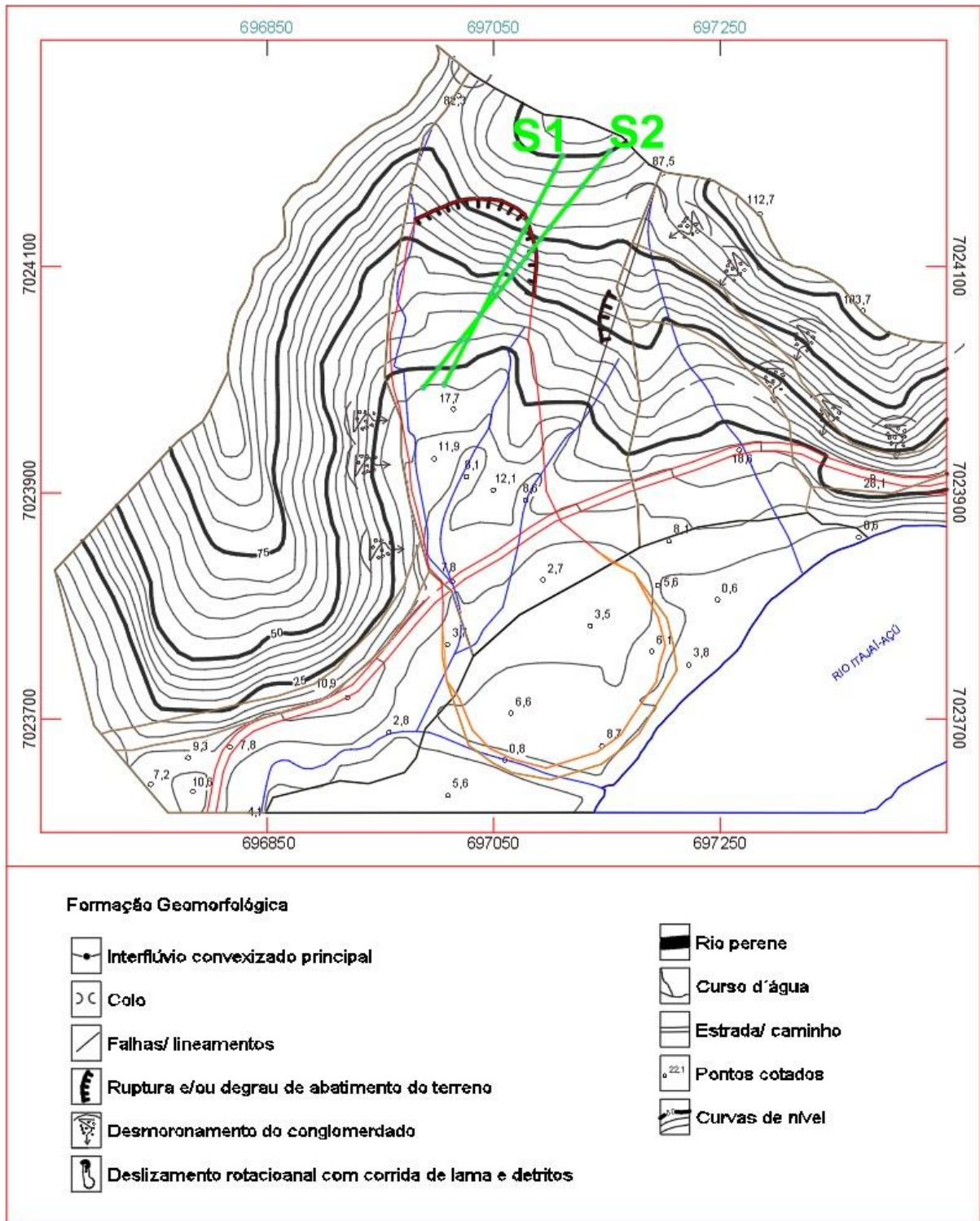
Figura 3.12 – Seções S1 e S2, dados disponibilizados por Heidemann (2011)



Fonte: Adaptado de Heidemann (2011)

De acordo com Heidemann (2011), o solo não apresenta estratificação, sendo assim considerado uma massa homogênea de solo residual de granulito.

Figura 3.13 – Croqui das seções estudadas

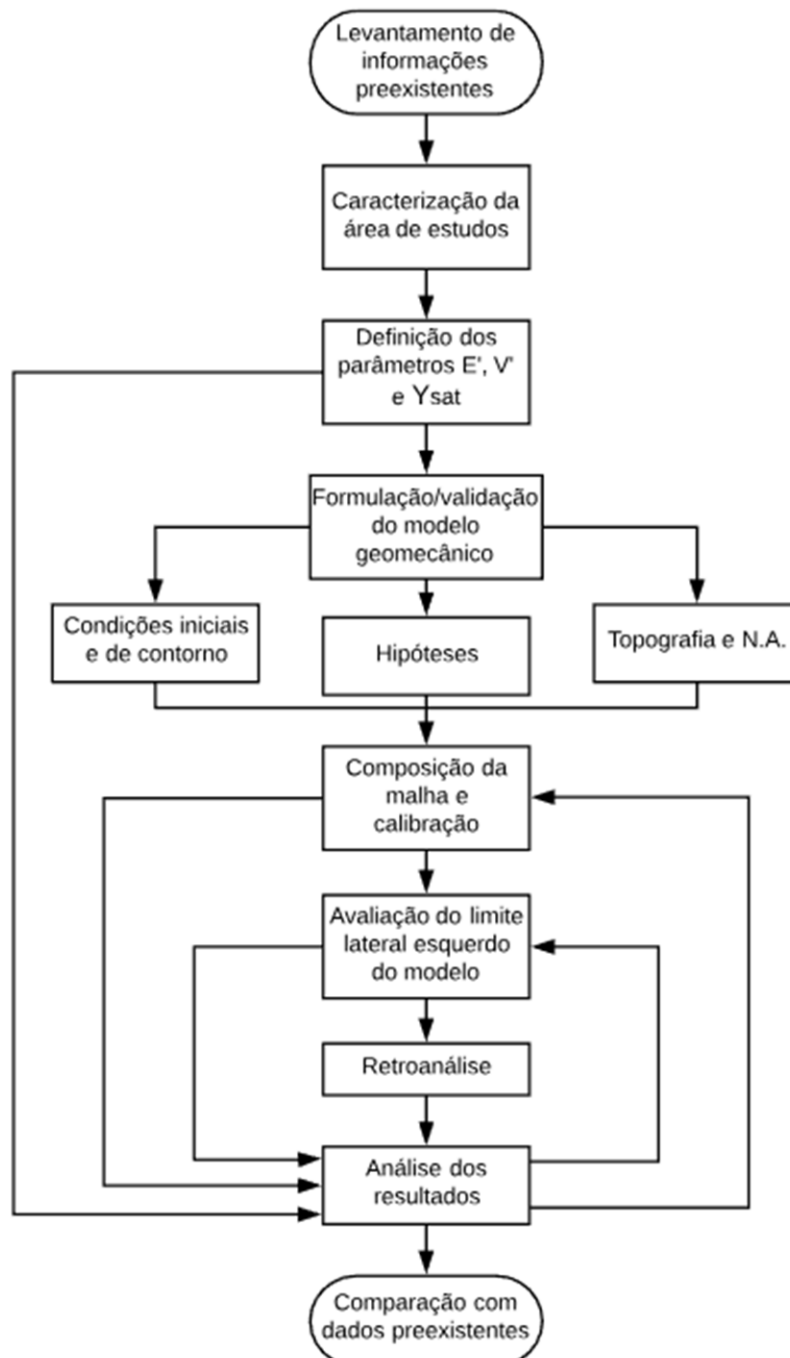


Fonte: Heidemann (2011)

4. METODOLOGIA

Neste capítulo são tratadas as etapas que se referem ao procedimento utilizado para a realização deste trabalho. A ordem deste procedimento é mostrada no fluxograma da Figura 4.1. Nas seções seguintes são descritas as etapas mostradas no fluxograma.

Figura 4.1 – Fluxograma das atividades propostas neste trabalho



Fonte: Autor

4.1. DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E γ_{sat}

A partir do trabalho de Heidemann (2011) foi possível extrair diretamente os valores do ângulo de atrito, intercepto coesivo e peso específico aparente natural, os quais foram utilizados no trabalho dele para análises por equilíbrio limite.

Para realizar análises pelo MEF, além dos parâmetros citados acima, são necessários:

- Módulo de deformabilidade (E');
- Coeficiente de Poisson (ν');
- Peso específico do solo saturado (γ_{sat}).

4.1.1. Parâmetros de deformabilidade

Para estimar o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson foram utilizados os resultados dos ensaios triaxiais tipo CIU e com trajetória de tensões especial fornecidos por Heidemann (2011). O ensaio com trajetória de tensões especial foi escolhido pois este ensaio também definiu o ângulo de atrito e intercepto coesivo que foram usados neste trabalho.

Os resultados apresentam as curvas de tensão desvio x deformação axial para 3 tensões de confinamento, 50, 100 e 200 kPa . No problema em questão a ruptura ocorreu em uma profundidade aproximada de 20 metros da superfície, o solo apresenta um peso específico aparente úmido igual à 16,63 kN/m^3 , o que resultaria em uma tensão vertical efetiva de 332,6 kPa e, considerando o nível de água (N.A.) próximo à superfície (3 m em média) resulta em uma tensão vertical efetiva de 162,6 kPa . Por isso foi utilizada a curva correspondente à 100 kPa de tensão confinante para a definição dos parâmetros E' e ν' .

Do gráfico tensão desvio x deformação axial foi obtida a deformação axial e tensão desviadora correspondente à 50% da tensão desviadora máxima e então foi calculado o módulo de deformabilidade através da Equação 3.1:

$$E' = \frac{\sigma_d}{(\varepsilon_a\%/100)} \cdot 1000 \text{ (MPa)} \quad \text{Equação (3.1)}$$

Onde:

- E' = Módulo de deformabilidade (MPa);

- σ_d = Tensão desvio (KPa);
- ε_a % = Deformação axial em porcentagem.

Para definir o coeficiente de Poisson foram necessários os valores de tensão desviadora, deformação axial e deformação volumétrica correspondentes à 50% da tensão desviadora máxima. Foi utilizada a Equação 3.2 para determinar a deformação radial e a partir da Equação 3.3 foi determinado o coeficiente de Poisson.

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad \text{Equação (3.2)}$$

$$\nu' = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad \text{Equação (3.3)}$$

Onde:

- ν' = Coeficiente de Poisson;
- ε_v = Deformação volumétrica;
- ε_a = Deformação axial;
- ε_r = Deformação radial.

4.1.2. Peso específico do solo saturado (γ_{sat})

Dentre os índices físicos definidos no trabalho de Heidemann (2011), foram necessários os valores do peso específico real dos grãos e índice de vazios do solo para determinar o peso específico do solo saturado (γ_{sat}). O cálculo foi feito através da Equação 3.4:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad \text{Equação (3.4)}$$

Onde:

γ_{sat} = Peso específico do solo submerso

γ_s = Peso específico real dos grãos

γ_w = Peso específico da água

e = Índice de vazios

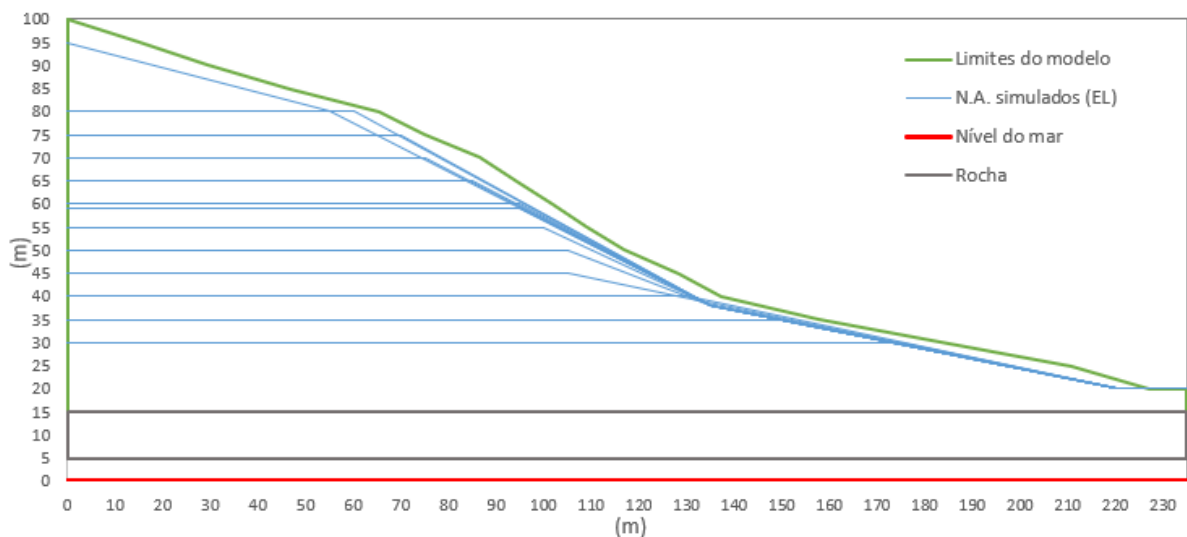
4.2. FORMULAÇÃO/VALIDAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO

4.2.1. Topografia e níveis de água

O perfil topográfico da seção S1 foi construído por Heidemann (2011) através do mapa de Flores et al. (2009), este representa a encosta com curvas de nível a cada 5 metros. Os níveis de água simulados no trabalho de Heidemann (2011) foram definidos para realizar a retroanálise com o intuito de encontrar o N.A. que deflagrou a ruptura do talude estudado.

As simulações neste trabalho seguiram fielmente as condições de água simuladas no trabalho de Heidemann (2011), com o objetivo de se obter comparativos de qualidade entre as análises por equilíbrio limite e elementos finitos. Tanto os pontos do perfil topográfico quanto os pontos de N.A. foram obtidos através de arquivos HTML, gerados a partir dos arquivos das simulações por equilíbrio limite realizadas no software GeoStudio, disponibilizados por Heidemann (2011) e são mostrados na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Topografia da seção e N.A. simulados no trabalho de Heidemann (2011)

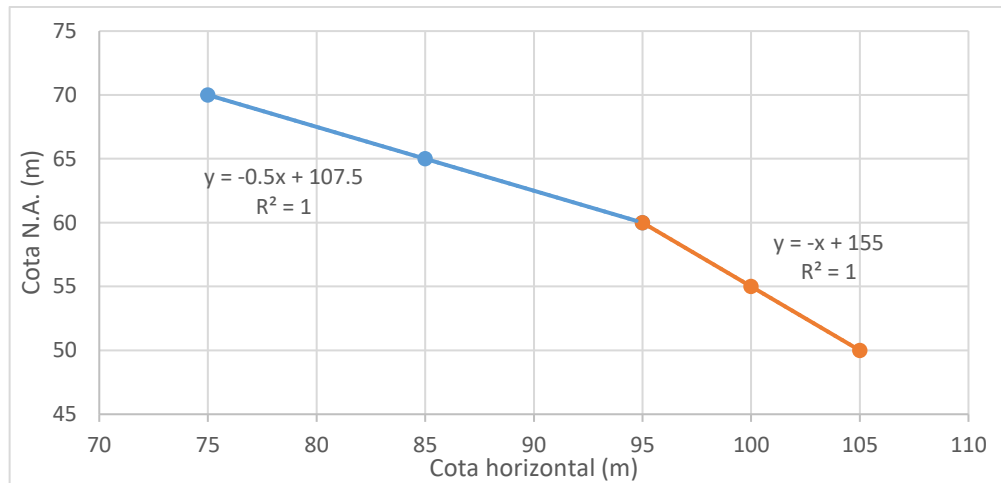


Fonte: Autor

Além dos níveis de água simulados por Heidemann (2011) foram simulados também níveis de água com menor espaçamento entre eles, com o intuito de elevar as poropressões até o mais próximo da iminência da ruptura e desta forma observar a distribuição de tensões, deformações e o FS neste estado limite. Os pontos de cota de N.A. 50, 55, 65 e 70 metros foram

plotados, pois o intervalo no qual ocorreu a ruptura estava provavelmente entre as cotas 50 e 70 metros. Foram observadas inclinações diferentes entre os intervalos de N.A. 50-60 e 60-70 metros, como mostrado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Diferente inclinação de N.A. após cota 60 metros



Fonte: Autor

Os N.A. intermediários acrescentados às análises foram definidos com a ajuda das equações geradas a partir dos pontos plotados no gráfico da Figura 4.3 e assim foi possível realizar novas análises respeitando a proporção da variação da cota horizontal com o aumento da cota vertical, utilizada nas simulações de Heidemann (2011).

4.2.2. Hipóteses

Para a realização das análises, algumas hipóteses e condições foram assumidas e estão listadas a seguir:

- Devido ao longo período de chuvas, ao alto valor do grau de saturação obtido nos corpos de prova e a não existência de dados sobre os valores de sucção na encosta, assume-se que esta era nula;
- Assume-se que o maciço é inteiramente formado por solo residual de granulito;
- Para as análises foram empregados os mesmos parâmetros de resistência ao cisalhamento que foram utilizados em análises por equilíbrio limite no trabalho de Heidemann (2011). Estes parâmetros foram obtidos nos ensaios triaxiais

CID-U em amostras indeformadas e representam o maior dos conjuntos de resultados;

- Os parâmetros de deformabilidade E' e ν' foram considerados constantes em todo o maciço;
- O ângulo de dilatação do solo foi considerado nulo por não interferir significativamente nos resultados, como citado na seção 2.2.2.8.;
- Os níveis de água foram considerados constantes (fluxo nulo).

4.2.3. Condições iniciais e de contorno

No trabalho realizado por Heidemann (2011), para a execução das simulações, a cota de 15 metros, com relação ao nível do mar, definida para a superfície do substrato rochoso foi estipulada hipoteticamente. Portanto, de forma a avaliar a veracidade desta hipótese, a posição da superfície da rocha foi mantida. Esta condição foi representada por engaste no limite inferior do modelo pelos seguintes motivos:

1. Ausência de informações relativas aos parâmetros de resistência da rocha e interface solo/rocha;
2. Ausência de informações relativas aos parâmetros de deformabilidade da rocha e interface solo/rocha;
3. Não conhecimento do formato e da posição da superfície do substrato rochoso.

Foram então utilizadas as condições de contorno padrão do software PLAXIS 2D. Estas restringem deslocamentos horizontais e verticais para o limite inferior do modelo. Para os limites laterais restringem-se os deslocamentos verticais, enquanto que os deslocamentos são livres na superfície. Nas laterais e no limite inferior a rotação é nula. Já para a superfície do solo a rotação é livre.

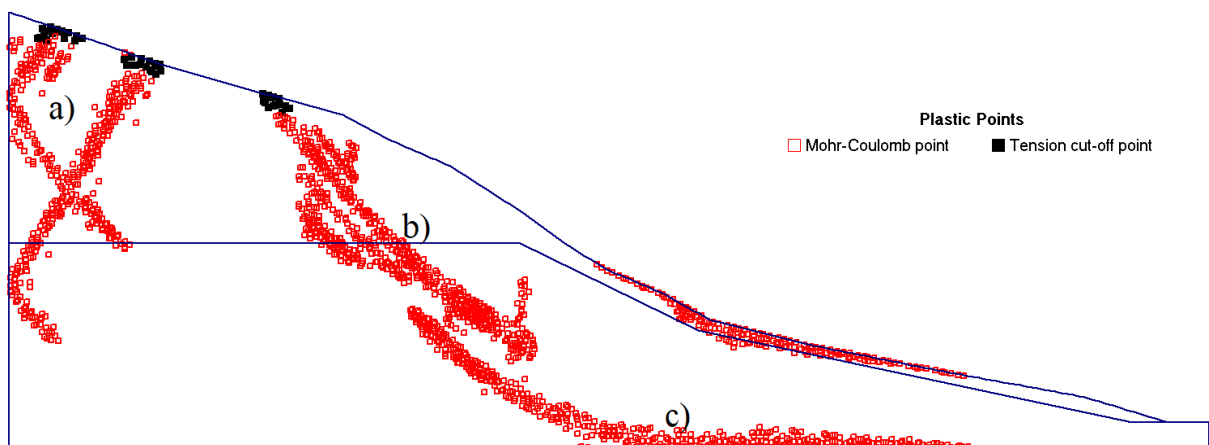
As poropressões foram definidas em etapas isoladas de cálculo com a utilização da ferramenta “Carga Hidráulica”. Esta permitiu definição de linhas horizontais e inclinadas para simulação dos N.A., considerando distribuição hidrostática de pressão de água abaixo delas e até o limite inferior do modelo.

4.2.4. Composição da malha e calibração

A malha foi composta por elementos triangulares (única opção) e de 15 nós, que, como discutido na seção 2.2.2.5. apresenta resultados mais precisos apesar de implicar em maior custo computacional.

O refinamento local da malha, como explicado na Seção 2.2.2.6, deveria ser feito junto aos locais que apresentassem grandes concentrações de tensão ou grandes gradientes de deformação. No entanto, o modelo apresentou ao menos 3 locais onde estas características foram recorrentes na maioria das simulações. A Figura 4.4 mostra os locais através dos pontos de plastificação de Mohr-Coulomb: um próximo ao limite lateral esquerdo e à superfície do solo (a), um que tenderia a caracterizar a superfície de ruptura (b) e outro junto à base do modelo (c). Assim, optou-se por realizar um maior refinamento global da malha.

Figura 4.4 – Locais de concentrações de tensão/gradientes de deformação



Fonte: Autor

Com o intuito de encontrar o tamanho de malha adequado para o problema em questão foram executadas simulações a partir das opções de geração automática de malha fornecidas pelo software e também foram gerados mais dois tipos de malha. O PLAXIS 2D oferece 5 tipos de malha padrão: muito grosseira, grosseira, média, fina e muito fina. O sexto e sétimo tipo de malhas analisadas foram denominadas, neste trabalho, como “fina +” e “muito fina +”, respectivamente.

A malha “fina +” foi criada gerando-se primeiramente a malha fina, padrão no software, então foi feita a seleção do talude inteiro e foi executada a opção *refine cluster*, disponível no software. O sétimo tipo de malha (“muito fina +”) seguiu o mesmo procedimento

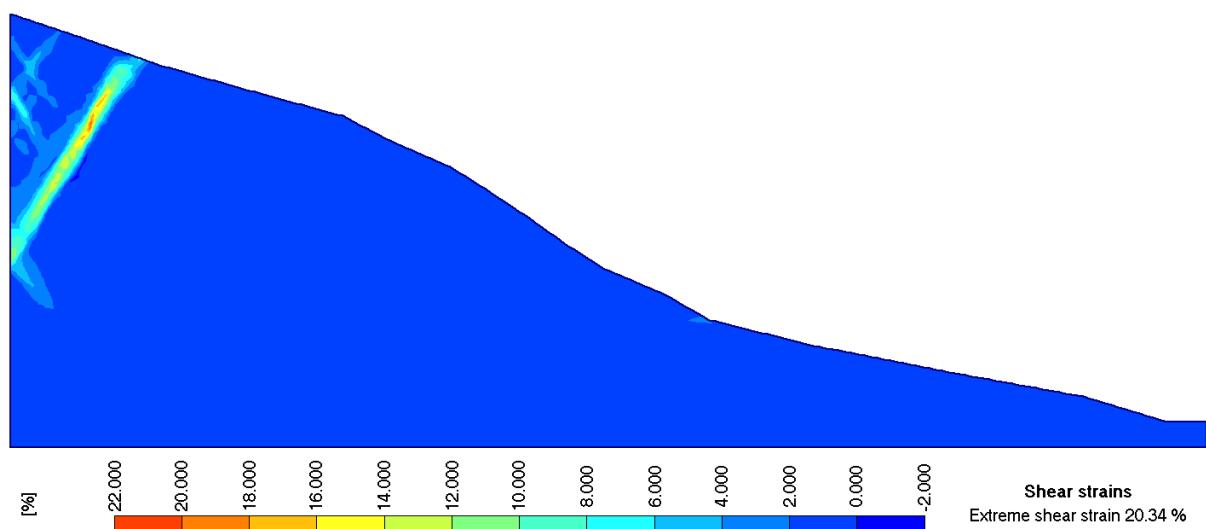
descrito para a malha “fina +”, com uma única diferença: primeiramente foi gerada a malha muito fina para posterior execução da ferramenta *refine cluster*.

Para avaliação do tipo de malha foram realizadas simulações com N.A. igual a 0 e 50 metros e para os 7 tipos de malha. Então, foram analisados os deslocamentos máximos e os FS da encosta, para os N.A. 0 e 50 m. Também foram executadas simulações com o objetivo de encontrar o N.A. máximo (precisão de 10 cm) que precede a ruptura do talude. Para obter esses resultados, foram realizadas simulações plásticas convencionais e redução phi-c.

4.2.5. Avaliação do limite lateral esquerdo do modelo

Com a análise das deformações por cisalhamento e dos pontos de plasticidade de Mohr-Coulomb gerados do maciço, obtidos a partir de análise plástica com malha “fina +” e para N.A. nulo, foi possível observar concentração de deformações junto à lateral esquerda do modelo (Figura 4.5), bem como pontos de plastificação na mesma área (Figura 4.6). Isto indica que o limite lateral esquerdo não está devidamente afastado de forma a não influenciar os resultados das simulações.

Figura 4.5 – Deformações por cisalhamento (malha “fina +” e N.A. = 0 m)

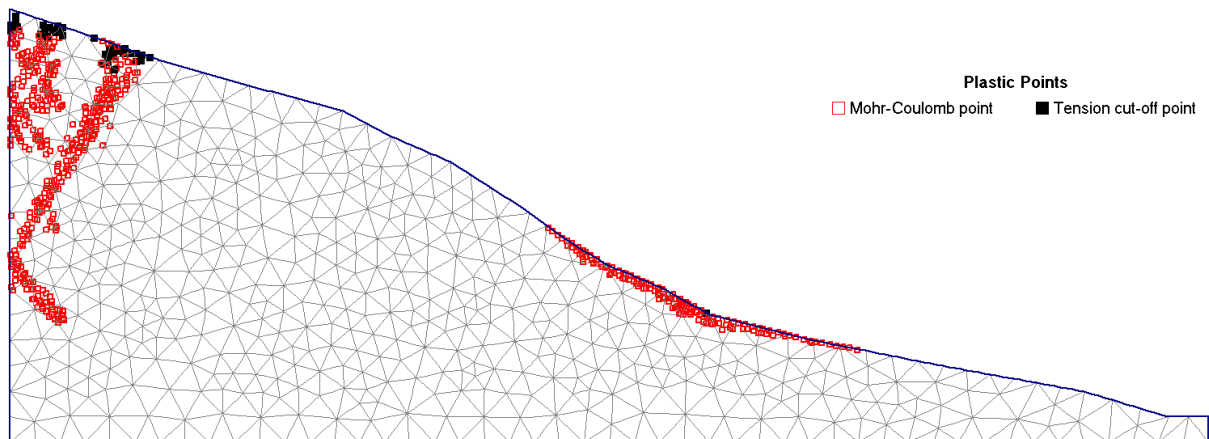


Fonte: Autor

Portanto, com o intuito de avaliar a posição correta para o limite lateral esquerdo do modelo, simulações foram realizadas deslocando-se a posição deste, visando encontrar uma posição a partir da qual não houvesse influência nos resultados. A princípio, seguindo o modelo

proposto por Heidemann (2011), simulações foram realizadas com o limite lateral esquerdo na posição 0 metros, este limite foi então deslocado para a esquerda de 10 em 10 metros. Como critério de parada foram analisadas as deformações por cisalhamento e posição dos pontos de plastificação de Mohr-Coulomb. Para a execução destas simulações foi utilizada a malha “fina +”.

Figura 4.6 – Pontos de plastificação de Mohr-Coulomb (malha “fina +” e N.A. = 0 m)



Fonte: Autor

4.3. RETROANÁLISE

A investigação da ruptura foi realizada através de incrementos de N.A. Primeiramente, o talude foi analisado com nível de água igual o nível do mar. A segunda análise foi realizada para N.A. de 30 metros (em relação ao nível do mar) e então foram executadas simulações com incrementos de 5 metros de carga d'água até que o N.A. atingisse 55 metros. Após esta cota, os incrementos passaram a ter valor de 0,1 metros até que a cota do N.A. para deflagração da ruptura fosse alcançada através de análises plásticas. Posteriormente, foram executadas análises de redução ϕ -c, para obter os valores de FS, em cada cota de N.A. já analisada. A retroanálise foi executada para o tipo de malha “fina +” devido ao menor tempo de processamento.

4.4. COMPARAÇÃO COM DADOS PREEXISTENTES

Como forma de avaliar a qualidade dos resultados obtidos pelo MEF, estes foram comparados com os dados presentes no trabalho de Heidemann (2011), que são os resultados obtidos por equilíbrio limite e a superfície da ruptura estimada a partir da crista e pé da ruptura

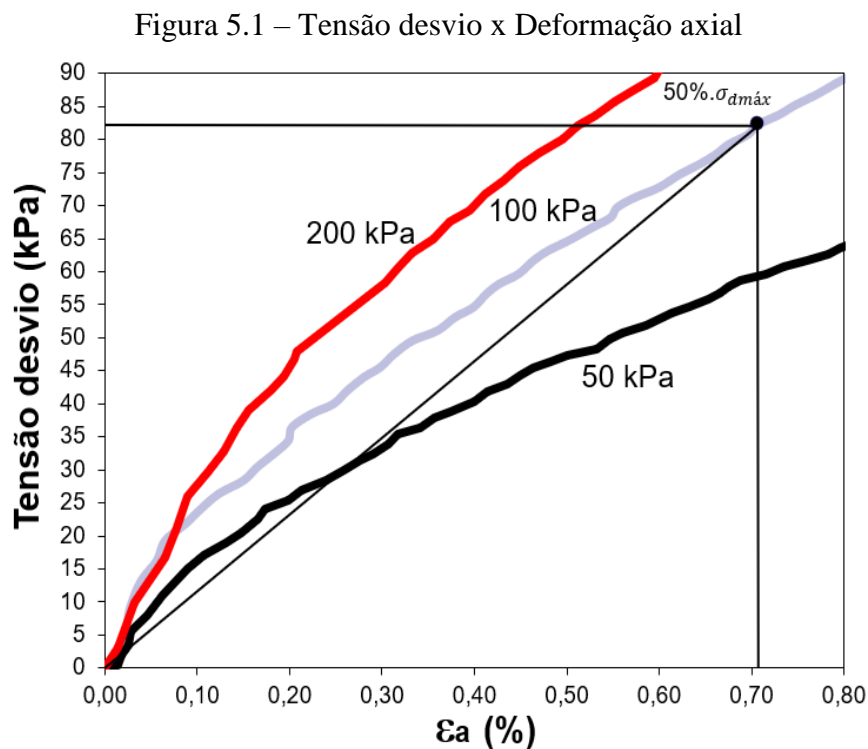
medidos em campo. Foi gerado um gráfico que relaciona o valor do FS com o aumento do N.A. Com ajuda de software de desenho CAD, foram plotadas as superfícies de ruptura por equilíbrio limite (E.L), MEF e a superfície de ruptura que foi observada em campo.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E γ_{sat}

5.1.1. Parâmetros de deformabilidade

A tensão desvio máxima, antes da ruptura, para a curva de tensão confinante igual a 100 kPa foi de 165,1 kPa. A tensão mais próxima à que corresponde a 50% da tensão desvio máxima é 82,3 kPa, o valor de deformação axial ligado a ela é de 0,71%. Na Figura 5.1 pode-se observar este ponto, bem como as curvas de tensão confinante igual a 50 e 200 kPa. Esses valores resultam em um módulo de deformabilidade igual a 11.592 kPa.



Fonte: Adaptado de Heidemann (2011)

Na definição do coeficiente Poisson para deformações referentes a 50% da tensão desviadora máxima, para a curva de 100 kPa de confinamento, o coeficiente de Poisson

apresentou redução de 0,441 a 0,045 e variação aleatória até o ponto de deformação axial igual a 0,28%. A partir deste ponto os valores do coeficiente de Poisson passaram a crescer com tendência linear apesar de que ainda é possível observar pontos de dispersão aleatória. Desta forma, foi verificado que o resultado do coeficiente de Poisson foi mais coerente para deformações provocadas a partir da tensão desvio de 58,13 *kPa* e teve valor de 0,221 para tensão desvio igual a 82,3 *kPa*.

5.1.2. Peso específico do solo saturado (γ_{sat})

Para calcular o peso específico do solo saturado (γ_{sat}), que representa o peso específico do solo submerso, foram utilizados dois índices físicos da Tabela 3.1 e o peso específico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$). Estes valores resultaram em um valor de 17,23 *kN/m*³ para o γ_{sat} . O acréscimo no valor de γ_n para γ_{sat} foi de apenas 3,61%, isso pode ser explicado pelo alto grau de saturação do solo e pequeno índice de vazios.

5.2. VALIDAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO

5.2.1. Calibração da malha

A Tabela 5.1 mostra o número de elementos e o número de nós obtidos com a geração de cada tipo de malha.

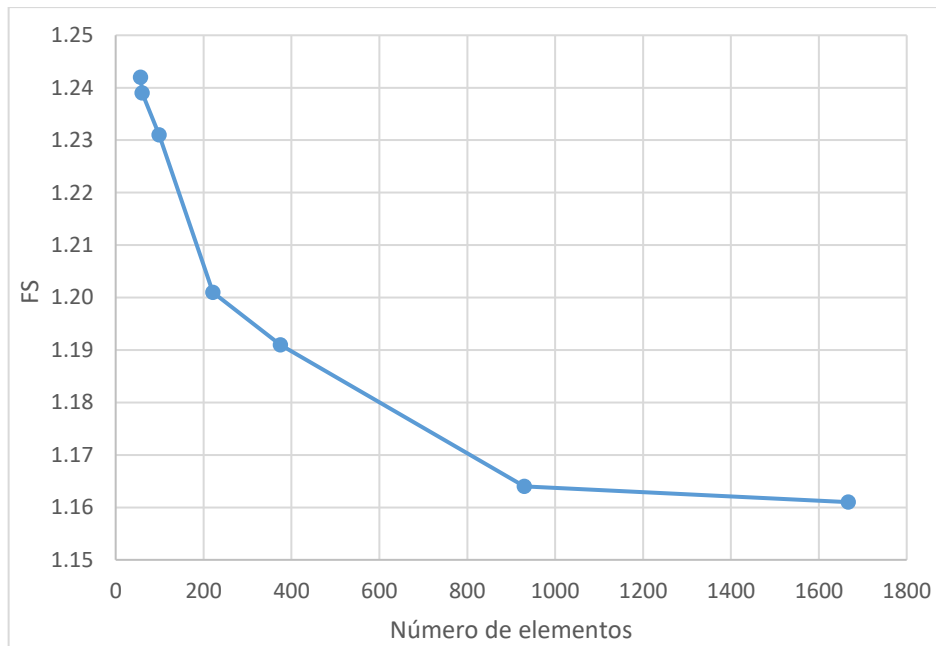
Tabela 5.1 – Tipo de malha, número de elementos e nós

Tipo de malha	Número de elementos	Número de nós
Muito grosseira	57	515
Grosseira	60	549
Media	99	879
Fina	221	1891
Muito fina	375	3163
Fina +	930	7677
Muito fina +	1667	13663

Fonte: Autor

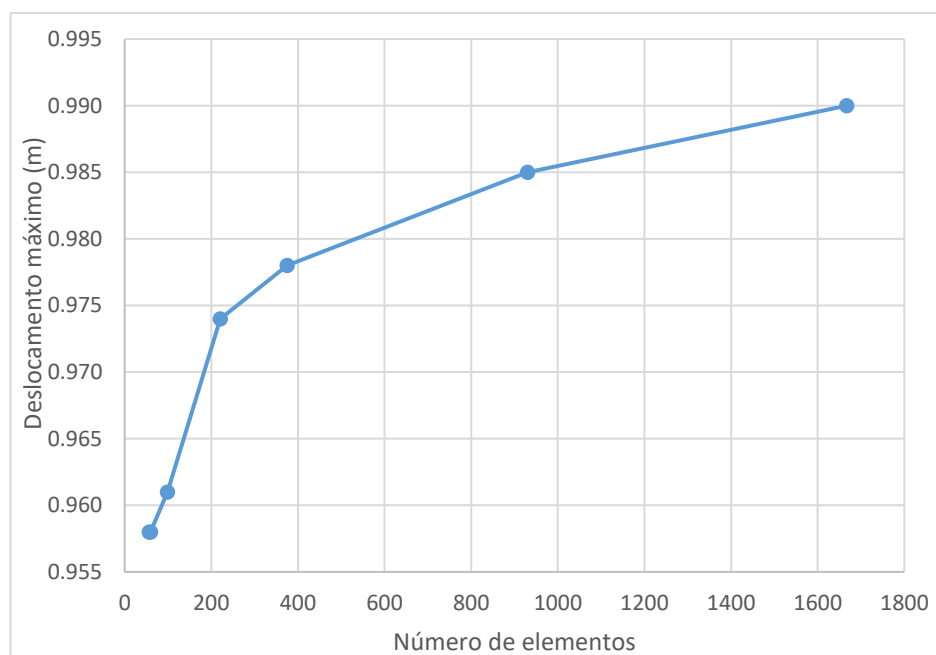
As Figuras 5.2 e 5.3 mostram, respectivamente, o gráfico que relaciona a variação do FS com o refinamento da malha e os deslocamentos máximos com o refinamento da malha, para N.A. igual a 50 metros. As Figuras 5.4 e 5.5 mostram os mesmos gráficos, porém, para N.A. nulo.

Figura 5.2 – Variação do FS x número de elementos (N.A. = 50 m)



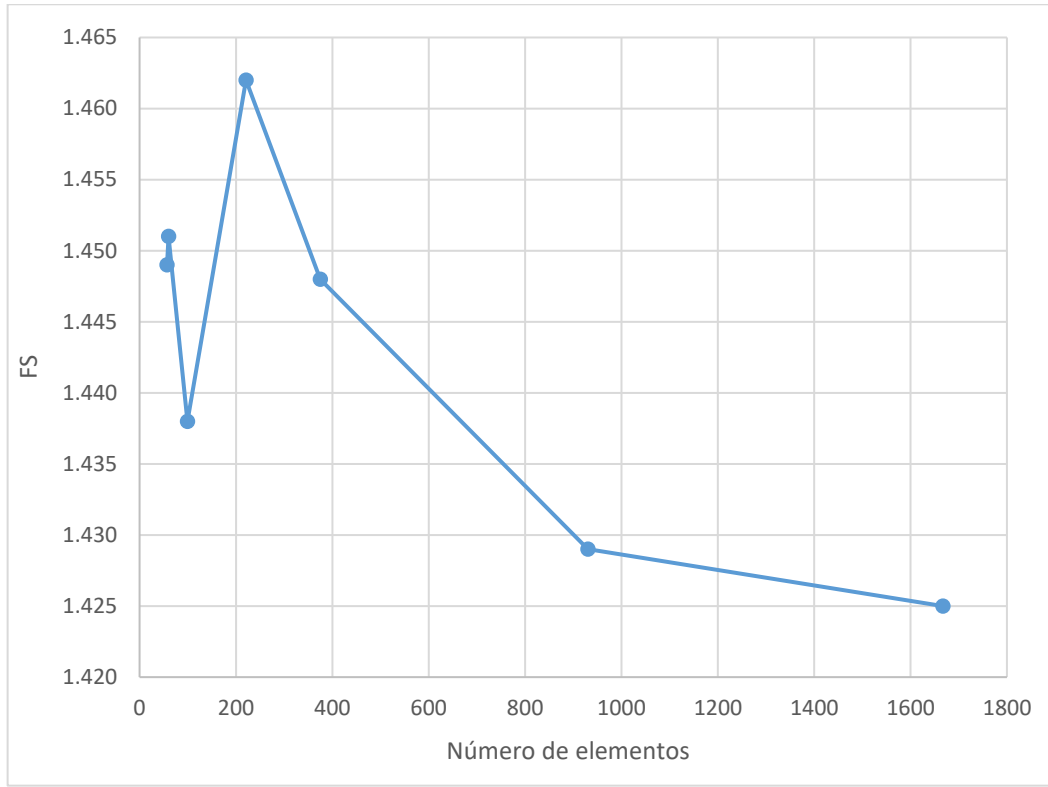
Fonte: Autor

Figura 5.3 – Deslocamento máximo no talude x número de elementos (N.A. = 50 m)



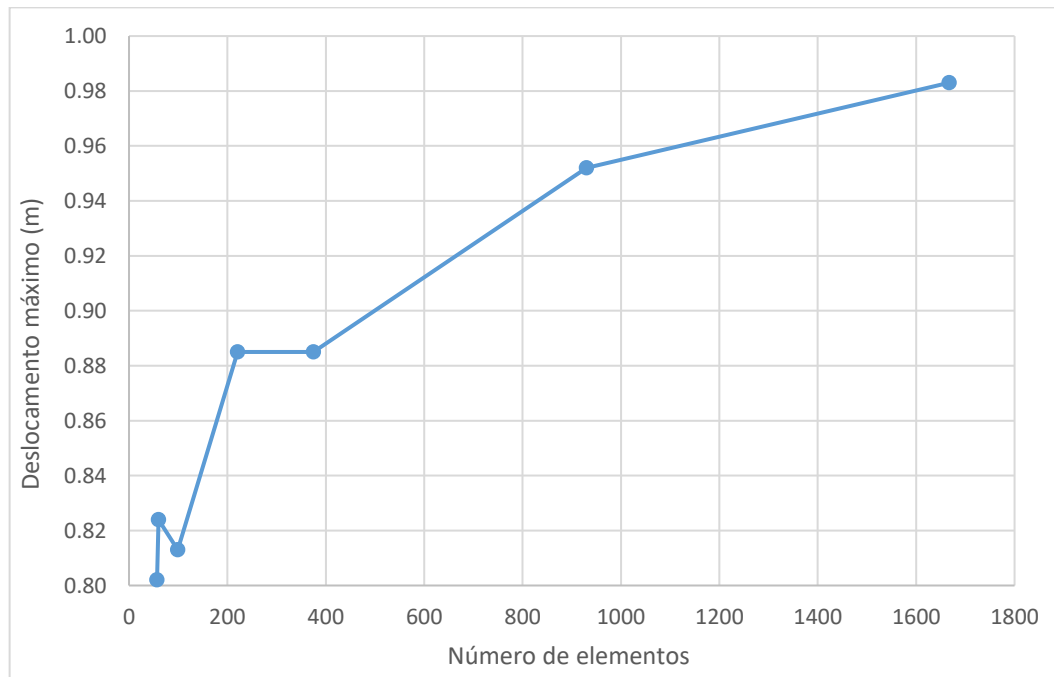
Fonte: Autor

Figura 5.4 – Variação do FS x número de elementos (N.A. = 0 m)



Fonte: Autor

Figura 5.5 – Deslocamento máximo no talude x número de elementos (N.A. = 0 m)



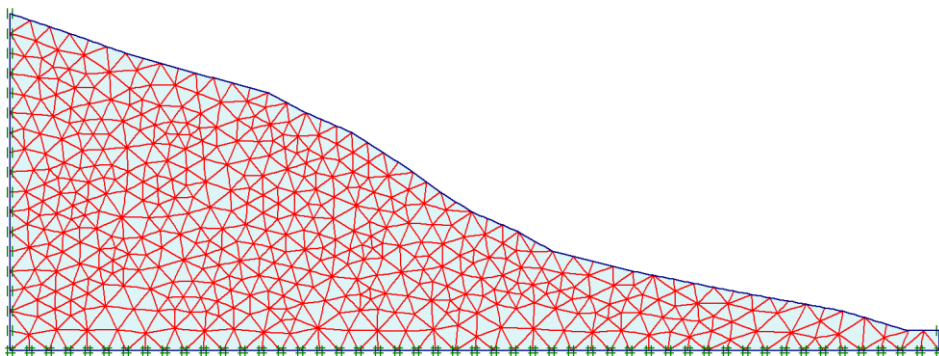
Fonte: Autor

Pode-se observar uma característica comum para todos os gráficos, a maioria das retas que ligam os pontos apresentam inclinações que decrescem com o aumento do número de elementos. Outro fato é que as inclinações das retas são menores entre as malhas fina + e muito fina +, com exceção no gráfico da Figura 5.5 em que o deslocamento máximo foi constante entre as malhas fina e muito fina, porém, se ignorado um desses dois pontos, a menor inclinação de reta fica novamente entre as malhas fina + e muito fina +.

Ressalta-se que os deslocamentos máximos, para os N.A. igual a 0 e 50 m, quando comparados com as dimensões iniciais do talude estudado – 235 metros de comprimento e 85 metros de altura – representam, respectivamente, 0,418% e 0,421% do comprimento e 1,156% e 1,165% da altura. Quando comparada a variação do deslocamento máximo entre malhas fina + e muito fina +, para N.A. = 0 metros (maior variação) com as dimensões do talude, encontra-se os valores de 0,013% para o comprimento e 0,036% para a altura da encosta. Estes valores podem ser considerados irrelevantes para o problema estudado.

Outro ponto observado foi que pra N.A. nulo a menor variação do FS aconteceu na transição entre malhas muito grosseira e grosseira, intervalo no qual houve aumento de 3 elementos e de 0,002 no FS. Analisando o último intervalo de dados, entre malha fina + e muito fina +, verifica-se um aumento de 737 elementos e uma variação de 0,04 no FS. Para N.A 50 metros, verifica-se a mesma variação no FS (0,003) para o primeiro e ultimo intervalo de malhas, a diferença entre número de elementos, como no caso para N.A. = 0 metros, é de 3 e 737 para primeiro e ultimo intervalo, respectivamente.

Figura 5.6 – Malha “fina +”



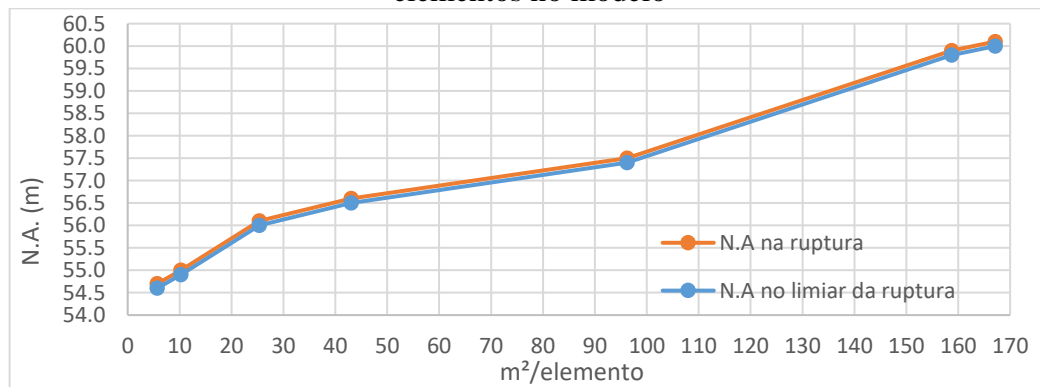
Fonte: Autor

Diante dos dados apresentados anteriormente fica evidente a tendência à convergência dos deslocamentos máximos e FS nas simulações. Portanto, devido às pequenas variações nos

resultados obtidos entre malhas fina + e muito fina +, os bons resultados apresentados pela primeira e, ao menor custo computacional nas simulações verificado com o uso desta, as análises usadas para desenvolvimento do trabalho foram executadas com a malha fina + (Figura 5.6).

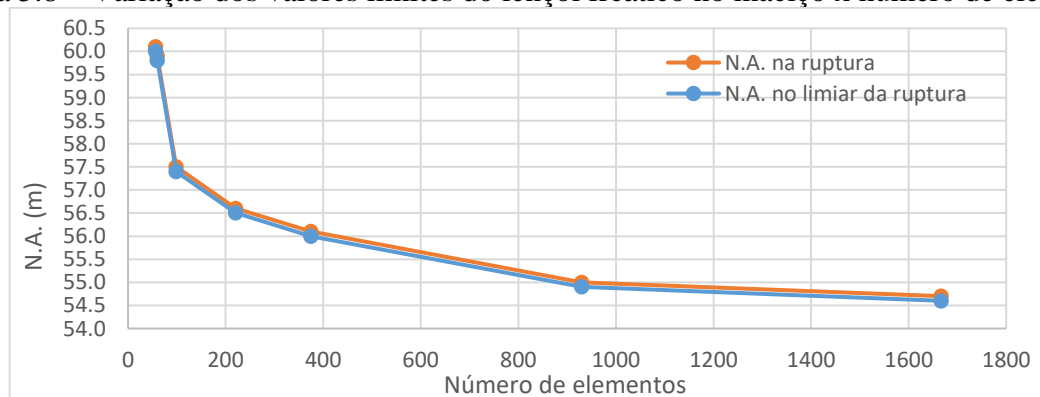
Um ponto importante para a análise dos resultados seguintes é mostrado nos gráficos das Figuras 5.7 e 5.8. O N.A. que deflagra a ruptura na encosta foi menor para cada refinamento de malha, ou seja, foi verificado que quanto menor a área média que um elemento do modelo ocupa menor é a cota de N.A. que promove ruptura no talude. Esta tendência evidencia a coerência nos resultados obtidos para os FS e deslocamentos máximos. Foi observado também a pequena diferença (30 cm) no N.A. de ruptura, entre o penúltimo e último refinamento. Este valor representa 0,499% do N.A. máximo na ruptura obtido (60,1 m). Logo, foi observado novamente a tendência à convergência nos resultados.

Figura 5.7 – Variação dos valores limites do lençol freático no maciço x área média dos elementos no modelo



Fonte: Autor

Figura 5.8 – Variação dos valores limites do lençol freático no maciço x número de elementos



Fonte: Autor

5.2.2. Avaliação das fronteiras do modelo

5.2.2.1. Limite lateral esquerdo

O limite lateral esquerdo do modelo foi deslocado, de 10 em 10 metros, da coordenada $x = 0$ metros até a coordenada $x = -50$ metros. Para o modelo sem deslocamento da lateral esquerda, obteve-se 930 elementos como resultado da geração de malha fina +, este valor resulta em uma média de 10,24 m² para cada elemento.

A Tabela 5.2 mostra, para cada deslocamento da lateral esquerda, o número de elementos esperado de acordo com o aumento da área. Observa-se que o número de elementos gerados pelo software não aumenta proporcionalmente com a área do modelo.

Tabela 5.2 – Informações a respeito das simulações de deslocamento da lateral do modelo

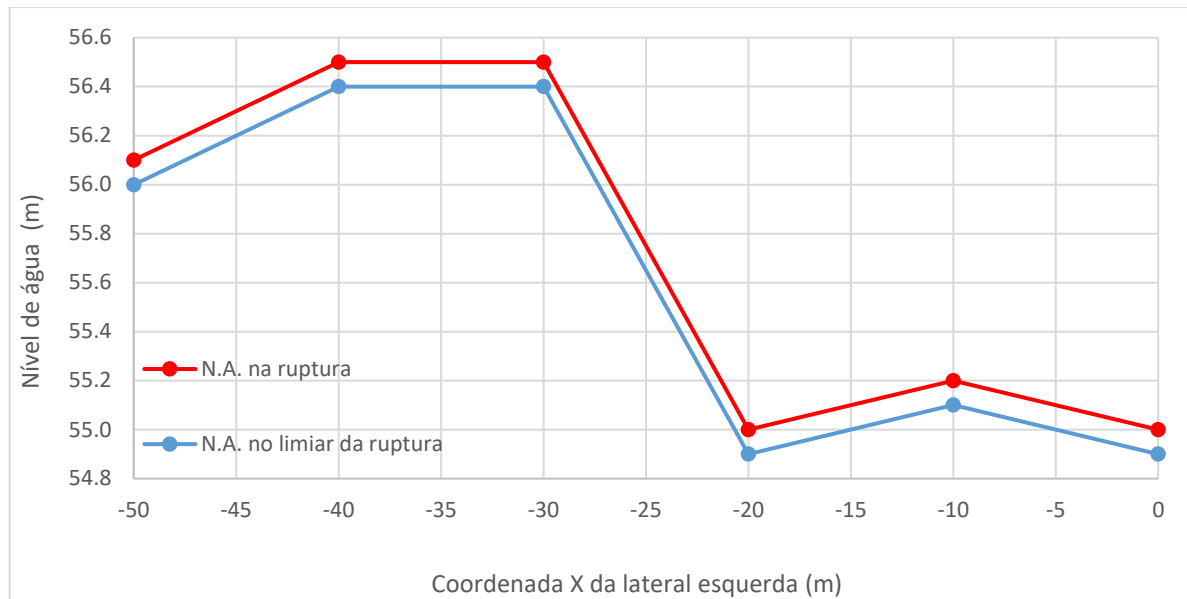
Deslocamento (m)	Área da seção (m ²)	Número de elementos (esperado)	Número de elementos (obtido)	m ² /E
0	9525,95	930	930	10,24
10	10525,95	1028	922	11,42
20	11525,95	1125	925	12,46
30	12525,95	1223	902	13,89
40	13525,95	1321	984	13,75
50	14525,95	1418	1002	14,50

Fonte: Autor

Como visto na Figura 5.7 da Seção 5.2.1., para as simulações realizadas com intuito de calibração da malha, o N.A. que deflagra a ruptura diminuiu com o aumento do número de elementos e consequente diminuição da relação m²/elemento, para todas as malhas simuladas.

No entanto, pode ser observado através da Figura 5.9 que os N.A. que provocaram a ruptura, em cada aumento do deslocamento da lateral esquerda do modelo, diminuíram para dois dos incrementos e se manteve constante para um dos incrementos. Logo, apenas para dois dos 5 incrementos de deslocamento os resultados seguiram a tendência esperada. Estes resultados podem ser encarados como indicativos da influência do limite lateral esquerdo do modelo nas análises de estabilidade da encosta.

Figura 5.9 – N.A. que deflagra a ruptura x posição do limite lateral esquerdo do modelo



Fonte: Autor

Com a análise dos resultados das simulações para os N.A. que antecedem a ruptura, através de análises plásticas no software PLAXIS 2D, foram observados que os níveis de deformações por cisalhamento na região próxima ao limite lateral esquerdo do talude diminuiriam com o afastamento desta lateral em relação à posição de origem (Figura 5.10)

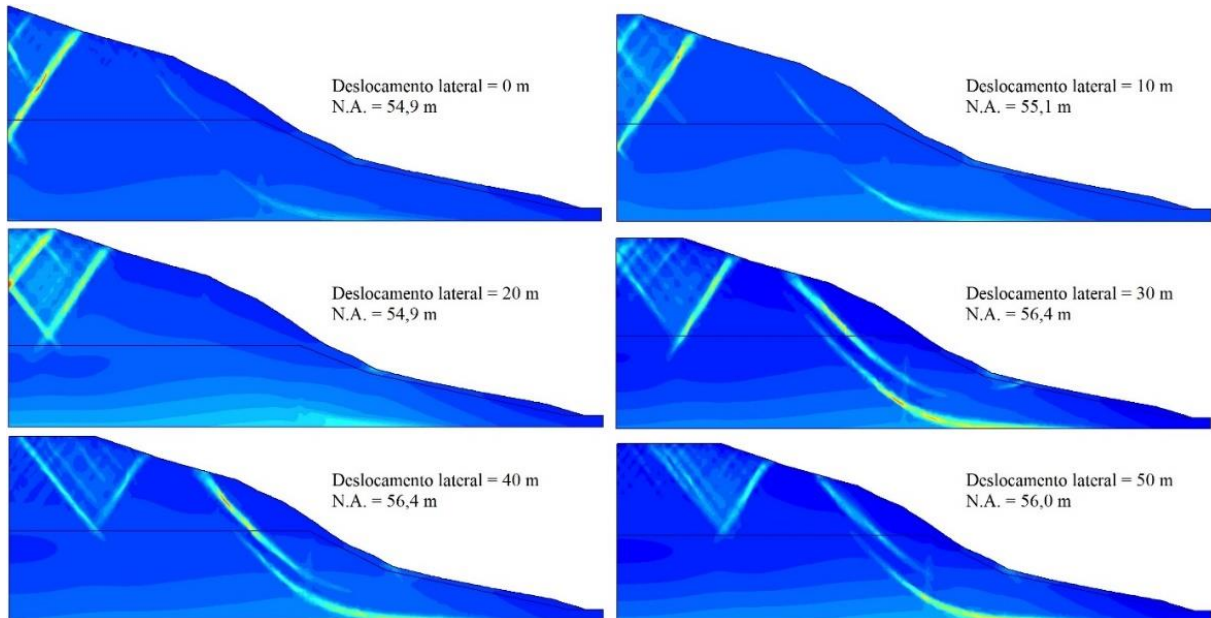
Conforme explicado na seção 2.2.2.7., os limites verticais de um modelo são frequentemente não físicos, portanto, são mantidos distantes de forma a não influenciar o comportamento de deformação do problema.

Na encosta estudada, apesar de haver uma distância considerável (aproximadamente 60 metros) entre a crista de ruptura esperada e o limite esquerdo do modelo, foi comprovada a influência deste distanciamento insuficiente no comportamento de deformação do problema e consequentemente nos N.A. de ruptura obtidos.

Na Figura 5.11 é mostrado que nas mesmas regiões de concentração de deformações por cisalhamento ocorre a plastificação do solo, que é mostrada através dos pontos de plastificação de Mohr-Coulomb nos nós dos elementos. Fica claro o afastamento desses pontos do limite esquerdo quando este é deslocado e observa-se que para um distanciamento de 50 metros da lateral esquerda de posição original os pontos de plastificação nos nós mais próximos estão afastados ao menos 10 metros da lateral.

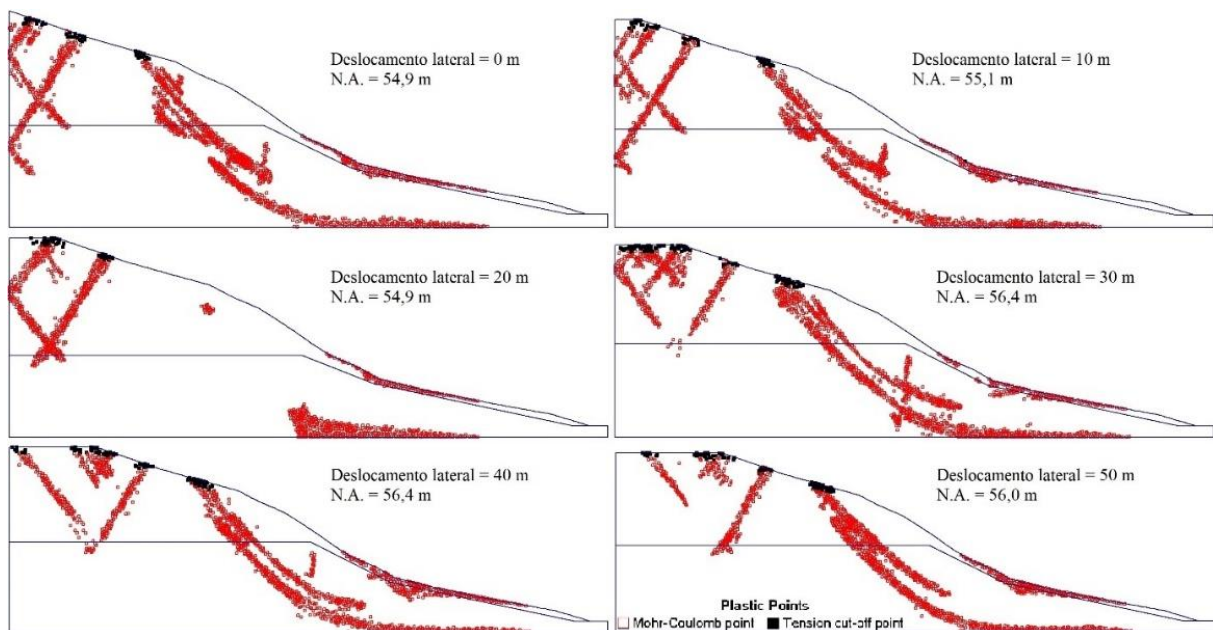
Diante destes fatores, as análises de estabilidade mostradas nas próximas seções, foram realizadas com o limite lateral esquerdo do modelo deslocado 50 em metros para fora do talude.

Figura 5.10 – Deformações por cisalhamento x deslocamento do limite lateral esquerdo



Fonte: Autor

Figura 5.11 – Pontos de plastificação x deslocamento do limite lateral esquerdo



Fonte: Autor

5.2.2.2. Limite lateral direito e inferior do modelo

Observando as Figuras 5.10 e 5.11 foi verificado que as deformações por cisalhamento e consequentes pontos de plastificação não se aproximam da lateral direita do modelo, o que leva a crer que este se encontra suficientemente afastado.

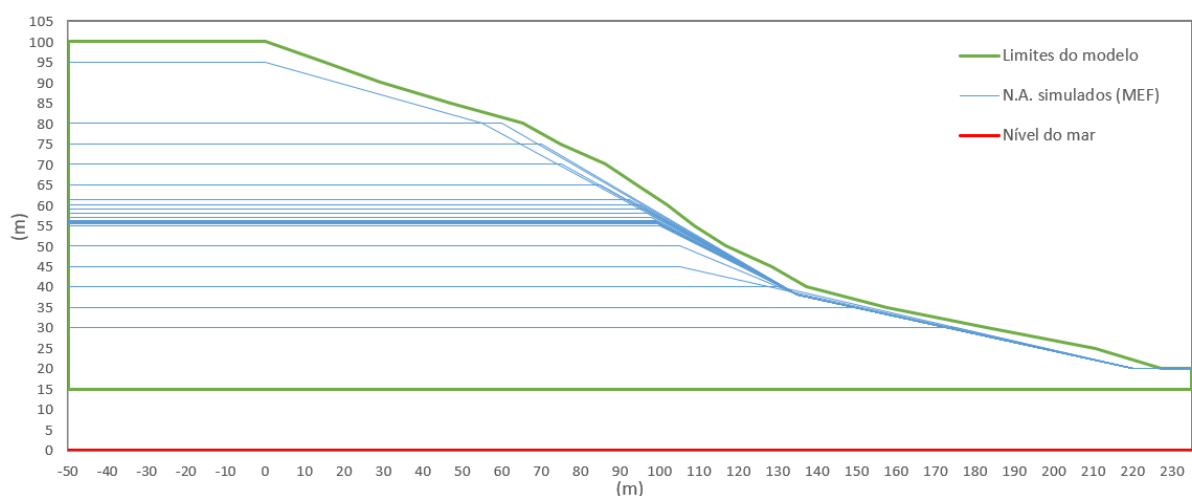
Entretanto, para a posição do limite inferior do modelo é evidente a influencia no comportamento de deformação do talude. As deformações e os pontos de plastificação atingem um comprimento considerável da superfície da base do modelo, que representa o substrato rochoso.

Pela falta de informações sobre o substrato rochoso, esta condição foi simulada como sendo um engaste. Porém, de acordo com as tensões e deformações por cisalhamento geradas, a representação da rocha como sendo um engaste não é o mais apropriado. Esta consideração faria mais sentido caso as deformações por cisalhamento e pontos de plastificação não se aproximassem da base do modelo.

5.2.2.3. Configuração de topografia assumida

Com a realização de análises dos limites de contorno do modelo, foram estabelecidas novas coordenadas para estes. A Figura 5.12 mostra a configuração que foi utilizada para a retroanálise, ou seja, nas análises plásticas e de redução ϕ -c, bem como todos os níveis de água que foram simulados no software PLAXIS 2D.

Figura 5.12 – Perfil topográfico e N.A. utilizados nas análises de estabilidade



Fonte: Autor

5.3. RETROANÁLISE

5.3.1. Análises de estabilidade plásticas e redução phi-c

Foram executadas análises plásticas padrão, com malha atualizada e com malha e poropressões atualizadas. Já nas análises de redução de phi-c, que resultam em FS e superfícies de ruptura bem definidas, não acontece convergência nos cálculos quando selecionada alguma opção como malha atualizada ou malha e poropressões atualizadas, elevando os FS até valores irreais. Porém, foram executadas simulações de redução de phi-c após cada análise plástica.

5.3.1.1. Análises plásticas

Através de análises plásticas foram obtidos os possíveis N.A. na ruptura, os quais foram identificados através das simulações em que os incrementos de gravidade não chegaram à 100% e apresentaram mensagem informativa de ruptura do solo.

Os N.A. na ruptura, deslocamentos máximos (totais, horizontais e verticais) e deformações por cisalhamento máximas, são mostrados na Tabela 5.3. Com fim comparativo os valores de deslocamento e deformação foram retirados da ultima simulação plástica padrão que foi executada por completo (56 m).

Tabela 5.3 - Dados obtidos a partir análises plásticas

Dado	Padrão	Malha atualizada	Malha e poropressões atualizadas
N.A. na ruptura (m)	56,1	61,4	Não rompeu
Deslocamentos máximos (m) - N.A=56 m	1,28	1,46	1,02
Deslocamentos horizontais máx (m) - N.A=56 m	1,24	1,46	0,889
Deslocamentos verticais máx (m) - N.A=56 m	0,708	0,669	0,614
Deformação por cisalhamento máx (%) - N.A=56 m	11,64	21,34	2,56

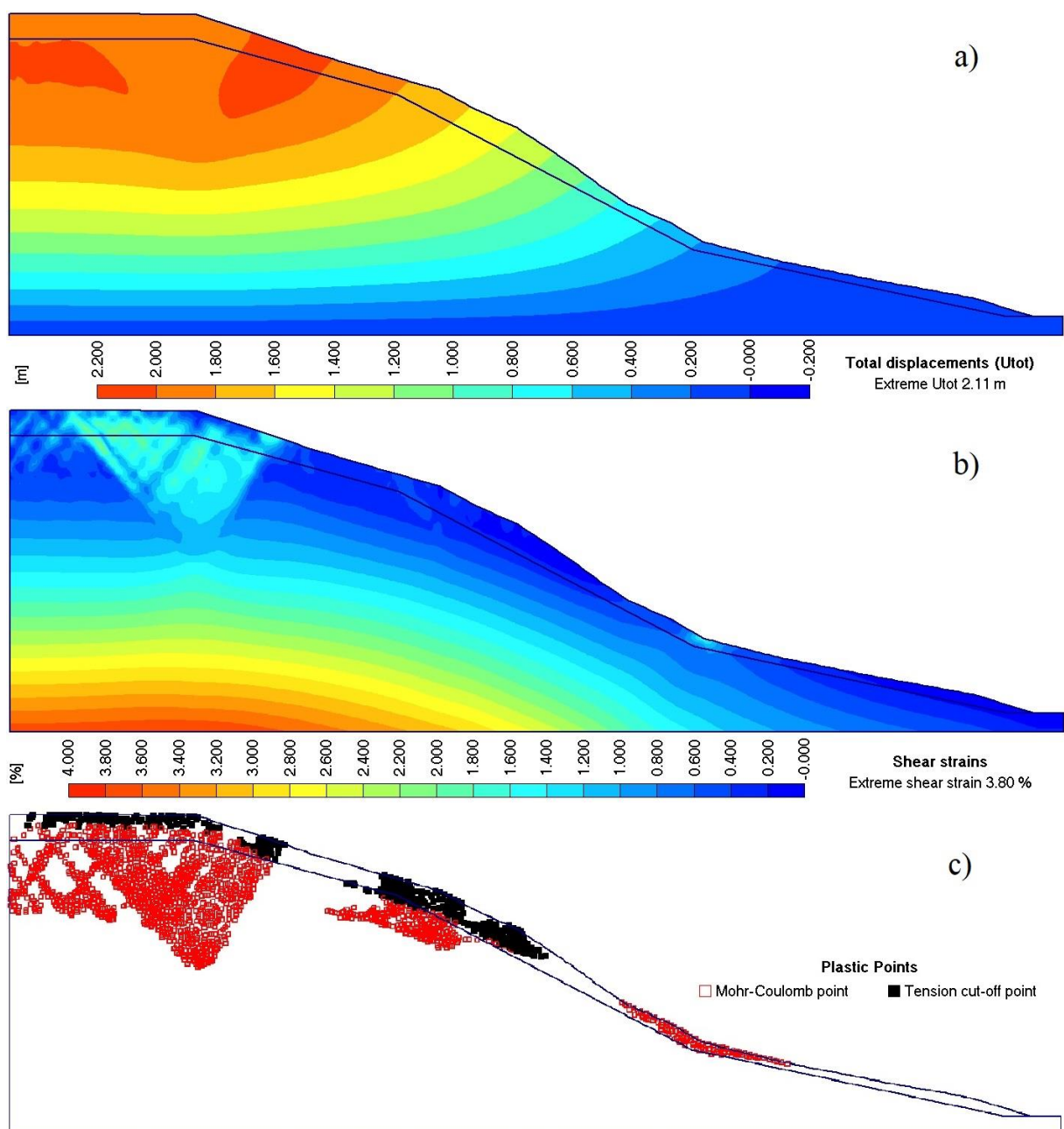
Fonte: Autor

Todas as simulações realizadas com malha e poropressões atualizadas foram finalizadas com sucesso, não indicando a ruptura. Outro ponto observado é a grande divergência dos resultados quanto comparados aos outros dois tipos de análise. Logo, constata-se a não

representatividade deste tipo de análise na investigação do N.A. de ruptura para o problema estudado.

Isso também é verificado analisando-se graficamente os deslocamentos totais, pontos plastificados e deformações por cisalhamento. Estes resultados foram gerados para a condição mais crítica de N.A. na encosta (95 metros) e são mostrados na Figura 5.13.

Figura 5.13 – Análise plástica com malha atualizada e poropressões atualizadas para N.A. de 95 m. a) Deslocamentos totais, b) deformações por cisalhamento e c) pontos plastificados



Fonte: Autor

Verifica-se que através das análises com malha e poropressões atualizadas, não ocorre a formação de uma superfície de ruptura, acumulando pontos plastificados e maiores deslocamentos próximos à superfície da encosta. Os resultados para as deformações por cisalhamento também divergem da realidade, acumulando-se próximo à base e lateral esquerda do modelo. Resultados análogos foram obtidos em simulações para os demais N.A.

A Tabela 5.4 mostra os deslocamentos máximos (totais, horizontais e verticais) e deformações por cisalhamento máximas, para os N.A. no limiar da ruptura, em simulações plásticas padrão e com malha atualizada.

Tabela 5.4 – Dados obtidos a partir de simulações plásticas padrão e com malha atualizada no limiar da ruptura

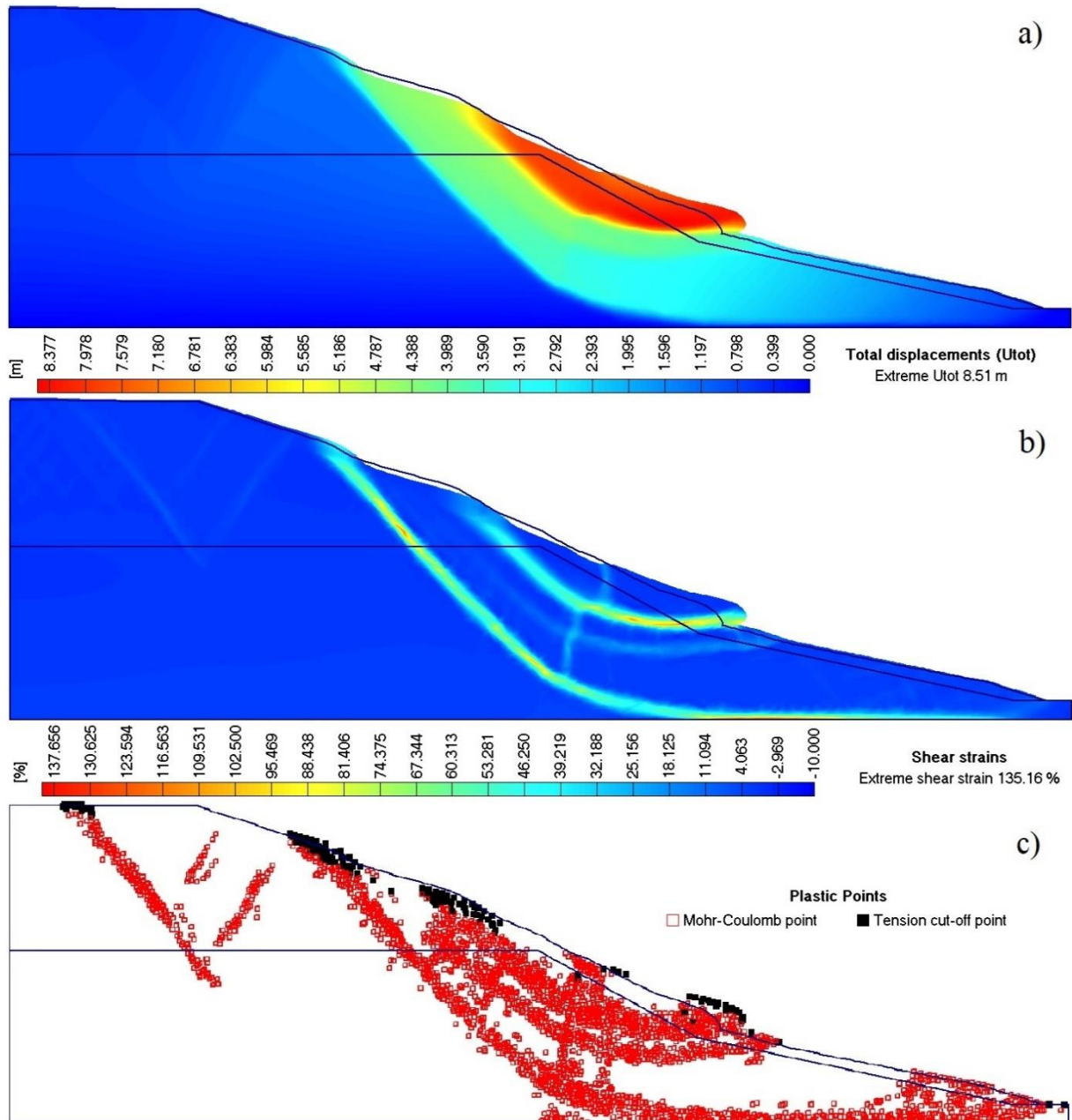
Dado	Padrão	Malha atualizada
N.A. 10 cm abaixo da cota de ruptura (m)	56	61,3
Deslocamentos máximos (m)	1,28	8,51
Deslocamentos horizontais máximos (m)	1,24	8,46
Deslocamentos verticais máximos (m)	0,708	4,49
Deformações por cisalhamento máximas (%)	11,64	135,16

Autor

Percebe-se a grande diferença dos resultados obtidos na simulação com malha atualizada em relação à simulação plástica padrão. Através destes resultados e analisando os resultados gráficos que são mostrados na Figura 5.14, em especial o da Figura 5.14 – a), percebe-se que os resultados obtidos para o N.A. “no limiar da ruptura” em análise de malha atualizada mostram, na verdade, uma ruptura muito bem caracterizada.

Como descrito na Seção 2.2.2.6, para cálculos que levam em consideração a teoria de grandes deformações, se faz necessária a definição de uma taxa de tensão que inclui termos de taxa de rotação. No PLAXIS 2D a taxa de co-rotação do stress de Kirchhoff é adotada. Espera-se que essa taxa de stress apresente resultados precisos, desde que as deformações de cisalhamento não se tornem excessivas. No entanto, observa-se que neste caso as deformações foram excessivas quando comparadas às obtidas em análises plásticas padrão. Isso pode explicar a divergência nos resultados.

Figura 5.14 – Análise plástica com malha atualizada para N.A. na ruptura. a) Deslocamentos totais, b) deformações por cisalhamento e c) pontos plastificados



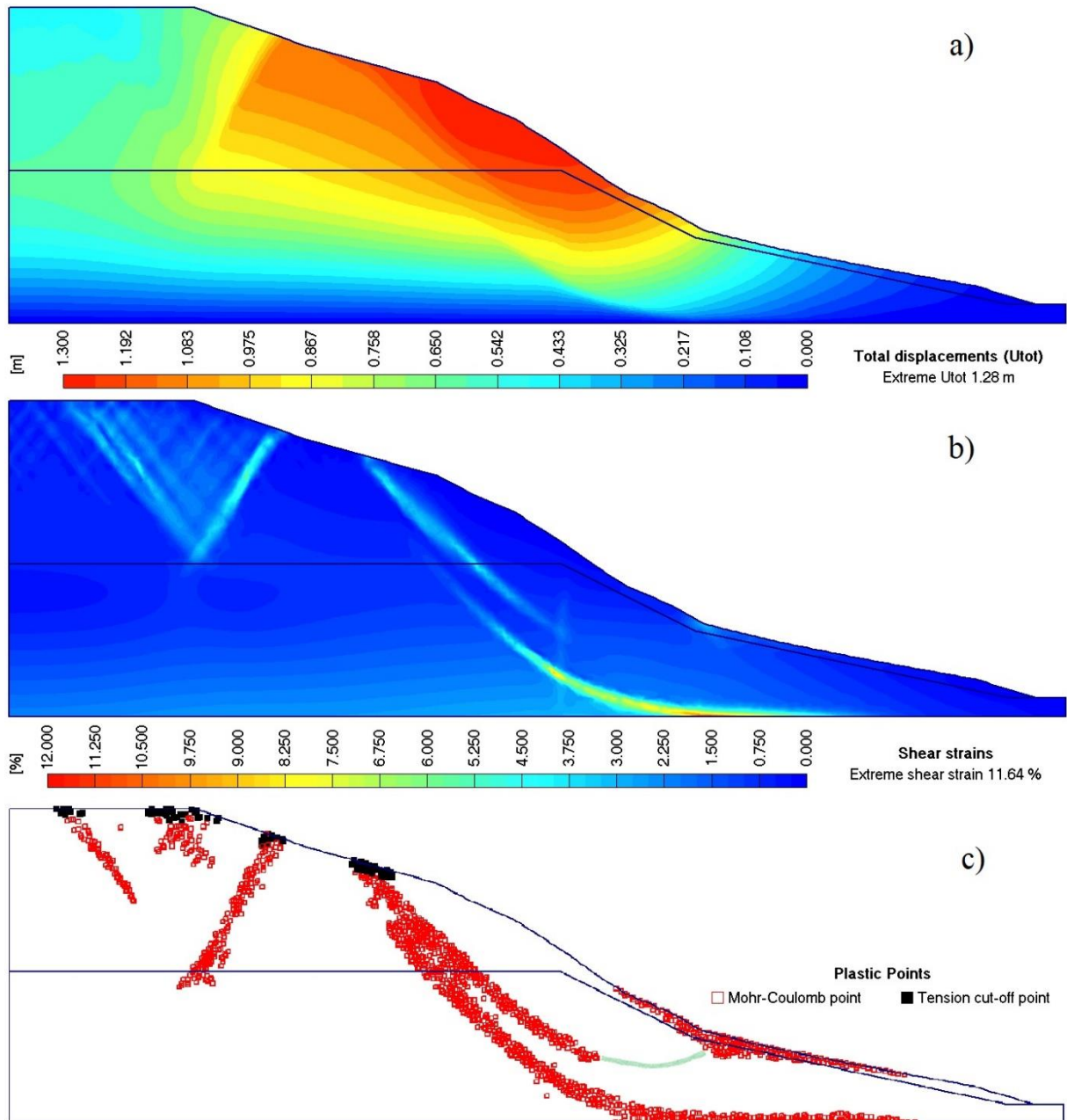
Fonte: Autor

Pode-se observar ainda, através da Figura 5.14 – a) e b), a formação de uma ruptura bem definida perto da superfície, outra passando pela base do modelo e uma terceira se formando entre estas duas.

Nota-se que para análises plásticas padrão no limiar da ruptura, mostradas na Figura 5.15, uma superfície de ruptura bem definida não foi formada. Entretanto, vê-se mais

claramente através da Figura 5.15 – c) a tendência da formação de uma superfície de ruptura, a qual foi marcada em verde.

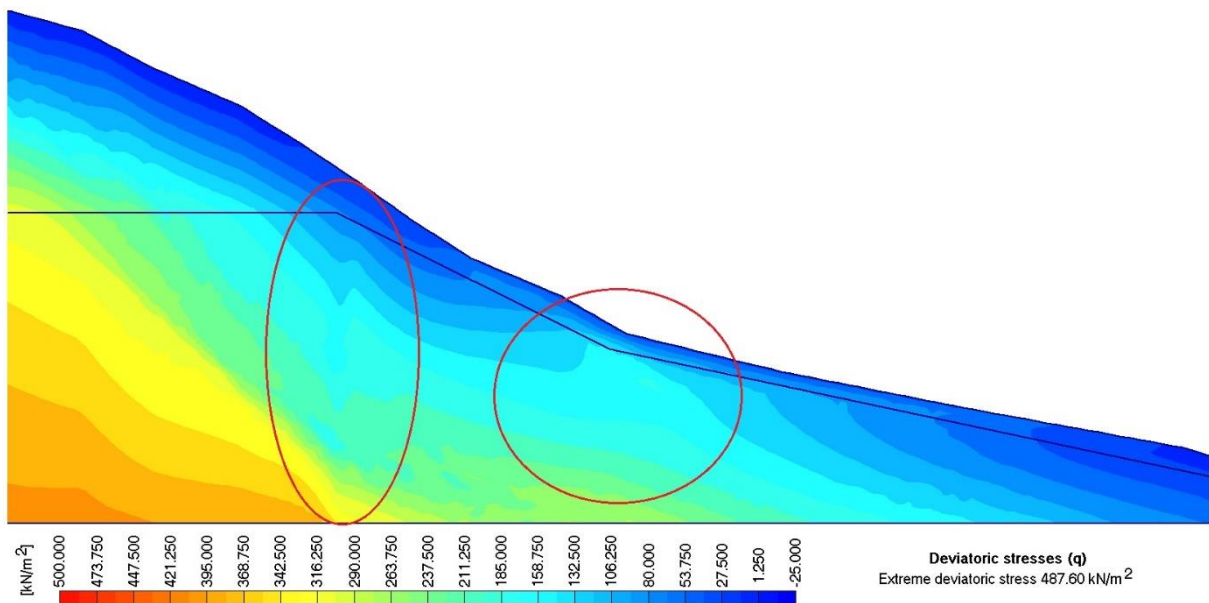
Figura 5.15 – Análise plástica padrão para N.A. na ruptura. a) Deslocamentos totais, b) deformações por cisalhamento e c) pontos plastificados



Fonte: Autor

A Figura 5.16 mostra a distribuição das tensões desvio (q), para N.A. 56 metros. Os círculos em vermelho demarcam possíveis regiões que sofreram influência nas deformações pela mudança abrupta da inclinação do N.A.

Figura 5.16 – Tensões desvio (q)



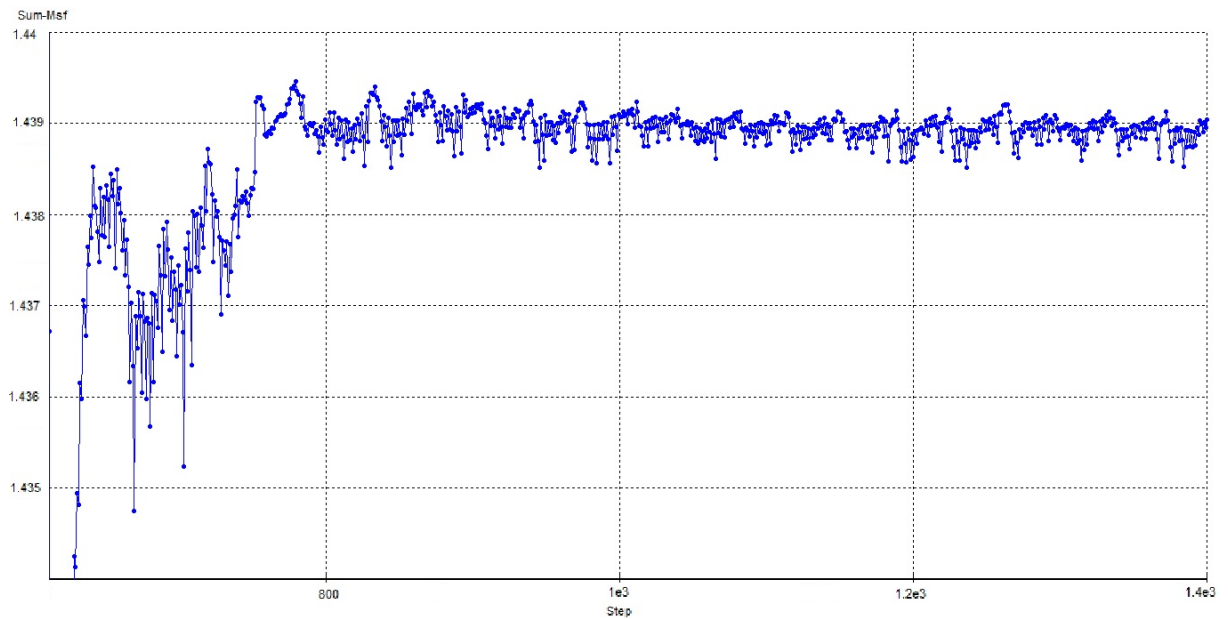
Fonte: Autor

5.3.1.2. Redução phi-c

Os FS para N.A. próximos à ruptura foram obtidos a partir da média dos FS na faixa de steps que tendiam à estabilização. Por outro lado, foi possível observar a convergência dos FS para cotas de N.A. distantes da ruptura. Todas as análises foram executadas com 1000 steps. Os dois casos extremos, ou seja, N.A. nulo e N.A. na ruptura são mostrados nas Figuras 5.17 e 5.18.

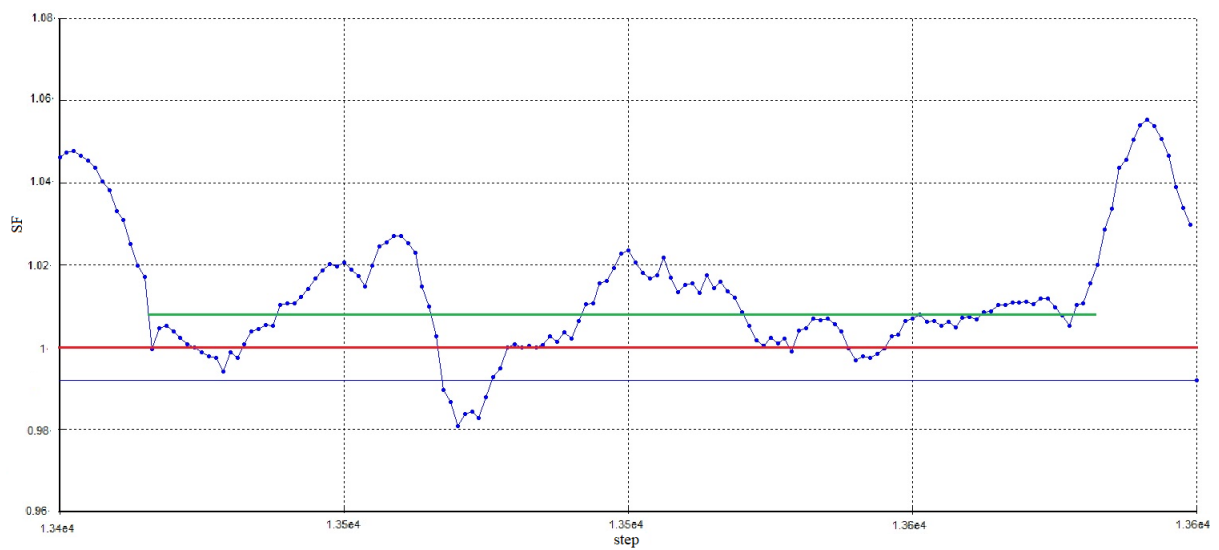
No primeiro caso, que é mostrado na Figura 5.17, o valor de FS variou próximo à 1,439 durante 600 steps, o que indica claramente o valor do FS e a convergência do resultado, visto que o primeiro valor acima e abaixo da curva no gráfico são, respectivamente, 1,440 e 1,438. Por outro lado, no N.A. de ruptura, o FS tendeu à convergência em uma faixa de aproximadamente 130 steps previamente ao fim da simulação. Foi identificada visualmente uma média (representada pela linha verde) da qual foi obtido o valor de 1,008 para o FS (Figura 5.18).

Figura 5.17 – FS x número de steps (N.A. = 0 m)



Fonte: Autor

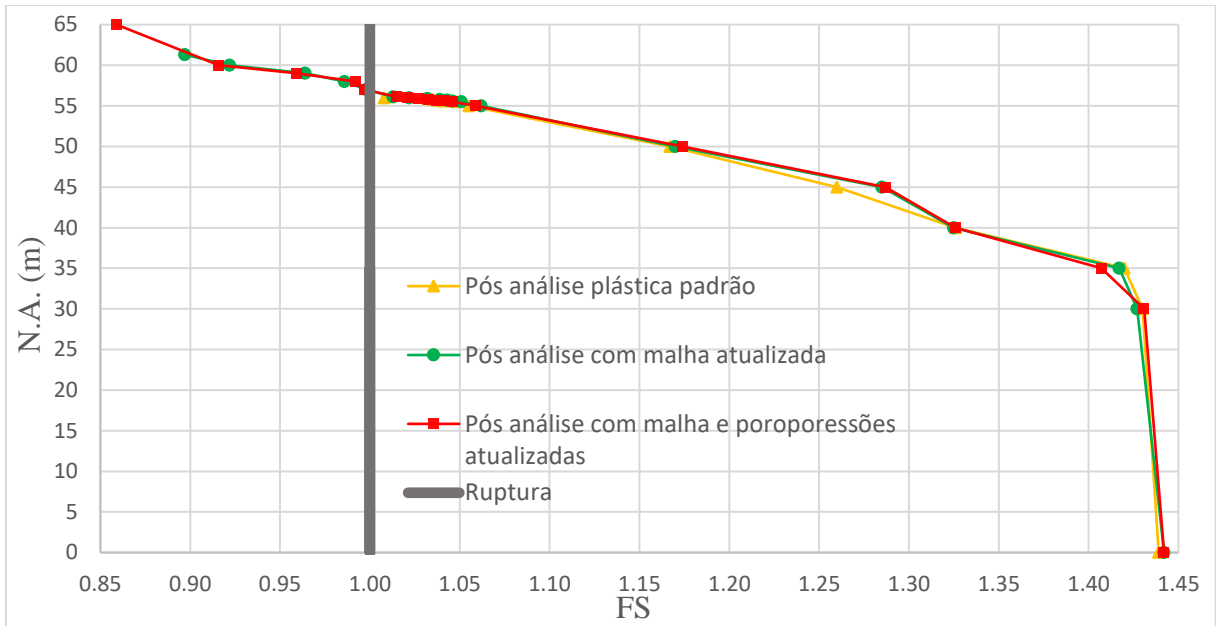
Figura 5.18 – FS x número de steps N.A. = 56 m



Fonte: Autor

No gráfico da Figura 5.19 são mostrados os valores dos FS obtidos através de análises de redução de ϕ -c, executadas após as 3 modalidades de análises plásticas e para todos os N.A. simulados até a cota 65 metros.

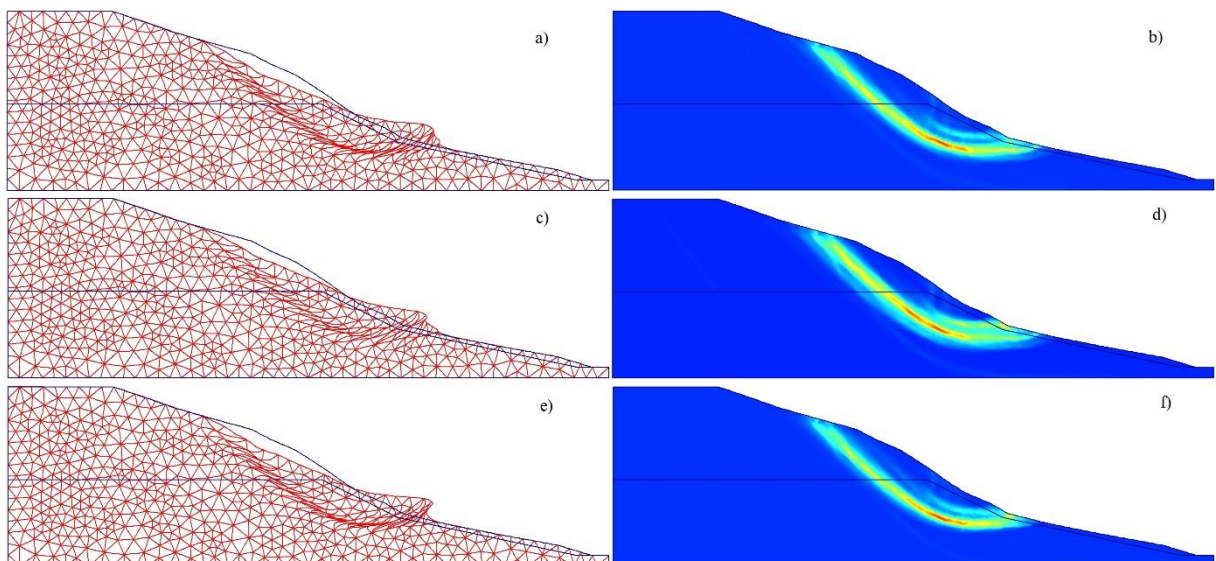
Figura 5.19 – FS x N.A.



Fonte: Autor

Através da análise do gráfico percebem-se pequenas variabilidades pontuais nas curvas dos resultados para os FS obtidos nos três tipos de análise. A ruptura, segundo este método, se deflagra para a cota de N.A. 56 metros. A Figura 5.20 mostra as deformações por cisalhamento e o estado deformado das malhas (em escala não real).

Figura 5.20 – Malha no estado deformado e deformações por cisalhamento em análises por redução de phi-c para N.A. de 56m, após análise plástica padrão (a) e (b), com malha atualizada (c) e (d) e, para malha e poropressões atualizadas (e) e (f)



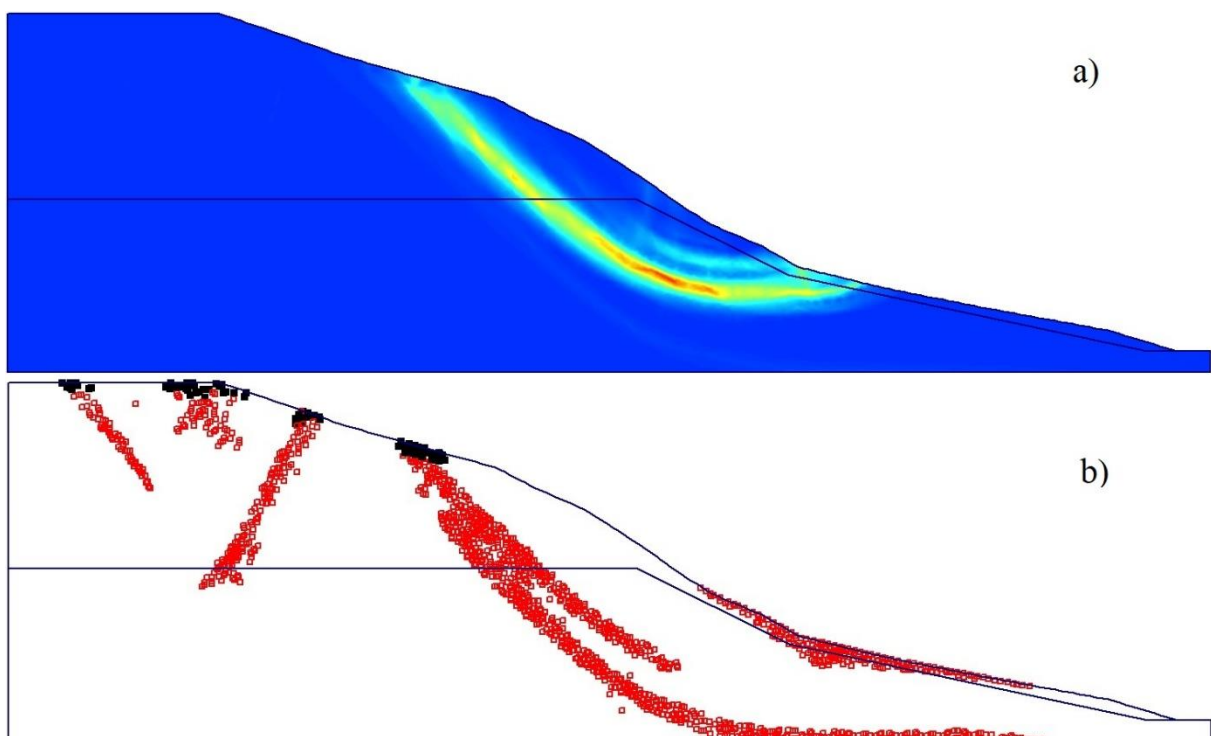
Fonte: Autor

As configurações obtidas para as deformações e deslocamentos nas simulações realizadas, após os diferentes tipos de análise plástica, resultaram em superfícies de ruptura praticamente iguais, apesar das diferenças preexistentes, mostradas na Tabela 5.3.

As legendas das imagens não foram adicionadas por não terem sentido físico real. Isto ocorre porque através de análises de redução ϕ -c, as simulações não possuem um critério de parada. As simulações neste trabalho foram executadas com 1000 steps e tiveram redução de 0,01 nos parâmetros de resistência para cada step, ou seja, ao final da simulação estes parâmetros possuem valor nulo.

Porém, comparando-se a superfície de ruptura, que estava em processo de formação, obtida através de análise plástica padrão (Figura 5.15 – c)) com a formada através da análise de redução de ϕ -c, percebe-se que a segunda é uma continuação da primeira (Figura 5.21). Outro ponto interessante observado é a coerência do FS obtido para N.A. de 56 metros que, representa o N.A. de ruptura através da análise plástica padrão.

Figura 5.21 – a) Deformações por cisalhamento obtidas por redução de ϕ -c pós análise plástica padrão e b) pontos de plastificação para análise plástica padrão (N.A. = 56 m)



Fonte: Autor

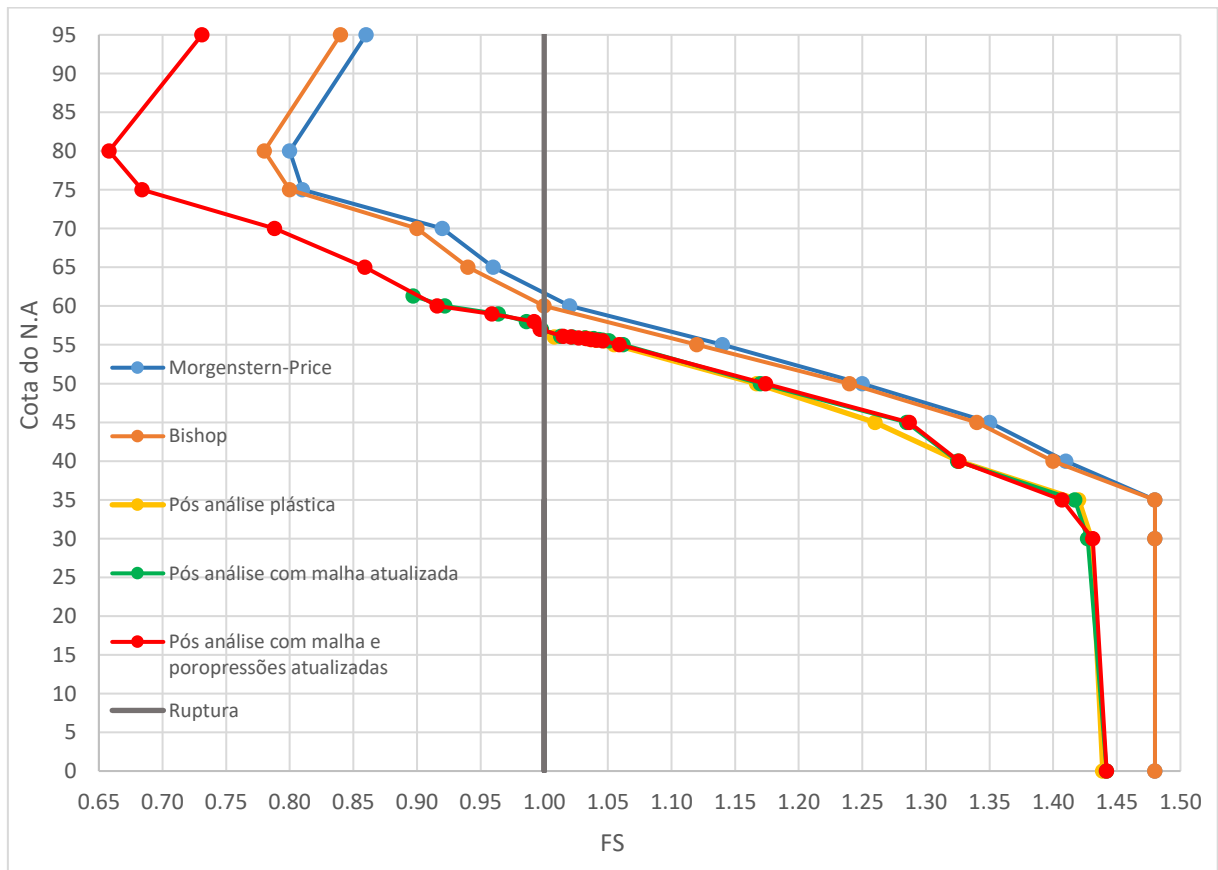
Diante dos resultados, comparativos expostos e discussões levantadas, assume-se o N.A. de 56 metros como o deflagrador da ruptura do talude.

5.3.2. Comparação com dados preexistentes

No trabalho de Heidemann (2011), foram feitas análises de estabilidade pelos métodos de Bishop e Morgenstern-Price, através do software GeoStudio, para os N.A. mostrados na Figura 4.2. Como resultado das simulações foi definido, na dissertação, o N.A. de 59 metros como o N.A. deflagrador da ruptura. Através de investigações de campo, foram identificados os pontos aproximados de crista e pé da ruptura da encosta estudada e então, foi estimada uma superfície de ruptura através dos dados medidos.

Os resultados das análises por equilíbrio limite são mostradas juntamente com os FS obtidos neste trabalho, no gráfico da Figura 5.22. Verifica-se que os FS obtidos através de análises de redução de ϕ -c são sempre menores do que os obtidos pelo método convencional. Observa-se que a diferença de valores de FS entre os métodos manteve-se quase que constante, com média de 0,06 em relação à curva de Bishop, até as curvas atravessarem a linha de ruptura. Após este ponto a diferença entre os resultados tornou-se maior, com média de 0,10, em relação à curva de Bishop.

Figura 5.22 – FS MEF x FS E.L



Fonte: Modificado de Heidemann (2011)

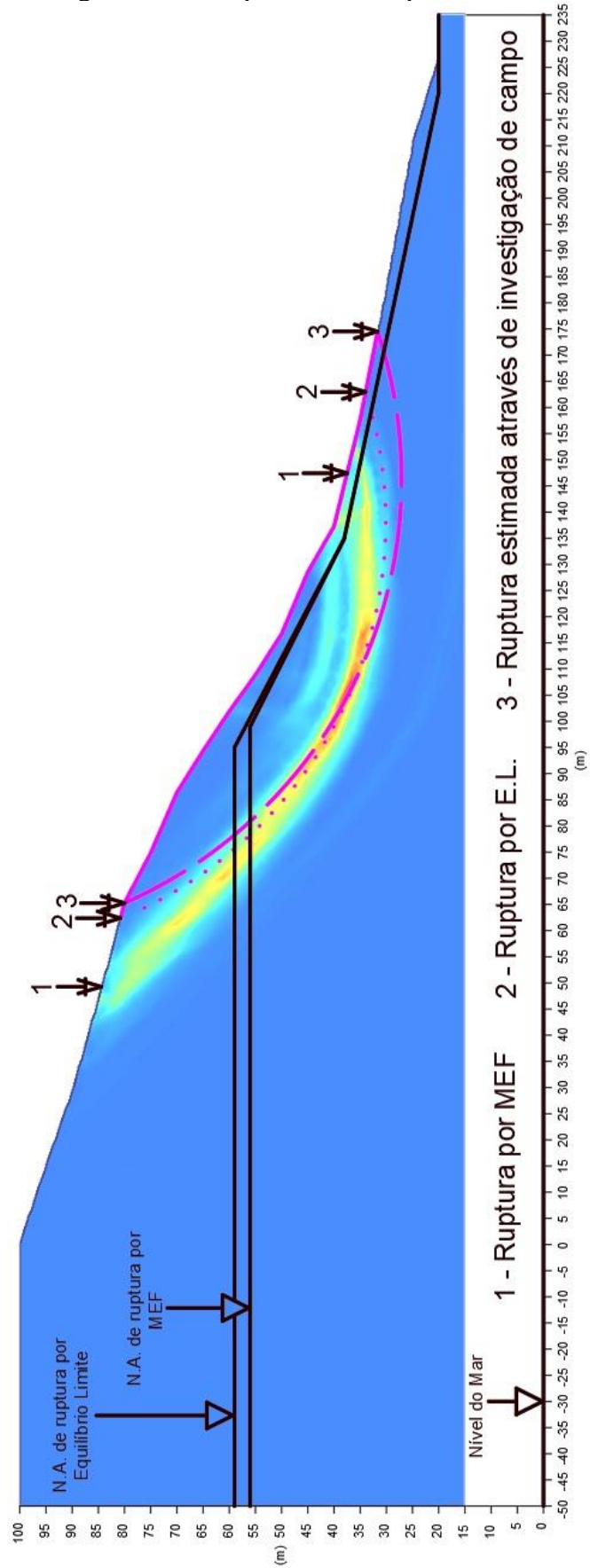
Nota-se que apesar de as análises plásticas com malha e poropressões atualizadas não terem convergido para um resultado real, as análises por redução de ϕ -c executadas após estas análises plásticas mantiveram uma diferença de FS não maior que 0,12 e 0,14 com relação à curva de Bishop e Morgenstern-Price, respectivamente. Portanto, constata-se que os FS obtidos através do software PLAXIS 2D, no presente trabalho, mostraram-se mais conservadores, porém com bons resultados principalmente para a parte da curva que antecede a ruptura (sendo a maior diferença entre métodos MEF e E.L. igual a 0,09).

A superfície de ruptura obtida através deste trabalho, a obtida através de equilíbrio limite e a estimada a partir de análise em campo, são mostradas na Figura 5.23. Observa-se que a superfície de ruptura obtida através deste trabalho, possui a crista e o pé da ruptura distanciados aproximadamente 13 e 16 metros para esquerda com relação à superfície de ruptura obtida por equilíbrio limite, respectivamente. Já em comparação com a superfície de ruptura medida em campo, encontra-se deslocada 16 e 27 metros à esquerda da crista e pé da ruptura, respectivamente.

Quanto à profundidade da superfície de ruptura, pode-se observar que todas alcançam aproximadamente a mesma profundidade, analisando a partir de um ponto médio entre crista e pé da ruptura. O distanciamento inclinado, entre crista e pé do movimento, tem valor de aproximadamente 120 metros para a superfície medida em campo e de cerca de 110 metros para as rupturas por MEF e E.L.

Um ponto interessante observado é que a região da superfície de ruptura, obtida através do software PLAXIS 2D, em que ocorre maiores deformações por cisalhamento, é uma região comum para as 3 superfícies.

Figura 5.23 – Superfícies de ruptura e N.A.



Fonte: Autor

6. CONCLUSÕES

Com o procedimento executado na retroanálise, que teve como objetivo identificar a condição hidrológica responsável pela deflagração do movimento de massa ocorrido em Gaspar-SC no ano de 2008, chegou-se ao valor de 56 metros para o nível de água no talude. Portanto, o MEF mostrou-se mais conservativo em comparação com análises convencionais por equilíbrio limite, nas quais o N.A. de ruptura foi definido em 59 metros.

Ao contrário do esperado, as análises plásticas com malha e poropressões atualizadas, apresentaram resultados não condizentes com a realidade. Já as análises plásticas com malha atualizada trouxeram resultados gráficos interessantes, porém, o N.A. de ruptura não foi representativo.

Em contrapartida, as análises de redução de ϕ -c executadas após as plásticas com malha atualizada e com malha e poropressões atualizadas trouxeram resultados coerentes para os FS e boas aproximações para a provável superfície de ruptura, bem como as análises de redução de ϕ -c executadas após análises plásticas padrão.

A mudança da posição do limite lateral esquerdo do modelo resultou em diferenças no N.A. de ruptura, o que indicou que inicialmente esta lateral não estava devidamente afastada da superfície de ruptura.

Para uma simulação realizada por equilíbrio limite na qual o solo é tratado como um corpo rígido, pouco importa a cota da superfície da rocha, desde que a ruptura não passe por essa superfície. Este trabalho seguiu a posição já definida para a superfície do substrato rochoso. Nos resultados gerados, para a maioria dos casos, uma superfície de plastificação atravessou o modelo e se propagou pela superfície da rocha, o que pode ser evidencia de duas situações: os parâmetros de deformabilidade do material, constantes no maciço, deixaram o talude deformar excessivamente e formar essas faixas de deformações cisalhantes e/ou, o substrato rochoso não se encontra na posição correta.

Dentre os métodos numéricos, devido à sua versatilidade, o MEF é o mais utilizado em geotecnia. O software PLAXIS 2D traz muitas opções de definição de parâmetros, geometrias, condições iniciais e de contorno. Quanto maior a complexidade dos dados de entrada, mais fiéis à realidade poderão ser as análises, desde que esses dados tenham sido

obtidos de forma precisa. São análises mais difíceis e demoradas, e que requerem maior qualificação profissional para que sejam executadas com sucesso, forneçam resultados confiáveis e de forma produtiva.

A utilização do método dos elementos finitos, representa a engenharia do presente, torna possível a obtenção de resultados mais completos e realistas do que o fornecido por métodos convencionais de equilíbrio limite.

Sugestões para trabalhos futuros:

- I. Realizar as simulações com níveis de água mais realistas de modo a não gerar tensões e deformações abruptas em pontos de mudança de inclinação do N.A., ou seja, suavizar os N.A. simulados mantendo um padrão de incremento de poropressões;
- II. Encontrar na literatura maneiras coerentes de estimar o incremento nos valores dos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo com o aumento da profundidade, ou, para o caso dos parâmetros de deformabilidade, a realização de ensaios confiáveis para a definição dos mesmos em diferentes profundidades;
- III. Realizar o estudo da estratigrafia da encosta, de forma a definir posição e formato do substrato rochoso;
- IV. Definir parâmetros de resistência e deformabilidade do substrato rochoso, bem como da interface solo/rocha;
- V. Executar as análises através de um modelo de solo mais preciso como o Hardening Soil, que possui a melhor classificação segundo análises do software PLAXIS 2D;
- VI. Modelar e executar análises tridimensionais pelo método dos elementos finitos ou pelo método de equilíbrio limite.

REFERÊNCIAS

ABDERRAZAK, S. et al. Model Study of Slope Stability in Open Pit by Numerical Modeling Using the Finite Element Method. **Aspects in Mining & Mineral Science**. 3 p. v. 1. 2018.

ALBATAINEH, N. **Slope stability analysis using 2D and 3D methods**. 2006. 143 p. Dissertação (Mestrado em Ciência) - A Faculdade de Pós-Graduação da Universidade de Akron. Universidade de Akron, Akron, 2006.

ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE**. 1 Ed. São Paulo: Editora Érica Ltda, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Classification of soils forengineering purposes (Unified Soil Classification System)**: D2487. USA, 2000. 11p.

ARINZE, E. E.; OKAFOR, C. C. Finite Element Method of Stability Analysis and Stabilization of Gully Erosion Slopes - A Study of the Otampa Gully Erosion Site, Otampa Community, Isikwuato L.G.A., Abia State. **Journal of Civil & Environmental Engineering**, v. 7, p. 1-8, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS (2009) **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro. 39 p. 2009.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: **conferência brasileira sobre estabilidade de encostas**. 1992. p. 721-733.

BELÉM, R. A.; OLIVEIRA, C. V.; SAMPAIO, R. A. Características físicas do solo e susceptibilidade de deslizamentos de talude na avenida Sidney chaves, montes claros/mg. **Caminhos de Geografia**, v. 15, n. 51, 2013. p. 52-59.

BOBET, A. Numerical methods in geomechanics. **The Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 35, n. 1B, p. 27-48, 2010.

BRAJA, M. D. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis 2D**: General information manual. Delft: The Netherlands, 2018a, 43 p.

BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis 2D**: Tutorial manual. Delft: The Netherlands, 2018b, 190 p.

- BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis 2D**: Reference manual. Delft: The Netherlands, 2018c, 494 p.
- BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis 2D**: Material models manual. Delft: The Netherlands, 2018d, 256 p.
- BRINKGREVE, R. B. J. et al. **Plaxis 2D**: Scientific manual. Delft: The Netherlands, 2018e, 60 p.
- BS (1981) **Code of Practice for Earthworks: BS 6031**. London. 124 p.
- CARMIGNANI, L.; FIORI, A. P. **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas**. 2. ed. Curitiba: Ed. da UFPR, 2009.
- CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- CLOUGH, R. W.; WOODWARD, R. J. Analysis of embankment stresses and deformations. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, 1967.
- CPRM – GEOBANK, **Levantamento geológico**. Em: <http://geobank.sa.cprm.gov.br>; Data de acesso: 31/07/2010.
- CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide types and processes. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). **Landslides: Investigation and mitigation**. Washington, Dc: Transportation Research Board, 1996. p. 36-75.
- D'ORSI, R. et al. Rio-Watch: the Rio de Janeiro landslide watch system. In: **Proceedings of the 2nd PSL Pan-AM Symposium on Landslides**. Rio de Janeiro. 1997. p. 21-30.
- DUNCAN, J. M. Soil slope stability analysis. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). **Landslides: Investigation and mitigation**. Washington, Dc: Transportation Research Board, 1996a. p. 337-371.
- DUNCAN, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical engineering**, v. 122, n. 7, 1996b. p. 577-596.
- FLORES, J.A.A.; PELLERIN, J.R.G.M.; ÉGAS, H.M., **Movimentos gravitacionais de massa no município de Gaspar, Vale do Itajaí, SC, na catástrofe de novembro de 2008. Caracterização dos processos por critérios geomorfológicos, geológicos e pedológicos**. In: XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física e Aplicada, Viçosa, 2009. Disponível em: <http://www.geo.ufv.br/simposio/simposio/trabalhos>
- FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos**. 2006, 206 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- GUIDICINI, G. NIEBLE, C.M., **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1984.
- GRIFFITHS, D. V.; LANE, P. A. Slope stability analysis by finite elements. **Geotechnique**, v. 49, n. 3, p. 387-403, 1999.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar-SC**. 2011, 177 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

HUTCHINSON, J.N.O., Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology, In: **Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne**, 1988, pp.3-36.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

MATTOS, K. **Processos de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313**. 2009. 126 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MACIEL FILHO, C. L. **Introdução à geologia de engenharia**. 2. ed. Brasília: Editora da UFSM, 1997.

NOGUEIRA, R. T. **Simulação numérica e equilíbrio limite aplicado a retroanálise de taludes em mineração de carvão**. 2016. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais (PPGEM), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

OLIVEIRA, V. S. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado**. 2006, 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

PERROTTA, M.M. et al., **Folha Curitiba SG-22**. In: Schobbenhaus, C. et al., (eds). Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília. 2004.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos: Em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PINTO, R. C.; PASSOS, E.; CANEPARO, S. C. Considerações a respeito dos condicionantes utilizados em pesquisas envolvendo movimentos de massa. **Geoingá: Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia**, v. 5, n. 1, 2013, p. 102-124.

PRESS, F. et al. **Para entender a Terra**. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2006. 656p.

RAHARDJO, H et al. The effect of antecedent rainfall on slope stability. **Geotechnical and Geological Engineering**, V. 19, 2001. p. 371-399.

RODRIGUEZ, T. T. **Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros**. 2005. 396 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SCHUSTER, R. L. Socioeconomic significance of landslides. Landslides: Investigation and Mitigation. Washington (DC): National Academy Press. **Transportation Research Board Special Report**, v. 247, p. 12-35, 1996.

SILVA, J. P. M. **Os métodos de equilíbrio limite dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 173 p. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto, 2011.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. Mcgraw-Hill, Editora da Universidade de Sao Paulo, 1977.

VERMA, D. et al. A Finite Element Approach of Stability Analysis of Internal Dump Slope in Wardha Valley Coal Field, India, Maharashtra. **American Journal of Mining and Metallurgy**, v. 1, n. 1, p. 1-6, 2013.