



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

José Luis Leiva Mejía

**Estabilidade de Talude com Efeito Sísmico a Partir dos Métodos de
Equilíbrio Limite e de Elementos Finitos**

Rio de Janeiro
2015

José Luis Leiva Mejía

Estabilidade de Talude com Efeito Sísmico a Partir dos Métodos de Equilíbrio Limite e de Elementos Finitos



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotécnica.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Seira

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M516 Mejía, José Luis Leiva.

Estabilidade de talude com efeito sísmico a partir dos métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos / José Luis Leiva Mejía. - 2015.

115 f.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade de taludes – Dissertações. 3. Método dos elementos finitos -- Dissertações. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624:519.62

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

José Luis Leiva Mejía

**Estabilidade de Talude com Efeito Sísmico a Partir dos Métodos de Equilíbrio
Limite e de Elementos Finitos**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotécnica.

Aprovado em: 09 de fevereiro de 2015.

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó
Faculdade de Engenharia – UERJ

Profa. Dra. Michéle Dal Toé Casagrande
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Deus e a Virgem.

A minha esposa, a meus Pais, minhas irmãs, a minha família, por sua força, apoio e carinho nestes anos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus e a Virgem por estarem presentes em minha vida.

À minha esposa Ana Girón Meza, quem convívio com a abstinência de marido, quem me apoio sempre e me deu força para tudo.

À minha mãe Ana Mejía de Leiva e meu pai José Leiva Abanto, por todo ló que me há dado e transmitido em minha vida, á minhas irmãs Ana e Veronica, por seu apoio incondicional.

A minha orientadora, Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, por toda a ajuda e demonstração de força de vontade, pela excelente orientação, apontando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos.

Aos professores do PGECIV, Ana Cristina, Denise, Marcus Pacheco e Bernadete. Pelos conhecimentos ensinamentos e paciência tinha, dentro e fora da sala de aula.

Aos meus amigos de trabalho pela paciência com os meus estudos.

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A UERJ, por dar me na oportunidade de ter realizado este sonho.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

RESUMO

MEJÍA, José Luis Leiva. *Estabilidade de talude com efeito sísmico a partir dos métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos*. 2015. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

A Costa Peruana apresenta alta atividade sísmica, tornando imprescindível a execução de análises de estabilidade que considerem os eventos sísmicos. Com o desenvolvimento de novas ferramentas numéricas, a análise dinâmica está se tornando cada vez mais importante e usual na fase de projeto, não se justificando mais a execução de análises estáticas em locais tão vulneráveis a sismos. A presente dissertação tem como objetivo realizar a análise da estabilidade dos Penhascos de Lima, Peru, considerando quatro taludes distintos, em uma região bastante afetada por abalos sísmicos. As análises foram executadas pelos métodos de equilíbrio limite, elementos finitos e pseudo-estático, buscando-se uma comparação entre os diferentes métodos. O trabalho apresenta uma descrição completa dos taludes em estudo, uma avaliação da condição sismológica da região e finalmente a estabilidade dos Penhascos de Lima, fazendo uso dos programas computacionais Slide (método do equilíbrio limite) e Plaxis (método dos elementos finitos) em 2D. Os resultados mostraram que os três métodos adotados forneceram fatores de segurança compatíveis, principalmente quando se considera perfis menos estratificados. Para perfis homogêneos, as diferenças obtidas foram da ordem de 0,5 a 1,0 %. As análises ressaltaram a importância de considerar a condição dinâmica, e mostraram-se bastante sensíveis aos valores de carga sísmica adotado.

Palavras-chave: Estabilidade de Talude; Equilíbrio Limite; Elementos Finitos; Análise Dinâmica; Atividade Sísmica.

ABSTRACT

MEJÍA, José Luis Leiva Mejía. *Stability of Slope with effect Seismic from the methods of limit equilibrium and finite element*. 2015. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

The Peruvian coast has high seismic activity, making essential the implementation of stability analyzes that consider the seismic events. With the development of new numerical tools, dynamic analysis is becoming increasingly important and usual in the design phase is not justified over the execution of static analysis in places as vulnerable to earthquakes. This thesis aims to conduct the analysis of the stability of the cliffs of Lima, Peru, considering for different slopes, in a region highly affected by earthquakes. The analyzes were performed by equilibrium methods limit finite elements and pseudo-static, seeking a comparison between the different methods. The dissertation presents a complete description of the slopes in the study, an evaluation of the seismic condition of the region and finally the stability of Lima cliffs, making use of computer programs Slide (limit equilibrium method) and Plaxis (finite element method). The results showed that all three methods provided adopted gave safety factors, especially when considering less laminated profiles. For homogeneous profiles, obtained differences were of the order of 1.0 at 0.5%. The analysis highlighted the importance of considering the dynamic condition, and were quite sensitive to seismic load values adopted.

Keywords: Slope Stability; Limit Equilibrium; Finite Element; Earthquakes; Dynamic Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ciclo Hidrológico (USGS, 2014).....	21
Figura 2 – Envoltórias de Resistência.....	32
Figura 3 – Catástrofe Climática em janeiro de 2011, Nova Friburgo (TRIGEO).....	34
Figura 4 – Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (LEROUEIL, 2001).....	35
Figura 5 – Poropressão em análises de estabilidade: superfícies piezométricas, linhas freáticas e redes de fluxo (Suarez, 2009).....	37
Figura 6 – Resistência mobilizável e resistência mobilizada (Gerscovich, 2012).....	39
Figura 7 – Talude com diferentes superfícies de deslizamento (Gerscovich, 2012).....	41
Figura 8 – Raios mínimo e máximo na pesquisa da superfície crítica.....	47
Figura 9 – Processo de Sistema contínuo (infinitos graus de liberdade) a modelo discreto (número finito de graus de liberdade) (Moreira,2011).....	48
Figura 10 – Malha típica para análise de um talude vertical (Ashford e Sitar, 1994).....	49
Figura 11 – Divisão de um domínio em elementos (Moreira, 2011).....	50
Figura 12 – Ondas Sísmicas (Suarez, 2009).....	61
Figura 13 – Ondas de Superfície (Suarez, 2009).....	62
Figura 14 – Monte Huascarán, Cidade de Yungay-Ancash.....	64
Figura 15 – Análise pseudo-estática de equilíbrio limite para uma superfície circular.....	68
Figura 16 – Forças atuantes em uma fatia vertical de uma superfície de deslizamento.....	69
Figura 17 – Vista geral dos Penhascos de Lima (Costa Verde).....	71
Figura 18 – Modelo de elevação digital (DEM) da área de estudo, dentro dos limites da cidade de Lima.....	72
Figura 19 – Pontos de Estudo dos Penhascos da Lima (SGP 2011).....	74
Figura 20 – Baixada de Armendariz e Presença de ribeiros (SGP, 2011).....	75
Figura 21 – Carreteira perto dos penhascos (SGP, 2011).....	76
Figura 22 – Perfil Estratigráfico do solo de Barranco (Macazane, 2006).....	76
Figura 23 – Presença de depósitos soltos gerados por chuvas (SGP, 2011).....	77
Figura 24 – Perfil Estratigráfico do solo de Miraflores (Macazane, 2006).....	78
Figura 25 – Presença de Afloramento (SGP, 2011).....	79

Figura 26 – Perfil Estratigráfico do talude Magdalena (Macazane, 2006)	79
Figura 27 – Talude protegido (SGP, 2011)	80
Figura 28 – Perfil Estratigráfico do talude Miramar, San Miguel (Macazane, 2006)..	81
Figura 29– Intensidades dos sismos em Lima, escala de Mercalli (Castillo e Alva, 1993)	82
Figura 30 – Distribuição das placas tectônicas no mundo (Wikipedia, 2014).....	83
Figura 31 – Mecanismo de geração de terremotos no Peru (a) Sismicidade de flexão, (b) Interplaca, (c) intraplaca (d) Superficial (Madariaga, 1998)	83
Figura 32 – Isoacelerações para 10% de excedência em 50 anos (Castillo e Alva, 1993)	84
Figura 33 – Intensidades dos sismos na zona dos penhascos da Costa Verde na escala de Mercalli (IGP, 2005)	85
Figura 34 – Isoacelerações máximas (Alva, 1993).....	86
Figura 35 – Registro de acelerações para o sismo de Lima (03 de Outubro de 1974).	87
Figura 36 – Registro normalizado das acelerações do terremoto de Lima (03 de Outubro de 1974) em relação à aceleração máxima de 0,33g.....	87
Figura 37 – Geometria: Talude San Miguel.....	89
Figura 38 – Análise Estática com SLIDE: Talude San Miguel.....	89
Figura 39 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude San Miguel.....	89
Figura 40 – Análise Estática com o Plaxis: Talude San Miguel (FS = 1,349).....	91
Figura 41 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude San Miguel (FS = 0,776).....	91
Figura 42 – Fator de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: San Miguel.....	92
Figura 43 - Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: San Miguel	92
Figura 44 – Geometria: Talude Miraflores.....	93
Figura 45 – Análise Estática com SLIDE: Talude Miraflores	93
Figura 46 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Miraflores	94
Figura 47 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Miraflores (FS = 1,892).....	96
Figura 48 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Miraflores (FS = 0,801).....	96
Figura 49 – Fatores de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Miraflores	97
Figura 50 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Miraflores.....	97
Figura 51 – Geometria: Talude Magdalena.....	98
Figura 52 – Análise Estática com SLIDE: Talude Magdalena	98
Figura 53 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Magdalena.....	98

Figura 54 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Magdalena (FS = 1,294)	100
Figura 55 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Magdalena (FS = 0,546)	100
Figura 56 – Fatores de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Magdalena .	101
Figura 57 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Magdalena.....	10
1	
Figura 58 – Geometria: Talude Barranco	102
Figura 59 – Análise Estática com SLIDE: Talude Barranco	102
Figura 60 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Barranco	102
Figura 61 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Barranco (FS = 1,454)	104
Figura 62 - Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Barranco (FS = 0,810).....	104
Figura 63 – Fator de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Talude Barranco	105
Figura 64 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Barranco	105
Figura 65 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude San Miguel	106
Figura 66 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Miraflores.....	107
Figura 67 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Magdalena.....	108
Figura 68 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Barranco.....	108
Figura 69 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Homogêneo	109
Figura 70 – Fator de Segurança dinâmico com PLAXIS: Talude Homogêneo.....	110
Figura 71 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Homogêneo	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Condições de Permeabilidade do solo	30
Tabela 2 – Tensões efetivas x Tensões totais (Solo saturado)	33
Tabela 3 – Tensões efetivas x Tensões totais (Solo não saturado)	33
Tabela 4 – Recomendação para fatores de segurança admissíveis (GEO 2000)	40
Tabela 5 – Fatores de segurança recomendadas para a remediação de deslizamentos existentes (GEO 2000)	40
Tabela 6 – Principais métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite (Fonte: Própria)	43
Tabela 7 – Tipos de deslizamentos causados por terremotos (Keefer, 1984)	56
Tabela 8 – Escala de Mercalli Modificada (MERCALLI, 1906)	58
Tabela 9 – Aceleração máxima e duração dos sismos (Housner, 1970)	59
Tabela 10 – Deslizamentos devido a Sismos (Suarez, 2009)	63
Tabela 11 – Relatórios de Reconhecimento (GEER, 2014)	65
Tabela 12 – Valores do Coeficiente sísmico K_h	70
Tabela 13 - Características Topográficas	73
Tabela 14 – Parâmetros da Baixada de Armendariz – Barranco (Macazane, 2006)	77
Tabela 15 – Parâmetros da Miraflores (Macazane, 2006)	78
Tabela 16 – Parâmetros da Baixada da Av. Brasil – Talude Magdalena (Macazane, 2006)	80
Tabela 17 – Parâmetros de Miramar – San Miguel (Macazane, 2006)	81
Tabela 18 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude San Miguel	90
Tabela 19 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Miraflores	95
Tabela 20 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Magdalena	99
Tabela 21 – Planilha para análise pseudo-estática: Barranco	103
Tabela 22 - Diferenças obtidas nos diferentes métodos de análises da estabilidade	106
Tabela 23 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Homogêneo	109
Tabela 24 – Diferenças obtidas nos diferentes métodos de análises da estabilidade (Talude homogêneo)	111
Tabela 25 – Resultados com Diferentes Cargas Sísmicas	111

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UERJ	Universidade Estatal de Rio de Janeiro
CISMID	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
SGP	Sociedad Geológica Del Perú
MEF	Método de Elementos Finitos
MEL	Método de Equilibrio Límite
DEM	Modelo de Elevación Digital
PGA	Peak Ground Acceleration

LISTA DE SÍMBOLOS

α_i	Ângulo de BXC com a horizontal
β	Ângulo do talude.
λ	Fator de escala desconhecido
γ	Peso específico do material do talude
ψ	Ângulo de dilatância
ψ'	Ângulo de atrito levando-se em conta a segurança
ϕ'	Resistência ao cisalhamento em termos de tensão efetiva
ϕ	Ângulo de atrito desenvolvido
σ'	Tensão normal efetiva
τ	Resistência ao cisalhamento
c', ϕ'	Parâmetros de resistência
c	Coesão desenvolvida
ν	Coeficiente de Poisson
a	Aceleração
b	Largura da fatia
b_i	Largura de fatia
C	Coesão
c	Coesão no topo do talude
C_u	Coesão não drenada ao longo da superfície de ruptura

D	Fator da profundidade
c'	Coesão
e_h	Excentricidade da carga P_h em relação a O
E_i, E_{i+1}	Forças normais entre fatias, atuando nas seções i e $i+1$
E_1, E_2	Componente horizontal das forças entre as fatias
E	Módulo de elasticidade longitudinal confinado
FS	Fator de segurança
G	Módulo de cisalhamento
h_i	Altura de fatia
H	Altura do talude
K	Matriz de rigidez
K_0	Coeficiente em repouso
K_h	Coeficiente sísmico ou aceleração horizontal média
$K_h W$	Força de inércia
K	Aceleração vertical média
M	Matriz de massa
M_h	Momento da componente horizontal (P_h) da carga externa
N	Força normal à base da fatia
N_1, N_2	Números de estabilidade
N'	Força normal efetiva

P_v	Componente vertical da carga externa
P_{REFj}	Força referente ao reforço j
Q	Função especial / Sobrecarga externa
u	Poropressão
X_i	Forças verticais entre fatias
x_i	Distância horizontal do centro da fatia a ponto O
v	Velocidade de onda primária
v	Velocidade de onda secundária
S_m	Parcela mobilizada da resistência ao cisalhamento
S_a	Resistência ao cisalhamento
S_h	Espaçamento horizontal entre reforços
S_i	Força cisalhante atuando entre reforços
W	Peso da massa do solo
W_i	Peso da fatia do solo i
z	Profundidade

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	18
Motivação	20
Objetivo Geral	20
Objetivos Específicos	20
Estrutura da Dissertação	21
1 ESTABILIDADE DE TALUDES	20
1.1 ASPECTOS CONSIDERADOS EM UM ANÁLISE DE ESTABILIDADE	20
1.1.1 PRESENÇA DE ÁGUA	20
1.1.2 CONDIÇÕES DRENADAS OU NÃO DRENADAS	30
1.1.3 ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÃO TOTAL OU EFETIVA	30
1.1.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	34
1.1.5 POROPRESSÕES	36
1.1.6 FATOR DE SEGURANÇA	38
2 METODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	41
2.1 PROGRAMAS PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE TALUDES COM METODO DE EQUILIBRIO LIMITE	47
2.1.1 SLIDE	47
3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	48
3.1 ASPECTOS GERAIS DA FORMULAÇÃO	49
3.1.1 Divisão do domínio contínuo	50
3.1.2 Aproximação no interior do elemento	451
3.1.3 Relações para cada elemento	451
3.2 PROGRAMA PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE TALUDES COM METODO DE ELEMENTOS FINITOS	52
3.2.1 PLAXIS	52
4 SISMOS	49
4.1 SISMICIDADE	55
i. Magnitude	56
ii. Intensidade	57
iii. Aceleração de Pico	59

4.2 CARACTERÍSTICAS DAS ONDAS SÍSMICAS	60
i. Ondas Primárias ou de Compressão (Ondas P).....	60
ii. Ondas Secundárias ou de Cisalhamento (Ondas S)	60
iii. Ondas Rayleigh	61
iv. Ondas Love	61
4.3 ANÁLISE SÍSMICA.....	65
5 TALUDE EM ESTUDO.....	71
5.1 INTRODUÇÃO	71
5.2 LOCALIZAÇÃO	71
5.3 GEOLOGIA E MORFOLOGIA DO LOCAL	72
5.4 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS	673
5.5 DESCRIÇÃO DE CAMPO.....	673
i. Baixada de Armendariz (Barranco).....	75
ii. Miraflores	77
iii. Baixada da Avenida Brasil (Magdalena do Mar).....	78
iv. Miramar (San Miguel)	80
5.6 ESTUDO SÍSMICO DA ZONA.....	81
5.7 SISMO DE PROJETO.....	85
6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	88
6.1 TALUDE SAN MIGUEL	88
6.2 TALUDE MIRAFLORES	92
6.3 TALUDE MAGDALENA.....	97
6.4 TALUDE BARRANCO	101
6.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	105
6.6 EFEITO DA CARGA SÍSMICA	111
6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO	112
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
7.1 CONCLUSÕES	113
7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	114
REFERÊNCIAS.....	115

INTRODUÇÃO

A modelagem numérica de encostas faz parte da prática de Engenharia Geotécnica, e tem como objetivo analisar a segurança e as condições de equilíbrio de talude naturais ou projetados.

Existem vários métodos de modelagem numérica, os quais dependem do objetivo da análise e dos resultados desejados.

Em geral, os principais objetivos da análise numérica dos taludes são:

- Determinar as condições de estabilidade dos taludes;
- Investigar possíveis mecanismos de ruptura;
- Comparar a eficácia de diferentes alternativas de estabilização;
- Projetar a geometria ótima em termos de segurança, confiabilidade e economia.

Para garantir a confiabilidade de uma análise numérica, faz-se necessário o conhecimento dos fatores que afetam a estabilidade de um talude, como condições topográficas, parâmetros geotécnicos, condições de nível d'água, etc.

No presente trabalho, são apresentados estudos de casos de taludes dos Penhascos de Lima, Peru, comparando-se os resultados de análises de estabilidade pelos métodos de equilíbrio limite e elementos finitos. No estudo, são executadas análises do comportamento dinâmico dos taludes, tendo em vista a importância do efeito sísmico para a região em estudo.

Motivação

No atual estado de desenvolvimento da Engenharia Geotécnica, é fundamental buscar projetos que atendam às especificações do cliente e das normas técnicas, mas também, que proporcionem menores custos. A análise da estabilidade de taludes requer informações corretas sobre parâmetros, estratigrafia, topografia, geologia, informações do nível d'água, etc. Constantemente, ocorrem deslizamentos de terra que não foram previstos, causando perdas econômicas e até mesmo, humanas. Desta forma, o interesse pela estabilidade de encostas é constante para os engenheiros geotécnicos. Muitos trabalhos de pesquisa têm sido realizados dentro deste tema, e a principal motivação deste trabalho é avaliar o efeito sísmico, tão corrente no Peru.

Objetivo Geral

O principal objetivo consiste em utilizar diferentes métodos de análise de estabilidade (método dos elementos finitos e método do equilíbrio limite), considerando o efeito sísmico. Esta avaliação permitirá uma maior confiabilidade em análises de taludes submetidos a solicitações dinâmicas.

Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, pode-se destacar:

- Aprofundamento do conhecimento em problemas reais típicos da região do Peru;
- Avaliação da influência da carga sísmica na estabilidade de taludes;
- Influência da estratigrafia nos resultados de análises por elementos finitos e equilíbrio limite.

Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está subdividida em seis capítulos, a saber:

No Capítulo 1, são apresentados os principais conceitos básicos a serem considerados em uma análise de estabilidade de talude.

O Capítulo 2 apresenta uma descrição dos métodos de estabilidade por Equilíbrio Limite.

No capítulo 3, é abordada a aplicação do método dos elementos finitos na estabilidade de taludes e os diferentes programas comerciais para análises de estabilidade de taludes.

No capítulo 4, são introduzidos os conceitos fundamentais de análise sísmica, definindo terminologias básicas.

O capítulo 5 apresenta os taludes analisados, definindo perfis, parâmetros e geometrias, bem como a aceleração adotada na avaliação do efeito sísmico.

O Capítulo 6 apresenta e discute os resultados obtidos pelos diferentes métodos de análise.

Finalmente, no Capítulo 7, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, além de algumas propostas para trabalhos futuros.

1 ESTABILIDADE DE TALUDES

Na engenharia, é prática comum definir a estabilidade de um talude em termos de um fator de segurança (FS), obtido a partir de uma análise matemática de estabilidade. A análise deve considerar os principais fatores que afetam a estabilidade. Esses fatores incluem a geometria (inclinação e altura do talude), os parâmetros de resistência dos solos (ângulo de atrito e coesão), o fluxo de água, a presença de sobrecargas, e/ou de cargas dinâmicas por ação de terremotos, a ação antrópica, a presença de vegetação, a existência de um sistema de drenagem eficiente, etc. No entanto, nem todos os fatores que afetam a estabilidade são quantificados e inseridos em um modelo matemático. Portanto, existem algumas limitações e hipóteses que são adotadas em uma abordagem matemática, para que se produzam resultados satisfatórios. Apesar das deficiências de um dado modelo, determinar o fator de segurança assumindo prováveis superfícies de ruptura, permite ao engenheiro ter uma ferramenta muito útil para a tomada de decisões (Suarez, 2009).

1.1 ASPECTOS CONSIDERADOS EM UM ANÁLISE DE ESTABILIDADE

1.1.1 PRESENÇA DE ÁGUA

A água é um dos fatores mais importantes em estudos de estabilidade, podendo estar na condição hidrostática (sem movimento), ou sob condição de fluxo (quando há diferença de carga). A influência da água na estabilidade pode ser atribuída a:

- Alteração do estado de poropressões, alterando a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência do solo.
- Variação do peso da massa de solo, em função de alterações no peso específico.

- Desenvolvimento de fluxo, gerando erosões internas e/ou externas.
- Atuação como agente no processo de intemperismo, promovendo alterações nos minerais constituintes.

A Figura 1 apresenta o ciclo hidrológico. Parte do volume de água precipitado atinge diretamente o solo, parte cai em rios, lagos e mares, e parte é interceptada pela vegetação. Do volume de água que é interceptado pela vegetação, parte retorna para a atmosfera por evapotranspiração e o restante, ou é absorvido pela própria vegetação ou cai no terreno. Do volume de água que cai na superfície do solo, parte infiltra e parte flui superficialmente (*runoff*) ou fica retida em depressões superficiais. A infiltração de água no solo altera as condições de umidade da região não saturada, podendo inclusive alterar a posição da superfície freática. Dependendo da estratigrafia, a infiltração da água chega a gerar um fluxo sub-superficial (USGS, 2014).



Figura 1 – Ciclo Hidrológico (USGS, 2014)

1.1.2 CONDIÇÕES DRENADAS OU NÃO DRENADAS

As rupturas dos taludes saturados ou quase saturados com presença de água podem ocorrer em condições drenadas ou não drenadas:

- **Não drenada:** ocorre imediatamente após o carregamento, quando nenhum excesso de poropressão foi dissipado; ou seja, quando nenhuma variação de volume ocorreu na massa de solo.
- **Drenada:** ocorre durante a variação dos excessos de poropressão interferem decisivamente na estabilidade do talude, durante o processo de transferência de carga entre a água e o arcabouço sólido. Nesta fase, ocorrem variações de volume e, conseqüentemente, recalques.

A Tabela 1 mostra a definição da condição mais desfavorável, que depende da relação entre a permeabilidade do solo e o tempo de carregamento.

Tabela 1 - Condições de Permeabilidade do solo

Permeabilidade do Solo		Tempo de Carregamento		Tipo de Análise
Baixa	↔	Usual	↔	Avaliar condição mais desfavorável
		Infinitamente alto	↔	Drenada
Alta	↔	Usual	↔	Drenada
		Infinitamente pequeno	↔	Avaliar condição mais desfavorável

1.1.3 ANÁLISE EM TERMOS DE TENSÃO TOTAL OU EFETIVA

Os problemas de estabilidade de talude podem ser analisados em termos de tensões totais ou efetivas. Em princípio, é sempre possível analisar a estabilidade de um talude em termos de tensão efetiva, porque a resistência do solo é regulada pela tensão efetiva, tanto na condição drenada, como na condição não drenada. (Suarez, 2009).

No entanto, na prática, nem sempre é possível determinar com precisão quais são os excessos de poropressão que serão gerados por alterações nas cargas (escavação, colocação de aterro ou alterações do nível de água). Devido a esta razão, nem sempre é possível desenvolver uma análise precisa de estabilidade nestas condições (Suarez, 2009).

1.1.3.1 Tensões efetivas

Nas análises em termos de tensão efetiva, a tensão cisalhante mobilizada (τ) é estimada por:

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \cdot \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (1)$$

Onde:

σ = tensão total;

u = poropressão;

c' = intercepto coesivo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo,

FS = fator de segurança.

1.1.3.2 Tensões Totais

Análises em termos de tensões totais podem ser realizadas em situações de curto prazo ou final de construção, em que a condição não drenada corresponde ao instante crítico da obra. Os parâmetros de resistência em termos totais são obtidos em ensaios não drenados UU, em laboratório, ou em ensaios de campo (palheta, cone). Nestes casos, a envoltória de resistência em termos de tensão total se caracteriza por $c = S_u$ ou c_u , $\phi=0$ (Gerscovich, 2012).

A tensão cisalhante mobilizada é estimada por

$$\tau = \frac{S_u}{FS} \quad (2)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada.

A Figura 2 ilustra as diferentes envoltórias de resistência (total e efetiva), obtidas a partir de ensaios de laboratório.

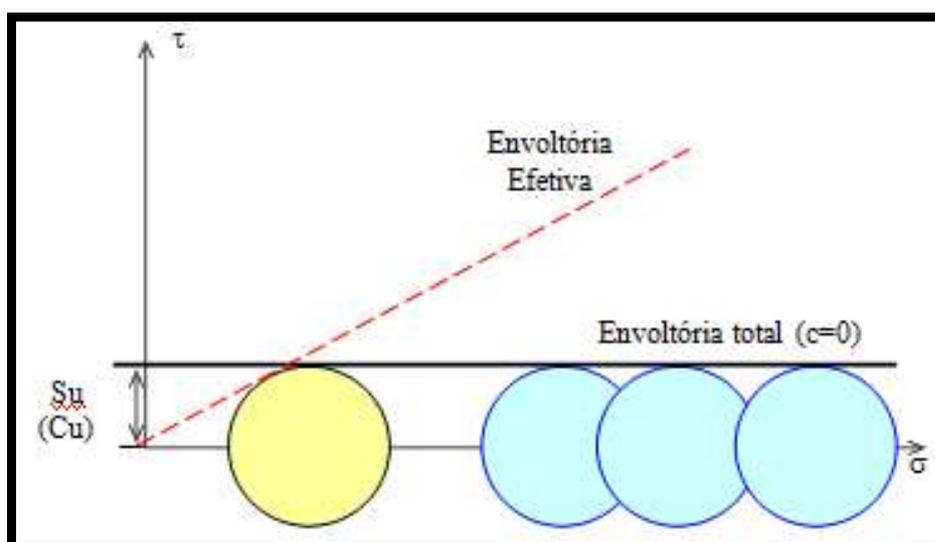


Figura 2 – Envoltórias de Resistência

1.1.3.3 Tensões Totais vs Efetivas

A análise em termos efetivos é teoricamente mais correta pois a resposta do solo a qualquer tipo de solicitação depende da tensão efetiva. Quando se opta por análises em termos de tensões totais, o projetista está automaticamente assumindo que as poropressões geradas na obra são idênticas às desenvolvidas nos ensaios.

A análise em termos de tensão total ($\phi = 0$) é muito empregada em argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas. Argilas muito pré-adensadas ($OCR > 4,0$) geram excessos de poropressão negativos e, portanto, a condição mais crítica passa a ser a longo prazo ($u = u_0$).

A Tabela 2 resume as condições críticas e sugere parâmetros e tipos de ensaios mais adequados a cada tipo de análise, considerando solo saturado (Gerscovich, 2012).

Tabela 2 – Tensões efetivas x Tensões totais (Solo saturado)

Situação crítica	Tipo de análise	Parâmetros	Ensaio de Laboratório
Final de construção (não drenado)	Tensões efetivas	c', ϕ' e $(u_0 + \Delta u)$	Triaxial CU com medida de poropressão
	Tensões totais ($\phi=0$)	S_u	Triaxial UU
Longo Prazo (drenado)	Tensões efetivas	c', ϕ' e u_0	Triaxial CD Cisalhamento Direto Triaxial CU com medida de poropressão Ensaio de Torção

Em solos não saturados, a condição de carregamento drenada é a mais usual (Tabela 3). É possível, entretanto, no caso de barragens, que em solos argilosos com elevado grau de saturação ($S > 85\%$), a condição mais crítica seja não drenada. É importante observar que um solo não saturado sujeito a processo de umedecimento perde a contribuição da parcela de sucção, sendo a saturação completa a condição mais crítica.

Tabela 3 – Tensões efetivas x Tensões totais (Solo não saturado)

Situação crítica	Tipo de análise	Parâmetros	Ensaio de Laboratório
Final de construção (não drenado em solos compactados)	Tensões efetivas	$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$ $r_u = u/\gamma h$	Triaxial PN (k constante), para obtenção de r_u
	Tensões totais	$\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u$	Triaxial CU em amostras não saturadas
Longo Prazo (drenado)	Tensões efetivas	$\tau = c' + (u_x - u_w) \tan \phi' + (\sigma - u_x) \tan \phi'$	Ensaio com sucção controlada

1.1.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Define-se como resistência ao cisalhamento do solo, a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura no instante da ruptura. A Figura 3 mostra um exemplo de ruptura de talude.



Figura 3 – Catástrofe Climática em janeiro de 2011, Nova Friburgo (TRIGEO)

A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 4. Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como nos escorregamentos de taludes (Gerscovich, 2012).

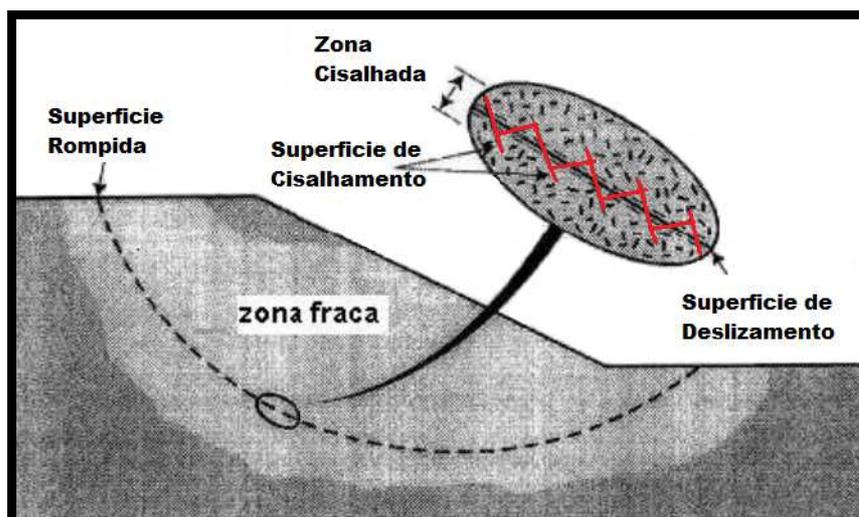


Figura 4 – Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (LEROUEIL, 2001)

1.1.4.1 ATRITO

A resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito, e pode ser definida como o ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é chamado de ângulo de atrito ϕ , sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento.

Há uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e de argila. Nos grãos de areia, a força de contato é maior expulsando a água da superfície e permitindo o contato diretamente entre os grãos. Já nas argilas, o número de partículas de solo é muito maior sendo menor a força entre os contatos, esta força não é suficiente para expulsar a água adsorvida pelas partículas, ficando a água responsável pela transmissão das forças (Viecili, 2003).

1.1.4.2 COESÃO

A resistência ao cisalhamento dos solos é devida essencialmente ao atrito entre os grãos. Mas a atração química entre partículas, independente da força normal, tem uma parcela de resistência significativa em determinados tipos de solos, que é denominada coesão (Viecili, 2003).

1.1.5 POROPRESSÕES

As condições de poropressão são geralmente obtidas a partir das características das águas subterrâneas e podem ser especificadas na análise, usando os seguintes métodos:

a) **Superfície freática**

Esta superfície ou linha em duas direções é definida como o nível da água subterrânea livre. Em uma superfície freática, a poropressão é calculada de acordo com as condições de estado estacionário (*steady-state*), de acordo com a Figura 5.a. Este conceito baseia-se na suposição de que todas as linhas equipotenciais são ortogonais. Então, se a inclinação do segmento da superfície freática é θ e a distância vertical entre o ponto e a superfície freática h_w , a poropressão é dada pela expressão: $u = \gamma_w (h_w \cdot \cos^2\theta)$ (Suarez, 2009).

b) **Dados piezométricos**

É a especificação das poropressões em pontos discretos dentro do talude. Neste caso, as poropressões podem ser determinadas por piezômetros, redes de fluxo (Figura 5.b) ou soluções numéricas, utilizando diferenças finitas ou elementos finitos. A rede de fluxo representa graficamente a trajetória subterrânea da água pelo terreno, por meio de linhas de fluxo, e a correspondente dissipação de energia, através de curvas equipotenciais (linhas de mesma carga hidráulica).

c) **Razão de Poropressão**

Este é um método muito simples e popular para normalizar o valor da poropressão em um talude de acordo com a definição:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} \quad (3)$$

Onde: u = poropressão;

σ_v = tensão vertical em uma profundidade z .

Este fator é facilmente implementado, mas a maior dificuldade está associada aos parâmetros para diferentes partes do talude. Às vezes, a inclinação requer extensa subdivisão em regiões com diferentes valores de r_u (Suarez, 2009).

d) Superfície piezométrica

Esta superfície é definida para a análise de uma dada superfície de ruptura. Deve ficar claro que a superfície piezométrica não é a superfície freática e que o método de cálculo da poropressão é diferente para os dois casos. Na superfície piezométrica, a poropressão é determinada pela distância vertical entre a superfície piezométrica indicada e o ponto (Figura 5.c).

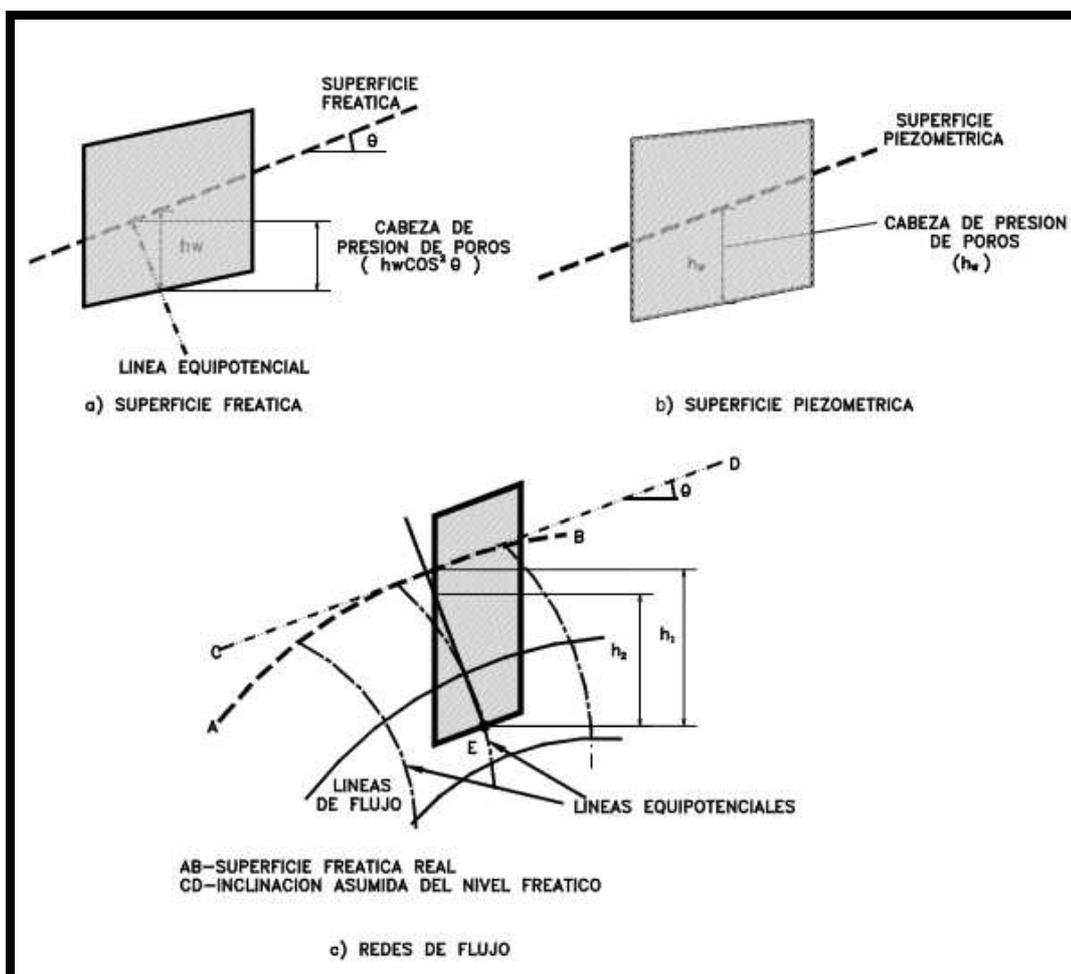


Figura 5 – Poropressão em análises de estabilidade: superfícies piezométricas, linhas freáticas e redes de fluxo (Suarez, 2009)

1.1.6 FATOR DE SEGURANÇA

Existem várias definições possíveis para o fator de segurança (FS). As definições mais comuns de FS em análises de estabilidade de taludes são:

a. Fator de Segurança com relação ao equilíbrio de momentos: análise geralmente aplicado em movimentos de rotação, considerando circular na superfície de ruptura.

$$FS = \frac{M_r}{M_\alpha} \quad (4)$$

Onde:

M_r é a soma dos momentos das forças de resistência.

M_α é a soma dos momentos de forças atuantes.

b. Fator de Segurança com relação ao equilíbrio de forças: aplicado à análise dos movimentos de translação ou rotação, considerando superfícies planas ou poligonais.

$$FS = \frac{F_r}{F_\alpha} \quad (5)$$

Onde:

F_r é a soma das forças resistentes.

F_α é a soma das forças atuantes

c. Fator de Segurança com relação ao equilíbrio limite ao cisalhamento:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (6)$$

Onde:

τ_f é a resistência ao cisalhamento (Figura 6);

τ_{mob} é a tensão cisalhante mobilizada (Figura 6).

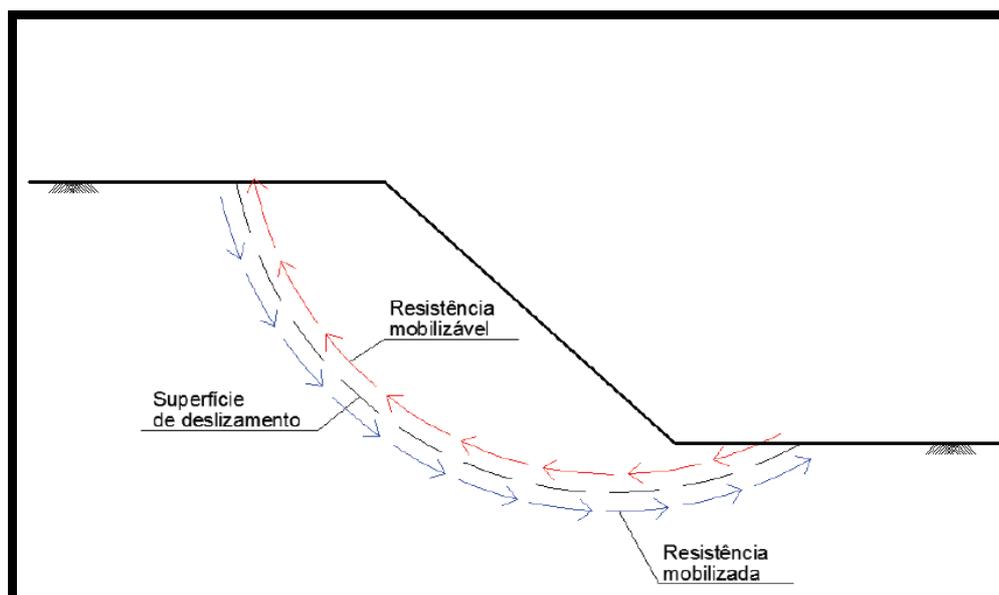


Figura 6 – Resistência mobilizável e resistência mobilizada (Gerscovich, 2012)

Com estas definições, considera-se que um talude é instável para valores do FS inferior a unidade. No entanto, casos de encostas instáveis e $FS > 1,0$ não são raros na prática da engenharia, devido às simplificações dos principais métodos de análise e variabilidade dos parâmetros geotécnicos e geométricos envolvidos na análise. A definição do valor admissível para o fator de segurança (FS_{adm}) dependerá, entre outros fatores, sobre as consequências de uma possível ruptura em termos de perda de vidas e/ou econômicas.

A

Tabela 4 apresenta uma recomendação para valores FS_{adm} e os custos de construção para altos fatores de segurança. Deve-se notar que o valor da FS_{adm} deve considerar não apenas as condições atuais do talude, mas também o uso futuro da área.

Tabela 4 – Recomendação para fatores de segurança admissíveis (GEO 2000)

Risco de perdas econômicas	Risco de perda de vidas humanas		
	desprezível	medio	elevado
Desprezível	1,1	1,2	1,4
Médio	1,2	1,3	1,4
Elevado	1,4	1,4	1,5

- i) Fatores de segurança para tempo de recorrência de 10 anos
- ii) para risco elevado e subsolo mole, o valor de FS_{adm} pode ser majorado em 10%

Para deslizamentos iminentes ou pré-existentes, são necessários estudos geológicos e geotécnicos detalhados (reconhecimento do subsolo dados pluviométricos locais, área de dados das faixas, etc.) para identificar o histórico de deslizamento. A Tabela 5 sugere valores FS_{adm} para esses casos.

Tabela 5 – Fatores de segurança recomendadas para a remediação de deslizamentos existentes (GEO 2000)

Risco de perda de vidas humanas		
desprezível	medio	alto
$FS > 1,1$	$FS > 1,2$	$FS > 1,3$

Obs.: Fatores de segurança para tempo de recorrência de 10 anos.

2 METODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

O Método de Equilíbrio Limite (MEL) baseia-se exclusivamente nas leis da estática, para determinar o estado de equilíbrio de uma massa de solo potencialmente instável. Este método não leva em consideração as deformações do solo, e supõe que a resistência ao cisalhamento é mobilizada totalmente e, simultaneamente, ao longo da superfície de ruptura, que pode ser plana, circular, poligonal ou mista (Suarez, 2009).

A massa de solo acima da superfície de deslizamento é considerada como um corpo livre, admitindo-se que todas as partículas ao longo da superfície de ruptura atingiram a condição de $FS = 1,0$. Desta forma, embora não seja totalmente verdadeiro, assume-se que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos (Moreira, 2011).

A configuração da linha de ruptura pode variar ao longo da extensão do talude, conduzindo a fatores de segurança relativamente distintos de seção para seção (Figura 7).

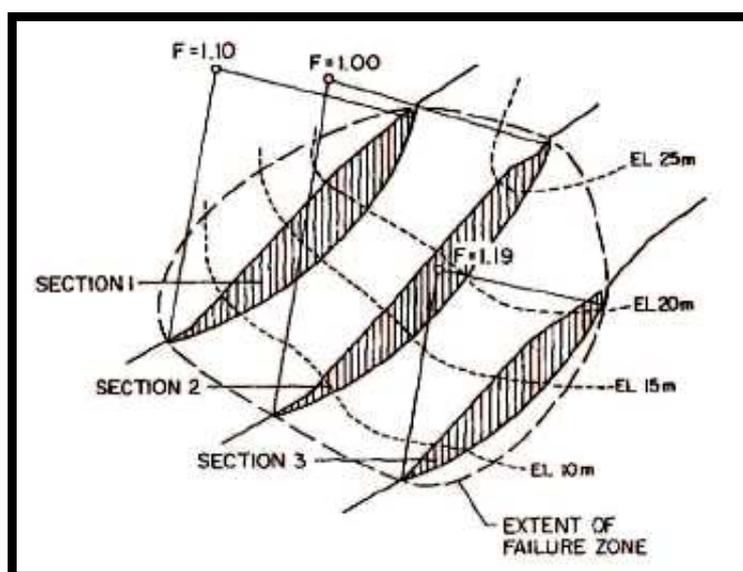


Figura 7 – Talude com diferentes superfícies de deslizamento (Gerscovich, 2012)

Tendo em vista que a análise é bidimensional, considera-se para o estudo, a seção mais crítica do talude, que pode ser, por exemplo, a de maior altura. Desta forma, não são considerados os efeitos de confinamento lateral (Gomes, 2011).

A Teoria de Equilíbrio Limite é aplicada a vários tipos de análise de estabilidade que são comumente realizados pela aplicação de um dos três seguintes métodos (Gomes, 2011):

- **Método geral** – as condições de equilíbrio são aplicadas a toda a massa de solo potencialmente instável, cujo comportamento se admite ser o de um corpo rígido;
- **Método das fatias** – a massa de solo potencialmente instável é dividida em fatias, geralmente verticais, e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada uma das fatias isoladamente;
- **Método das cunhas** – a massa de solo potencialmente instável, dada a sua configuração e características resistentes, é dividida em cunhas, e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada zona isoladamente.

A Tabela 6 reúne informações sobre os principais métodos de equilíbrio limite.

Tabela 6 – Principais métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite (Fonte: Própria)

Método	Descrição	Superfície	Considerações	Vantagem
Talud infinito	Este método analisa um bloco de superfície, da com uma determinada espessura e altura do nível freático, e assume uma falha paralelo à superfície do terreno.	Plana	Estabilidade global representado pela estabilidade de uma fatia vertical	Método simples com cálculos manuais.
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes
	Apenas aplicada para encostas com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot z} \cdot B + \left(\frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \cdot A$ $A = 1 - r_u \cdot \sec^2 \alpha \quad r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$ $B = \sec \alpha \cdot \text{cosec} \alpha$	Deslizamentos longes, com uma pequena espessura da massa instável, por exemplo uma capa de solo fino em uma base de rocha.	
Método	Descrição	Superfície	Considerações	Vantagem
Método das cunhas	Se analisa cunhas individuais, duplos ou triplos analisando as forças que atuam em cada um dos setores de cunha. Eles são úteis para analisar a estabilidade do piso laminado ou mantos de pedra.	Superfície poligonal	Cada cunha isoladas forças de contato equilíbrio compatibilizándose entre cunhas.	Resolução analítica ou gráfica com cálculos manuais
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes
	Considere cunhas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo (δ) de inclinação das forças de contacto entre as cunhas	Determinação gráfica de erros para polígonos arbitrários de forças F fatores. Cálculo do FS por interpolação para erro zero	Laminados com falhas ou articulações.	

Continuação da Tabela 6 - Principais métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite

Método	Descrição	Superfície	Considerações		
Fellenius (1927)	Este método não considera as forças entre os fatias e não satisfaz o equilíbrio de forças tanto para massa deslizante como para fatias individuais. No entanto, este método é amplamente usado por seu procedimento simples. Muito usado para taludes planos com	$FS = \frac{\sum [c' + (w \cos \alpha - u_i) \tan \phi']}{\sum w \cdot \text{sen} \alpha}$	Não tem em conta as forças entre fatias e não satisfaz o equilíbrio de forças.	F	
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes	
	Fator de Segurança baixos		Para projetos simples		
Método	Descrição	Superfície	Considerações		
Bishop simplificado (1955)	Assumindo que todas as forças de cisalhamento entre as fatias são iguais, a solução é sobredeterminada por serem estabelecidas condições de equilíbrio para uma fatia.	$FS = \frac{1}{\sum w \cdot \text{sen} \alpha} \sum \left[\frac{c' + (w - u_i) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]$	Considere-se um equilíbrio de forças e momentos entre os segmentos. Resultante das forças verticais entre fatias nulas.	Método de cálculo computacional conservadores.	
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes	
	Método iterativo. Impreciso em solos estratificados.		Método muito empregado na prática. Um método simplificado e recomendado para projetos simples.		

Continuação da Tabela 6 - Principais métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite

<i>Método</i>	<i>Descrição</i>	<i>Superfície</i>	<i>Considerações</i>		
Morgenstern y Price (1965)	Assuma que as forças laterais seguem um regime predeterminado. O método é muito semelhante ao método Spencer, com a diferença que a inclinação da força resultante entre fatias se assume que varia de acordo com uma função arbitrária.	Não Circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolue ou equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas	
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	F	
	Não é um método simple. Exige cálculos no computador.	Calculado por interacciones, com o uso de computadores.	Para estudos ou análise detalhados (retroanálisis)		
Spencer (1967)	Supõe que a inclinação das forças laterais são as mesmas para cada fatias. Rigorosamente satisfaz o equilíbrio estático assumindo que a força resultante entre fatias tem uma inclinação constante, mas desconhecido.	Não Circular	Método rigoroso satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.	Valores	
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forç	
	Complejidade dos cálculos.	Resultantes de forças entre fatias com inclinação constante em toda a masa. Determina fatores de seguridade para equilíbrio de momentos (Fm) e equilíbrio de fuerzas (Ff). Calcula FS quando Fm = Ff.	Para análise mais sofisticadas, com restrições geométricas na superfície de ruptura.		

Continuação da Tabela 6 - Principais métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite

<i>Método</i>	<i>Descrição</i>	<i>Superfície</i>	<i>Considerações</i>	<i>Vantagem</i>
Janbu (1972)	Como Bishop não assume nenhuma força de cisalhamento entre as fatias. A solução é sobredeterminado, já que não satisfaz completamente as condições de equilíbrio de momentos. No entanto, Janbu utiliza um fator de correção F_0 para dar em conta este erro pos	Não Circular	Satisfaz o equilíbrio de momentos em cada fatia, sem embargo despreza as forças verticais entre fatias.	
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes
	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar um fator de seguridade. Ou método generalizado não tem esta limitação.	Puede ser calculado manualmente, como um auxilio de ábacos, ou por programas de computador.	Muita utilização pratica. Deben-se considerar as limitações das rotinas de calculo.	
<i>Método</i>	<i>Descrição</i>	<i>Superfície</i>	<i>Considerações</i>	<i>Vantagem</i>
Sarma (1973, 1979)	Assume que as magnitudes das forças verticais seguir um sistema predeterminado. Utiliza o método das fatias para calcular a magnitude do coeficiente sísmica necessário para produzir falha. Isto permite desenvolver uma relação entre o coeficiente sísmica e	Não Circular	Método riguroso, atende as condições de equilibrio Considera forças sísmicas (terremotos).	Redução no tempo de cálculo sen perda de preciação.
	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação	Forças Atuantes
	Método exige cálculos em ordenador. O método de Sarma (1973) pode ser resuelto manualmente.	Calculado por interações, com o uso de ordenadores	É aplicado como uma alternativa o método de Morgenstern y Price.	

2.1 PROGRAMAS PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE TALUDES COM METODO DE EQUILIBRIO LIMITE

2.1.1 SLIDE

O Slide é um programa computacional comercial, utilizado no cálculo de estabilidade de taludes por Equilíbrio Limite. Além das análises determinísticas, nas quais se utilizam diversos métodos de cálculo, o programa realiza também análises probabilísticas e de sensibilidade. O programa opera em ambiente Windows, com interface simples e facilidades para construção de modelos geomecânicos, com possibilidade de importação de desenhos do programa AutoCad.

A análise determinística, seja drenada ou não drenada, é feita por pesquisas de superfícies circulares ou não circulares. A pesquisa do círculo crítico é feita a partir da delimitação de uma malha formada por diversos pontos que representam os centros dos círculos (Figura 8). De cada ponto da malha, podem ser construídos diversos círculos, os quais não podem encostar o contorno externo direito, esquerdo ou de fundo, do modelo. Esses contornos limitam o raio máximo dos círculos.

A variação do raio em cada ponto é limitado pelo raio máximo e pelo raio mínimo. O usuário pode estabelecer a quantidade de incrementos no raio, dentro da faixa de máximo e mínimo, definindo, assim, a quantidade de círculos pesquisados.

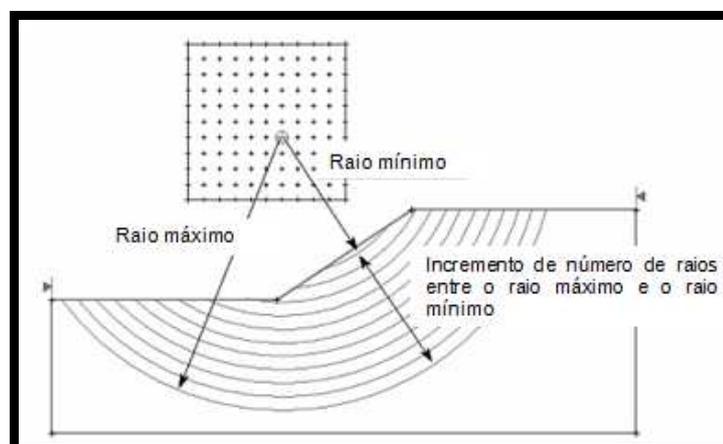


Figura 8 – Raios mínimo e máximo na pesquisa da superfície crítica

3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Nos últimos anos, o avanço dos computadores permitiu a introdução de modelos de análise cada vez mais refinados. Programas comerciais permitem a determinação de fatores de segurança de forma rápida e precisa, mesmo com um grau de complexidade elevado (Moreira, 2011).

O método dos elementos finitos, introduzido por Clough e Woodward (1967), supera muitas das deficiências dos métodos de equilíbrio limite. Este método, como mostra a Figura 9, essencialmente divide a massa de solo em unidades discretas que são chamados de elementos finitos. O método normalmente utiliza a formulação de deslocamento, a qual apresenta os resultados sob a forma de tensões e deslocamentos nos pontos nodais. A condição de ruptura obtida é a de um fenômeno progressivo em que nem todos os elementos atingem a ruptura simultaneamente

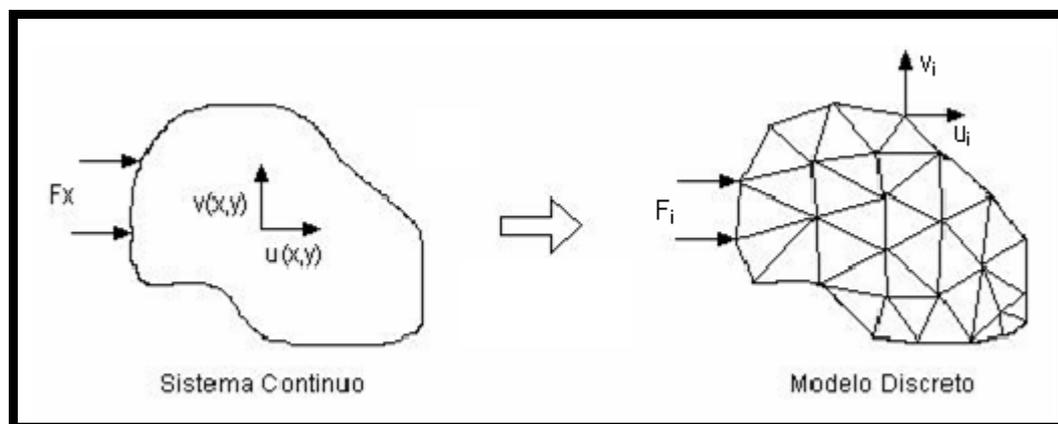


Figura 9 – Processo de Sistema contínuo (infinitos graus de liberdade) a modelo discreto (número finito de graus de liberdade) (Moreira,2011)

A análise de elementos finitos deve satisfazer as seguintes características:

1. Deve manter um equilíbrio de forças em cada ponto, ou qual é realizado usando a teoria elástica para descrever os esforços e as deformações.
2. As condições de esforços de fronteira devem ser atendidas.

A Figura 10 mostra uma malha típica de uma análise de talude por elementos finitos (Ashford e Sitar, 1997). Geralmente, o tamanho da malha contém elementos de largura uniforme (w) e altura (h) iguais. A forma e o tamanho dos elementos têm relação importante sobre os resultados obtidos. A altura do elemento é, talvez, o fator mais importante e se recomenda pelo menos dez níveis de elementos entre o base e o topo do talude para simular com precisão o comportamento do talude (Moreira, 2011).

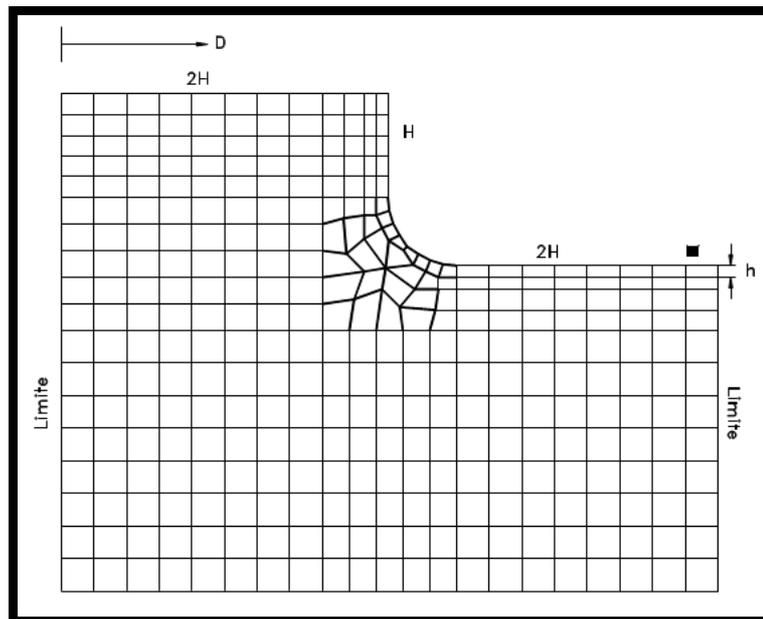


Figura 10 – Malha típica para análise de um talude vertical (Ashford e Sitar, 1994)

O desenvolvimento de um programa de estabilidade de taludes exige uma apreciação cuidadosa de todos os fatores relevantes para a obtenção do fator de segurança. (Moreira, 2011).

3.1 ASPECTOS GERAIS DA FORMULAÇÃO

O método parte da análise do material, designado por domínio, e das ações atuantes sobre o mesmo, para um determinado caso em estudo. O problema pode ser definido da seguinte forma: “em um dado domínio, com características e

propriedades conhecidas, pretende-se determinar o campo de deslocamentos e tensões, para um determinado conjunto de solicitações e condições fronteira” (Delgado, 1987).

As tensões/deformações unitárias são calculadas nos vários pontos constituintes do material através das teorias da Elasticidade e da Plasticidade. O cálculo pode ser feito considerando a não-linearidade da curva tensão-deformação do material, anisotropia, heterogeneidade, influência do estado de tensão inicial, fases de construção, etc.

O método dos elementos finitos envolve várias etapas, descritas brevemente a seguir, considerando por simplicidade a aplicação a um problema elástico. Uma abordagem aprofundada do MEF pode ser encontrada em Delgado (1987) e Onãte (2009).

3.1.1 Divisão do domínio contínuo

O domínio é discretizado em elementos, cujas ligações, e características geométricas constitutivas e resistentes são conhecidas (Figura 11). Quanto maior o número de elementos, mais aproximados serão os resultados do estado real de tensão e deformação. Os elementos podem ser estudados considerando diferentes números de nós (Moreira, 2011).

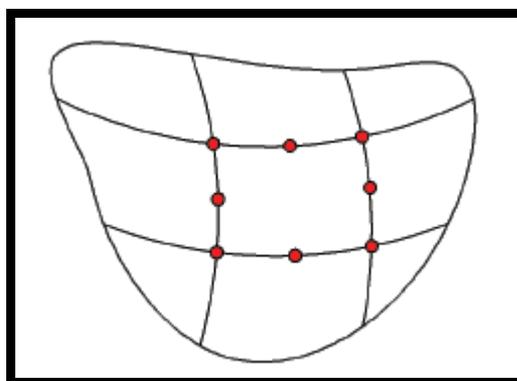


Figura 11 – Divisão de um domínio em elementos (Moreira, 2011).

3.1.2 Aproximação no interior do elemento

O MEF substitui a função contínua incógnita $\bar{f}_e(x, y, z)$ por uma função aproximada $\sum \phi_i(x, y, z)C_i$ para caracterizar o material, onde ϕ_i são funções escolhidas criteriosamente e C_i os parâmetros desconhecidos (Moreira, 2011).

A aproximação introduzida pode ser no campo das forças, no campo dos deslocamentos ou nos dois campos simultaneamente. A seleção das funções ϕ_i depende dos parâmetros desconhecidos. Normalmente, são escolhidos aqueles que fornecem um significado físico mais claro (Moreira, 2011).

Por exemplo, no caso da formulação através dos deslocamentos, a aproximação será feita no campo dos deslocamentos e as incógnitas (parâmetros desconhecidos) serão os deslocamentos (ou suas derivadas) nos nós. As funções especificadas caracterizarão os deslocamentos do elemento em cada direção, representando, dessa forma, a sua deformação. Se a formulação se traduzir, agora, em termos de forças, a aproximação será no campo da tensões e as incógnitas serão as forças nos nós. As funções especificadas traduzirão, então, o estado de tensão do material nos pontos nodais. (Moreira, 2011).

3.1.3 Relações para cada elemento

De acordo com a aproximação introduzida, as relações do fenômeno em estudo são aplicadas aos diferentes elementos. As relações possíveis em termos de Mecânica dos Sólidos são as seguintes (Delgado, 1987):

- Relação entre deslocamentos e deformações (relações geométricas);
- Relação entre deformações e tensões (relações constitutivas);
- Condições de equilíbrio associadas ao fenômeno; As relações de equilíbrio são as equações que regem o fenômeno físico em estudo. Elas definem o

equilíbrio em qualquer ponto do domínio e podem ser introduzidas no MEF por três modos diferentes:

- Princípio dos trabalhos virtuais (PTV) – campos de deslocamentos virtuais obtidos pela imposição de um deslocamento unitário em cada nó e em cada direção;
- Método dos resíduos pesados – os resíduos resultantes da introdução da função aproximada dos deslocamentos devem obedecer a um critério que os limita (geralmente, introduzindo-se funções de peso);
- Métodos variacionais – um dado funcional deve satisfazer uma condição mínima.

3.2 PROGRAMA PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE TALUDES COM METODO DE ELEMENTOS FINITOS

Neste Item, será feita uma breve descrição do programa utilizado no presente trabalho para avaliação da estabilidade dos taludes em estudo.

3.2.1 PLAXIS

O PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8.2) é um pacote de elementos finitos desenvolvido para aplicações a problemas geotécnicos 2D e 3D pela Technical University of Delft, Holanda, desde 1987. Este programa foi elaborado com o intuito de ser usado por engenheiros geotécnicos que não sejam necessariamente especialistas em procedimentos numéricos. (Moreira, 2011).

O software atualmente traz implementadas as seguintes leis constitutivas: elasticidade linear, modelo de Mohr-Coulomb (comportamento elástico-perfeitamente

plástico), modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (dependência hiperbólica da rigidez do solo em relação ao estado de tensão), modelo de amolecimento (*Soft-Soil Model*) e lei constitutiva para *creep* (comportamento dependente do tempo). Ele também possui um poderoso conjunto de elementos de aplicação estrutural agrupados em três categorias: vigas, âncoras e geossintéticos (Moreira, 2011).

As principais condições de contorno atribuídas ao modelo numérico são as restrições de deslocamentos, a definição da presença ou não, de água, e a introdução de carregamentos e deslocamentos prescritos. O *Plaxis* permite a introdução de carregamentos uniformemente distribuídos e carregamentos pontuais. Quanto aos deslocamentos prescritos, podem ser introduzidos deslocamentos nulos ou não, nas direções horizontal e vertical.

O Programa *Plaxis* opera com diversos tipos de cálculos de elementos finitos e considera que a análise de deformações em casos estáticos pode ser diferenciada em: *Plastic*, *Consolidation Analysis* e *Phi-c Reduction*. Em termos gerais, estas análises são plásticas, de adensamento e de determinação do fator de segurança.

O processo de cálculo é dividido em fases, permitindo ativar um carregamento em um determinado tempo, simular um estágio de carregamento, inserir um período de adensamento ou calcular o fator de segurança em qualquer etapa do processo.

- Análises Dinâmicas

Em análises dinâmicas, o programa apresenta a opção de cálculo chamada *Dynamic analysis*. Nesse caso, o usuário determina a fase de cálculo na qual é introduzido o carregamento dinâmico e o tempo de atuação desse carregamento, entre outros parâmetros.

Neste tipo de análise, deslocamentos prescritos são utilizados na introdução do carregamento sísmico no modelo, seja esse carregamento o valor de uma aceleração normalizada ou um acelerograma (dados de acelerações ao longo do tempo). O terremoto é simulado através da imposição de um deslocamento prescrito na base do modelo, desde que a base seja um substrato rochoso.

No caso de análises dinâmicas, o *Plaxis* também possui o recurso de introduzir às laterais do modelo contornos laterais absorventes (no *Plaxis*, chamados de *standard absorbent boundaries*). Tal contorno é necessário para evitar a reflexão das ondas sísmicas para o interior do modelo. O recurso é bastante eficiente e teve eficácia comprovada ao longo dos anos em vários programas computacionais baseados no MEF.

Se o carregamento dinâmico é originado por um terremoto, o *Plaxis* ainda dispõe do recurso de introduzir ao modelo os contornos laterais absorventes e o deslocamento prescrito, automaticamente, através da opção *standard earthquake boundaries*.

- Análises de Estabilidade

No PLAXIS, a análise de estabilidade é executada através da redução dos parâmetros de resistência do solo, este processo é denominado *Phi-c reduction*.

As análises de estabilidade podem ser realizadas para cada fase de construção. Nestas análises, os parâmetros de resistência $\tan\phi$ e c são reduzidos até a ruptura.

O multiplicador ΣM_{sf} define a razão entre os parâmetros de resistência do solo e os parâmetros reduzidos em um determinado estágio na análise:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = FS \quad (7)$$

Onde: o subscrito *input* refere-se aos parâmetros de resistência dos materiais inseridos na fase de input, e o subscrito *reduced* refere-se aos parâmetros de resistência reduzidos.

4 SISMOS

Terremotos são fenômenos sísmicos naturais causados por falhas geológicas e por fenômenos vulcânicos, que podem provocar deslizamentos de terra. Os fatores que devem ser levados em consideração em uma análise de taludes e encostas expostas a eventos sísmicos são:

- O valor das forças sísmicas aplicada em massas de solo potencialmente deslizante;
- A diminuição da resistência devido às cargas vibracionais, que induzem a deformações cíclicas. Esta resistência pode ser reduzida em 50% em solos sensíveis, e na maioria dos casos, a resistência pode diminuir até cerca de 20% durante o sismo (Makdisi e Seed, 1978);
- O aumento da poropressão especialmente em solos arenosos, podendo causar uma diminuição da resistência, e o fenômeno da liquefação;
- Aumento da força gerada por amplificação sísmica no solos moles;
- A possibilidade de ocorrência de fenômenos de ressonância relacionados com a semelhança entre a frequência natural de vibração do talude e a do evento sísmico;
- A magnitude das deformações na massa de solo.

4.1 SISMICIDADE

Quando é produzida a fratura da rocha em uma zona de falha geológica, a energia liberada é irradiada em todas as direções. A fonte de movimento ou da zona de liberação de energia, geralmente não é um ponto, se não uma linha ou uma superfície geralmente alongada na direção da falha. Os terremotos que geralmente geram mais danos são terremotos relativamente superficiais.

A área de superfície imediatamente acima da área de liberação de energia é chamado de epicentro ou área epicentral. A grande maioria dos grandes deslizamentos de terra de grande magnitude, correspondem à área epicentral e diminuem à medida que o ponto considerado se afasta da área epicentral e a intensidade do sismo diminui.

Há dois parâmetros importantes para estimar a grandeza de um terremoto, são eles: a magnitude e a intensidade. (Suarez, 2009).

i. Magnitude

A magnitude é uma medida quantitativa, relacionada com a energia sísmica liberada no foco e também com a amplitude das ondas registradas pelos sismógrafos.

Richter definiu a magnitude dos terremotos locais como: o logaritmo de base 10 da amplitude máxima da onda sísmica, expressa em milésimos de milímetro (mícron), registrado em um sismógrafo padrão, a uma distância de 100 quilômetros do epicentro do evento (Suarez, 2009).

A Tabela 7 apresenta os tipos de deslizamentos produzidos em função da magnitude do sismo.

Tabela 7 – Tipos de deslizamentos causados por terremotos (Keefer, 1984)

Magnitude do Sismo	Tipo de deslizamento
4,0	Queda de blocos e solo de alteração
4,5	Escorregamentos por translação, rotação e queda de blocos
5,0	Deslizamentos de terra
6,0	Avalanches de rocha
6,5	Avalanches de solo

ii. Intensidade

A intensidade sísmica é um conceito que é aplicado para identificar o grau de destruição ou efeitos locais de um terremoto. A intensidade, a qual é uma medida relativa da força sísmica em um dado ponto, depende da magnitude do sismo, da profundidade da liberação de energia, das características físicas da zona do local e da distância até o epicentro (Suarez, 2009).

A magnitude e a intensidade podem ser relacionadas pela expressão (Gutenberg e Richter, 1954):

$$Magnitude = 1 + \frac{2}{3} \cdot Intensidade \quad (8)$$

Esta expressão não considera a profundidade dos sismos, mas mostra uma relação entre as duas formas de medição dos sismos.

A ocorrência de deslizamentos de terra associados a um terremoto depende da intensidade do sismo e de outros fatores topográficos, geológicos e hidrogeológicos. O efeito de um sismo, por vezes, leva a desestabilização de um talude. É evidente que a incidência da instabilidade aumenta com a magnitude do sismo, especialmente quando a magnitude do sismo é superior a 6.0, e a fonte de liberação de energia é pouco profunda. Neste caso, a possibilidade de falha por liquefação aumenta (Suarez, 2009).

A escala de intensidade sísmica mais utilizada é a Escala de Mercalli Modificada (M_M), que possui 12 graus, indicados por algarismos romanos. A Tabela 8 descreve as consequências dos sismos em função da escala de intensidade.

Cerca de 75 a 80% da energia anual liberada pelos terremotos ocorre ao longo das estruturas marginais do Oceano Pacífico, caracterizando o chamado “Cinturão Circum-Pacífico” ou “Cinturão de Fogo do Pacífico”, em alusão à presença de vulcões coincidentes com os sismos. Até pouco tempo, o Brasil era considerado assísmico. A partir de 1970, com os estudos sismológicos, verificou-se que a atividade sísmica no Brasil, apesar de baixa, não pode ser negligenciada.

Tabela 8 – Escala de Mercalli Modificada (MERCALLI, 1906)

Grau	Descrição
I	Não é sentida pelas pessoas, registrados por instrumentos sísmicos.
II	Sentido apenas por poucas pessoas em repouso, especialmente nos pisos superiores, objetos suspensos pode balançar.
III	Sentido no interior dos edifícios, especialmente em andares superiores, mas muitos não podem reconhecê-lo como sismo, vibração semelhante à produzida pela passagem de um veículo leve, objetos pendurados oscilam.
IV	Objetos pendurados visivelmente se balançam, vibração semelhante à produzida pela passagem de um veículo pesado, veículos estacionados balançam, vidro e janelas fazem barulho, ranger das portas de madeira e paredes.
V	Sentido ainda do lado de fora dos prédios, permite estimar a direção das ondas, acordar as pessoas dormidas, o conteúdo líquido dos recipientes e tanques é perturbada e pode vazar, objetos instáveis são deslocados, as portas são abertas ou fechadas, relógios de pêndulo param.
VI	Sentida por todos as pessoas, muitos sofrem pânico e correr para o lado de fora, eles tem dificuldade em andar constantemente, vidro e louças quebram, livros e objetos são lançados das prateleiras, os móveis são movidos ou virados, o gesso e estuque de baixa qualidade se fissa e alvenaria tipo D, pequenos sinos portagens.
VII	Se tem dificuldade de ficar parado, percebida por motoristas de veículos em movimento, móveis quebrados, danos e colapso de alvenaria tipo D e alguns tipo C, as chaminés quebrar a nível do telhado, caída de gesso, cornijas e platibandas sem âncoras, algumas rachaduras na alvenaria de qualidade média, grandes sinos portagens, ondas em reservatórios e tanques de água.
VIII	A condução de veículos é difícil, danos consideráveis e desabamento parcial de alvenaria tipo C, qualquer dano ao tipo de alvenaria B, nenhum dano de alvenaria tipo A, caída de argamassa e algumas paredes de alvenaria, caída de chaminés fabricadas, monumentos e tanques elevados, alguns galhos de árvores são quebrados, a mudança no fluxo ou temperatura de poços, rachaduras no terreno molhado e em taludes inclinadas.
IX	Pânico geral, edifícios de alvenaria do tipo D totalmente destruídas, danos graves e até mesmo colapso de alvenaria tipo C, dano de consideração em alvenaria B, danos às fundações, danos e colapso de estruturas reticuladas, danos aos reservatórios e tanques de água, rompeu tubulação subterrânea, rachaduras significativas visíveis no terreno.
X	A maioria das construção de alvenaria e varandas destruídas, algumas construções de madeira de qualidade danificados, pontes destruídas, danos graves ao barragens, diques e aterros, grandes deslizamentos de terra, a água é excedido nas bordas de rios, lagos e barragens, ferrovias ligeiramente deformado.
XI	Os trilhos da ferrovia severamente deformados, ruptura gasoduto enterrado ficam fora de serviço
XII	Destruição total, massas rochosas deslocadas, linhas de visão óptica distorcida, objetos voadores.

iii. Aceleração de Pico

A aceleração produzida por um sismo, a qual está relacionada com a intensidade de movimento em determinado local, é o parâmetro mais comumente utilizado para a análise sísmica de taludes.

A aceleração máxima horizontal é o valor absoluto da aceleração horizontal obtido do acelerograma. O efeito das acelerações verticais sobre a estrutura é reduzido, e por isso, a aceleração horizontal é considerada mais importante. Geralmente, considera-se que a aceleração de pico vertical é dois terços da aceleração máxima horizontal. No entanto, em locais próximos ao epicentro, as acelerações verticais podem adquirir valores mais elevados (Suarez, 2009).

Movimentos com altos picos de aceleração não são necessariamente os mais destrutivos, uma vez que o tempo de ocorrência do terremoto intervém de forma importante no comportamento dos solos (Suarez, 2009).

A Tabela 9 mostra a magnitude e aceleração máximas de um sismo. O conhecimento detalhado dos terremotos é muito importante na avaliação de estruturas submetidas a eventos sísmicos.

Tabela 9 – Aceleração máxima e duração dos sismos (Housner, 1970)

Magnitude (M)	Duração (segundos)	Aceleração máxima (% g)
5,0	2,0	9,0
5,5	6,0	15,0
6,0	12,0	22,0
6,5	18,0	29,0
7,0	24,0	37,0
7,5	30,0	45,0
8,0	34,0	50,0
8,5	37,0	50,0

4.2 CARACTERÍSTICAS DAS ONDAS SÍSMICAS

As ondas sísmicas são movimentos vibratórios das partículas das rochas que se transmitem segundo superfícies concêntricas devido à libertação súbita de energia no foco sísmico. Quando ocorre um sismo se produzem diferentes tipos de ondas: ondas de corpo e ondas de superfície.

As ondas de corpo ou volume propagam-se através do interior da Terra. Apresentam percursos radiais deformados devido às variações de densidade e composição do interior da Terra. Existem dois tipos de ondas de corpo: primárias (ondas P) e secundárias (ondas S).

As ondas de superfície são semelhantes às ondas que se observam à superfície de um corpo de água e propagam-se imediatamente acima da superfície terrestre. Existem dois tipos de ondas de superfície: ondas de Rayleigh e ondas de Love.

i. Ondas Primárias ou de Compressão (Ondas P)

As ondas P são as primeiras a chegar, pois têm uma velocidade de propagação maior. São ondas longitudinais que fazem a rocha vibrar paralelamente à direção da onda (Figura 12). Verifica-se alternadamente uma compressão seguida de uma distensão com amplitudes e períodos baixos, impondo aos corpos sólidos elásticos alterações de volume (contudo não há alterações na forma).

ii. Ondas Secundárias ou de Cisalhamento (Ondas S)

As ondas S produzem deformações de cisalhamento a medida que se movem através do solo ou da rocha (Figura 12). O movimento das partículas individuais é normal à direção do movimento. (Suarez, 2009).

iii. Ondas Rayleigh

As ondas Rayleigh são formadas na superfície por interação entre as ondas P e ondas S verticais (Figura 13). Estas ondas são semelhantes às que ocorrem na água quando uma pedra é lançada (Suarez, 2009).

iv. Ondas Love

As ondas Love são ondas de superfície que produzem cisalhamento horizontal do solo e a sua energia é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra por ocorrer por reflexão interna total (Figura 13). As ondas de Love não apresentam componente vertical. (Suarez, 2009).

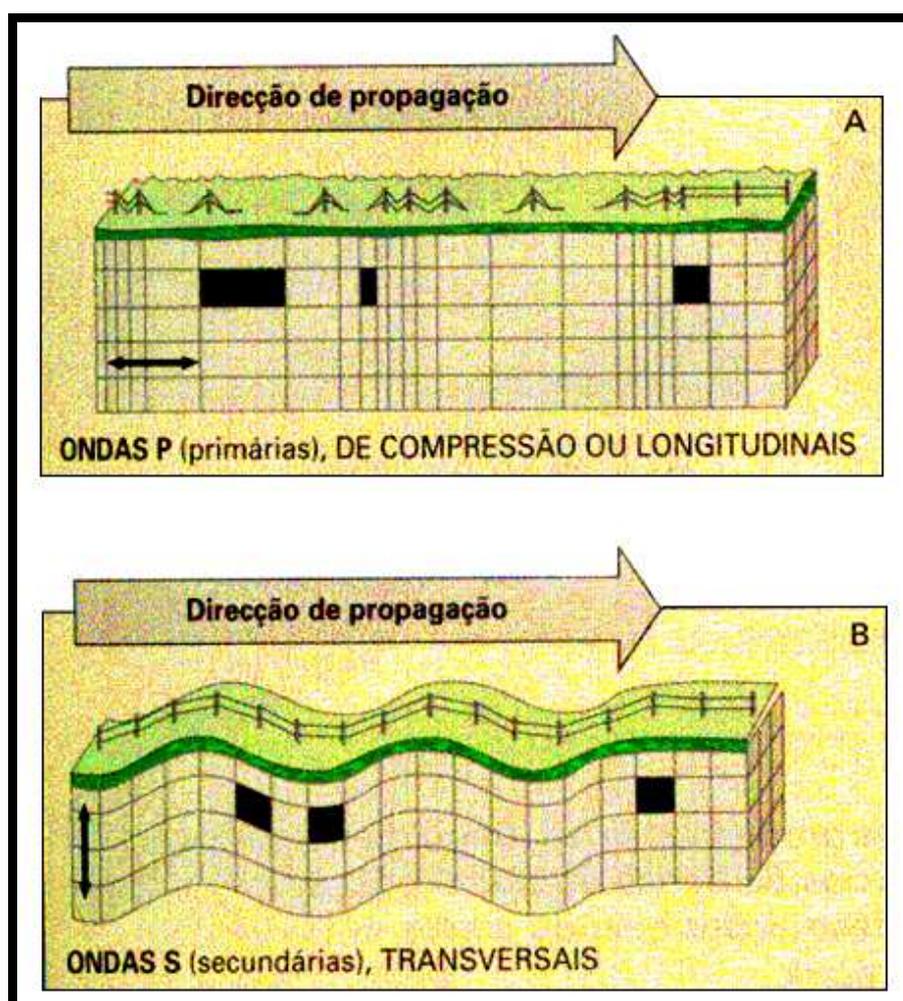


Figura 12 – Ondas Sísmicas (Suarez, 2009)

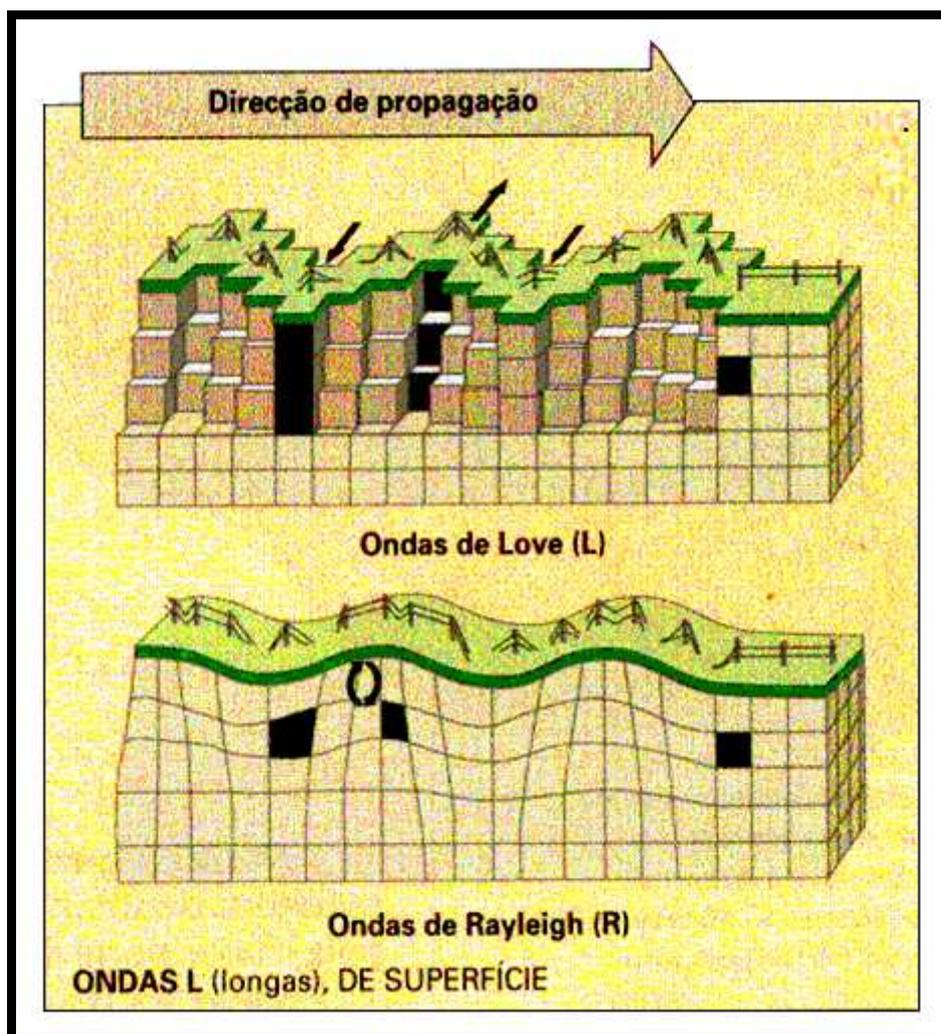


Figura 13 – Ondas de Superfície (Suarez, 2009)

A Tabela 10 reúne os principais eventos de deslizamentos provocados por terremotos.

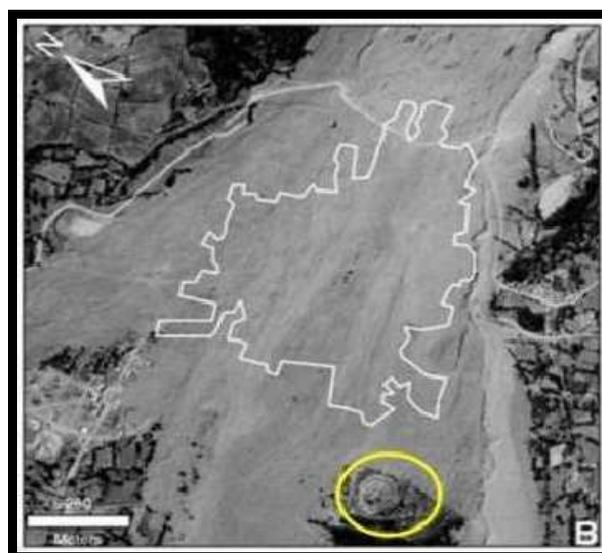
Tabela 10 – Deslizamentos devido a Sismos (Suarez, 2009)

Site do terremoto	Data	Magnitude Richter	Deslizamentos Features	Vidas humanas
Rússia Tadjik	1911	7.40	Deslizamento de rocha que destruiu a cidade e afetou ao rio Murghab em um comprimento de 65 Kms	54
China Província de Gansu	1920	8.50	Um número desconhecido de deslizamentos de terra em uma área de 67.100 km ² .	230000
China Deixi	1933	7.50	Houve deslizamentos de grande magnitude e falho uma barragem de 255 metros de altura no rio Min	7000
Rússia Tadjik	1949	7.50	Ele começou como um deslizamento de rochas e tornou-se uma enorme avalanche de loess e resíduo de granito.	20000
Monte Huascarán Peru	1962	7.75	Avalanche.	5000
EUA Alasca	1964	9.40	Um grande deslizamento relacionado com processo de liquefação, destruindo as cidades de Anchorage, Valdez, Whittier, Seward.	
Monte Huascarán Peru	1970	7.70	Avalanche que enterrou a cidade de Yungay e Ranrahirca e um grande número de deslizamentos de terra em uma área de 30.000 km ² .	60000
Guatemala	1976	7.50	Mais de 10 mil caídas e deslizamentos residuais de taludes quase vertical. O terremoto rompe a coesão ou cimentação de materiais duros mas frágeis.	
Nova Guiné	1986	7.10	Uma avalanche formou uma barragem de 210 metros de altura e um lago de 50 milhões de m ³ . Al falhar ou barragem ocorreu um fluxo - Avalanche 100 metros de espessura resíduos saturado.	
Equador	1987	6.90	Vários milhares de deslizamentos de terra e lama que destruíram cerca de 70 quilômetros de um oleoduto e várias estradas.	1000
Superstição Hills Califórnia	1987	6.60	Liquefação de areias e siltes. Foram medidos o excesso de pressão de poros, que começou a se desenvolver quando a aceleração atingiu 0.21g aos 13,6 segundo no início do sismo.	
Loma Prieta Califórnia	1989	7.10	de 2000 a 4000 deslizamentos de rocha, solo e resíduos e alguns casos licuação que produziram os fluxos.	
Paez Colômbia	1994	6.40	Mais de 3.000 deslizamentos de talude em encostas íngremes cobertas por florestas afetou uma área de 5.500 km ² na bacia do rio Paez e produziu um deslizamento de terra gigante pelo leito do rio, que destruiu várias aldeias.	1971
Kobe Japão	1995	7.20	630 lâminas de mais de 30 metros de comprimento localizado a uma distância de 10 quilômetros a partir da falha ativa	5500
Nikawa Japão	1995	7.20	Ele destruiu 11 casas. O volume do deslizamento de terra é de 120.000 m ³ .	34

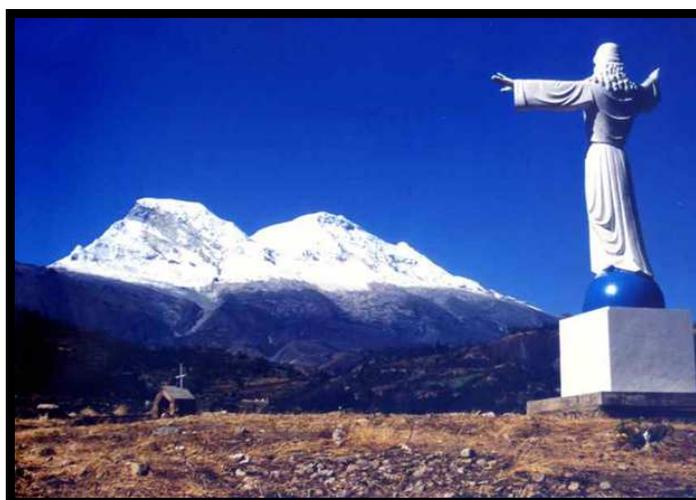
A Figura 14 ilustra três fases distintas do Monte Huascarán, na Cidade de Yungay-Ancash, Peru, onde ocorreu uma avalanche em 1970.



(a) Antes do sismo (1970)



(b) Após o sismo (1970)



(c) Imagem atual

Figura 14 – Monte Huascarán, Cidade de Yungay-Ancash

A Tabela 11 reúne o relatório dos principais eventos sísmicos acontecidos no mundo.

Tabela 11 – Relatórios de Reconhecimento (GEER, 2014)

Localização	Data	Magnitude
California, USA	24/08/2014	6,0
Iquique, Chile	01/04/2014	8,2
Cephalonia, Grécia	03/02/2014	6,1
Costa Rica	05/09/2012	7,6
Emilia, Italia	20/05/2012	5,9
Eastern, Turquia	23/10/2011	7,1
Virginia, USA	23/08/2011	5,8
Tohoku, Japão	11/03/2011	9,0
Christchurch, Nova Zelanda	22/02/2011	6,2
Darfield, Nova Zelanda	03/09/2010	7,1
Baixa California, USA	04/04/2010	7,2
Chile	27/02/2010	8,8
Haiti	12/01/2010	7,0
California, USA	09/01/2010	6,5
Honduras	28/05/2009	7,3
L´Aquila, Italia	06/04/2009	6,3
Iwate-Miyagi Nairiku, Japão	14/06/2008	6,9
Achaia-Ilia, Grécia	08/06/2008	6,5
Ica-Pisco, Peru	15/08/2007	8,0
Niigata-Chuetsu Oki, Japão	16/07/2007	6,6
Ilha de Hawaii	15/10/2006	6,7
Niigata-ken Chuetsu, Japão	23/10/2004	6,6
Tecoman, Mexico	21/01/2003	7,8
Denali, Alaska	02/11/2002	7,9
Sul, Peru	23/06/2001	8,3
Washington, USA	28/02/2001	6,8
Bhuj, India	26/01/2001	7,7
Duzce, Turquia	12/11/1999	7,1
Chi-Chi, Taiwan	21/09/1999	7,6
Kocaeli, Turquia	17/08/1999	7,4
Mexico	15/06/1999	7,0
Kobe, Japão	16/01/1995	6,9
California, USA	17/01/1994	6,7
California, USA	18/10/1989	6,9

4.3 ANÁLISE SÍSMICA

Eventos sísmicos são capazes de induzir forças de natureza cíclica, que podem causar ruptura rápida de taludes e encostas.

Além disso, a força de cisalhamento do solo pode ser reduzida devida a cargas geradas por deformações oscilatórias cíclicas, ou devido à geração de altas poropressões. A combinação da ação de cargas sísmicas e a diminuição da resistência pode causar uma diminuição global na estabilidade. O caso mais crítico é o de materiais não plásticos, tais como sedimentos de grãos finos ou areias finas.

A análise da estabilidade requer a análise de cinco fatores:

- Magnitude da força sísmica;
- Redução da resistência devido às cargas oscilantes;
- Diminuição da resistência devido ao aumento da poropressão;
- Fenômeno da ressonância;
- Amplificação de cargas sísmicas pela presença de solos moles.

Hoje em dia, há uma variedade de métodos sofisticados, como o método dos elementos finitos, para avaliar a estabilidade dinâmica de obras de terra (barragens, aterros e taludes). Estes métodos consideram a distribuição de tensões e deformações no interior de uma estrutura, quando sujeita a uma variedade de solicitações internas e externas (estática, sísmica, hidráulica, liquefação, entre outras).

Estes métodos representam técnicas mais avançadas, o método de equilíbrio limite (MEL) é uma ferramenta largamente utilizada para avaliar a estabilidade das barragens e taludes, principalmente devido à disponibilidade e facilidade de utilização.

O MEL representa a carga sísmica como uma força estática igual a uma porcentagem da massa envolvida (Coeficiente Sísmico). Esta hipótese transforma cargas pulsantes em uma força constante, e não considera a rigidez da estrutura na resposta sísmica.

Portanto, a validade do MEL está intimamente associada com a estimativa de um coeficiente sísmico que represente o comportamento real do talude em um evento sísmico.

Na prática de engenharia, estima-se o valor de coeficiente sísmico como uma fração constante da Aceleração máxima do terreno (*peak ground acceleration* PGA), aplicando-se, usualmente, valores entre 0,33 e 0,67, dependendo da zona sísmica.

Foram propostos quatro métodos para o teste de avaliação da estabilidade de aterros e taludes, no caso de eventos sísmicos (Houston, 1987):

- Método em que as cargas de terremoto são simuladas como cargas estáticas horizontais e verticais (Pseudo-estático);
- Método de deslocamentos ou deformação, que é baseado no conceito de que as acelerações reais podem exceder o limite de aceleração permitido, produzindo o deslocamento permanente (Newmark, 1965);
- Método de estabilidade após o terremoto, no qual são calculadas forças não drenadas em amostras de solos representativos que foram submetidas a forças cíclicas comparáveis ao terremoto esperado (Castro, 1985);
- Método para a análise dinâmica por elementos finitos. Através de uma análise em duas ou três dimensões, usando um modelo específico, pode-se obter detalhes relacionados ao estresse, tensão permanente ou cíclica (Finn, 1999).

Os dois primeiros métodos são mais comumente usados na prática Geotécnica, graças a sua facilidade de implementação. No presente trabalho, será utilizado o método pseudo-estático para uma avaliação preliminar da estabilidade dos taludes.

Na análise pseudo-estática, é introduzida em todos os elementos analisados no talude, uma força horizontal correspondente a um coeficiente K multiplicado pelo peso do elemento. A localização da força é um ponto importante a considerar nesta análise. Terzaghi (1943) sugere que a força deve ser aplicada no centro de gravidade de cada fatia.

O método utiliza o mesmo procedimento geral de qualquer métodos de equilíbrio limite, com a diferença de que inclui as forças pseudoestáticas horizontal e vertical, devido ao evento sísmico (Figura 15).

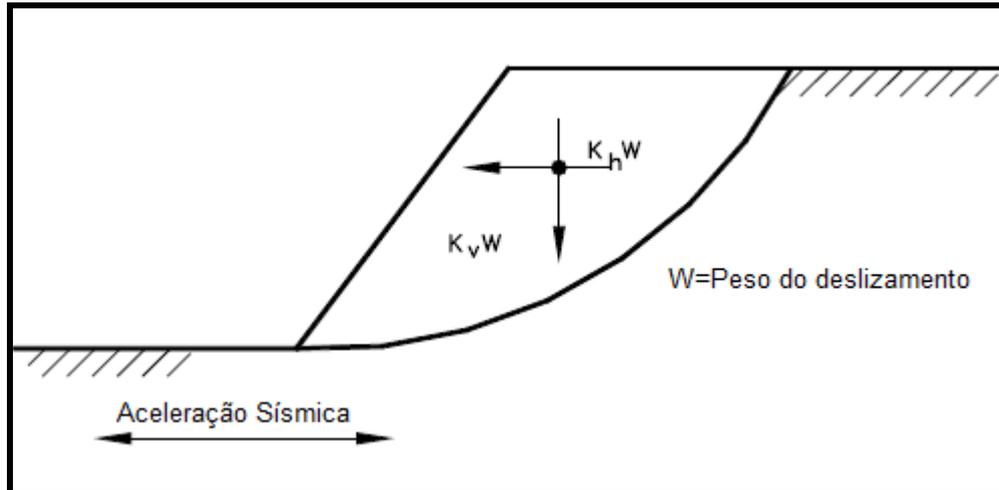


Figura 15 – Análise pseudo-estática de equilíbrio limite para uma superfície circular

Estas forças sísmicas são assumidas como proporcionais ao peso da massa de deslizamento potencial e aos coeficientes sísmicos K_h e K_v , e são expressas em termos do número de vezes a aceleração da gravidade (g), produzida pelo sismo:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W \quad (9)$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = K_v \cdot W \quad (10)$$

Onde: F_v e F_h são forças pseudo-estáticas;

a_h e a_v são as acelerações horizontais e vertical, respectivamente;

k_h e k_v são os coeficientes pseudo-estáticos horizontal e vertical;

W é o peso da massa deslizante.

Tipicamente, assume-se na maioria das aplicações de métodos pseudo-estáticos, a hipótese que $k_v = 0$ (Duncan e Wright, 2005). A questão passa a ser a escolha de um valor apropriado do coeficiente horizontal k_h .

A **Figura 16** apresenta as forças atuantes em uma fatia vertical genérica, em análises pseudo-estáticas. Para este tipo de análise, o fator de segurança pode ser obtido pela expressão:

$$F_{sd} = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d l \cos \alpha] + [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d)]}{\sum \left[w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} w \right]} \quad (11)$$

Onde: W = peso da fatia;

kW = força horizontal para incorporar efeitos sísmicos;

N = força normal à base da fatia;

S = força tangencial à base da fatia ($S = \tau * l$);

E1, E2 = componentes horizontais das forças entre as fatias;

T1, T2 = componentes verticais das forças entre as fatias;

D = força aplicada na superfície;

b = largura da fatia;

l = comprimento da base da fatia;

A1, A2 = forças hidrostáticas.

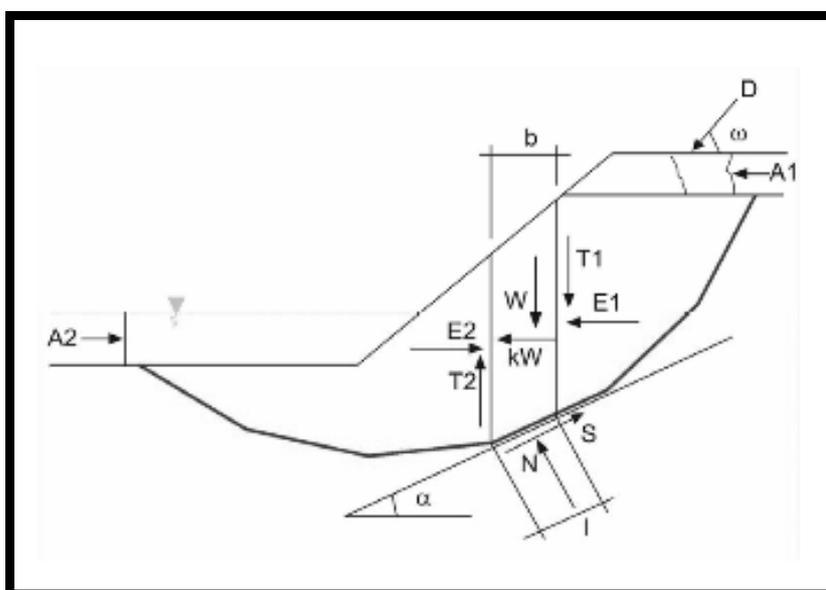


Figura 16 – Forças atuantes em uma fatia vertical de uma superfície de deslizamento

A magnitude do coeficiente sísmico depende da intensidade do sismo ou da aceleração, da duração do movimento e da frequência. Para uma análise conservadora, pode-se assumir que o coeficiente sísmico é igual ao pico de aceleração máxima esperada de um evento sísmico no local.

A quantificação de um valor máximo de aceleração para a estabilidade de taludes deve considerar os seguintes critérios empíricos:

- Se a massa considerada para deslizamento é rígida, a aceleração induzida no terreno deve ser igual à aceleração máxima esperada, com as respectivas amplificações local e topografia.
- Se a massa de solo não é rígida, como é o caso na maioria das situações, e tendo em conta que a aceleração máxima ocorre apenas em pequenos períodos de tempo, é possível utilizar valores entre 0,1.g e 0,2.g, dependendo da intensidade do sismo esperado.

Em geral, o coeficiente pseudo-estático corresponde a uma aceleração horizontal e geralmente não leva em conta as acelerações verticais. Os valores recomendados são entre 30% e 50% da aceleração máxima esperada com as respectivas amplificações (Duncan e Wright, 2005). Valores típicos para o coeficiente horizontal sísmico K_h estão entre valores limites publicados na literatura e reproduzidos na Tabela 12.

Tabela 12 – Valores do Coeficiente sísmico K_h

Coeficiente Sísmico k_h	Referência
0,10 – 0,15	Corpo de Engenheiros, 1982
0,05-0,15	Califórnia, EUA
0,15 – 0,25	Japão
0,33 – 0,5 PGA	Marcuson e Franklin (1983)
0,5 PGA	Hynes-Griffin e Franklin (1983)

A razão para usar o menor valor de pico de aceleração é que as forças sísmicas são de curta duração e mudam de direção várias vezes por segundo. Embora o fator de segurança possa ser inferior à unidade em um curto período de tempo, estes milissegundos, não são suficientes para provocar a ruptura (Suarez, 2009).

5 TALUDE EM ESTUDO

5.1 INTRODUÇÃO

Para o estudo, foram analisados os Penhascos da Costa Verde, em Lima (Peru), que apresentam taludes submetidos a esforços sísmicos (Figura 17).

5.2 LOCALIZAÇÃO

O litoral dos Penhascos está localizado na parte SW de Lima e Callao, com uma extensão aproximada de 22,5 km, compreendendo uma área de falésias entre o *Racing Club* (Chorrillos) e a Avenida Santa Rosa, em La Perla. As alturas dos penhascos variam de norte a sul: 36,0 m (Chorrillos), 70,0 m (Miraflores) e 25,5 m (La Perla), atingindo o nível do mar em La Punta.



Figura 17 – Vista geral dos Penhascos de Lima (Costa Verde)

5.3 GEOLOGIA E MORFOLOGIA DO LOCAL

As cidades de Lima e Callao estão localizadas principalmente no leque aluvial do rio Rimac e planícies costeiras adjacentes (Figura 18). Este leque é um relevo de acumulação que se estende desde o seu ápice em Vitarte, revestindo as rochas do Cretáceo entre o Surco e o Morro Solar, no sudeste, e as rochas entre Rimac e Callao por nordeste. Nesta área, situada 3 km ao norte do aeroporto Jorge Chavez, junta-se ao leque aluvial do Rio Chillón. Sua superfície é formada por segmento cônico com declive suave a partir de seu ápice em direção aos penhascos, cobrindo uma área de 300 km². Esta área, agora coberta pela urbanização da cidade, foi cruzada por pequenos vales do rio Magdalena, Huatica e Surco (Mixmade, 2008).

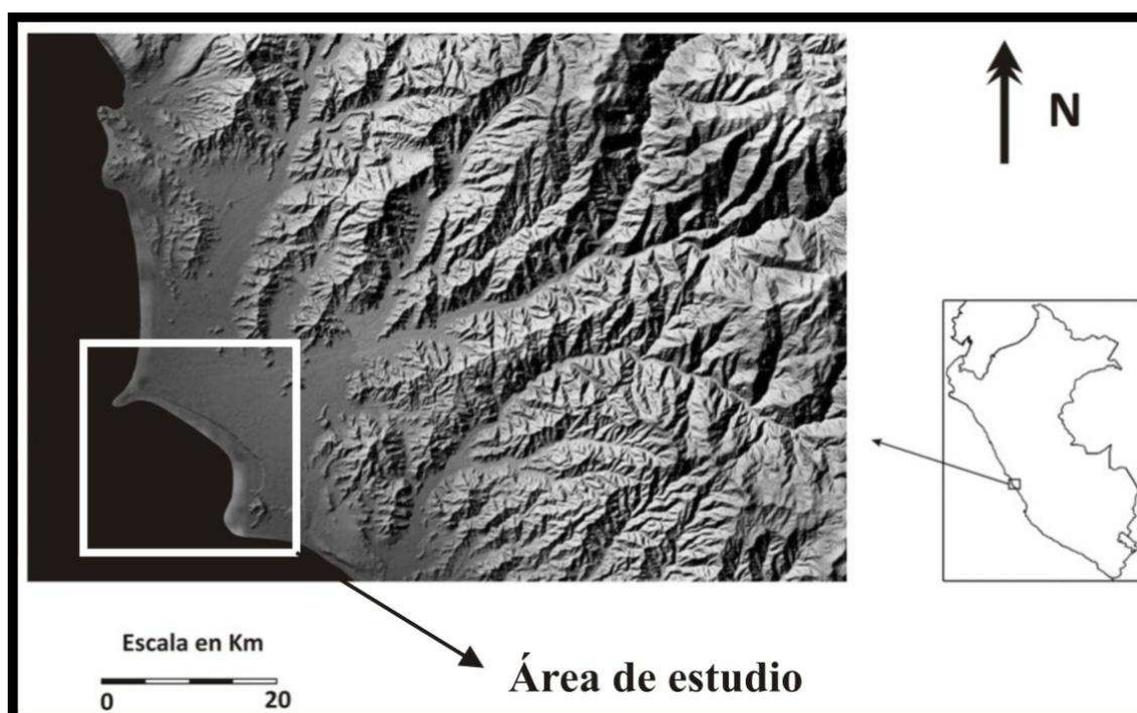


Figura 18 – Modelo de elevação digital (DEM) da área de estudo, dentro dos limites da cidade de Lima

Os Penhascos da Costa Verde estão localizados na unidade geomorfológica denominada penhascos, praias e baía de Miraflores (Guzman et al., 1997). Esta unidade tem penhascos que são formas de relevo de erosão marinha, feitos tanto em rochas resistentes dos maciços de La Chira e Morro Solar como nos sedimentos pouco consolidados do leque aluvial do Rio Rimac.

Também apresentam praias, que são formas de relevo de erosão marinha de acumulação: as ondas acumulam naturalmente cascalhos arredondados de 0,5 m a 1,0 m de altura, em dois ou três níveis paralelos à linha da costa, e depositam artificialmente areias. A plataforma onde se desenvolvem estas praias vem sendo construída artificialmente nos últimos 50 anos.

5.4 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

A Tabela 13 reúne as elevações topográficas dos penhascos de Lima. Os pontos mais elevados correspondem a Barranco e Miraflores. As inclinações das encostas de San Isidro, Callao e La Punta não foram informadas.

Tabela 13 - Características Topográficas

Local	Elevação (m)	Inclinação (°)
Chorrillos	36,00 - 46,00	36 ° - 58 °
Barranco	35,70 - 70,80	36 ° - 58 °
Miraflores	35,70 - 70,80	25 ° - 57 °
San Isidro	55,30	26 ° - 56 °
Magdalena	50,00	20 ° - 80 °
San Miguel	43,50	20 ° - 80 °
La Perla	22,00 - 25,50	25 ° - 90 °
La Punta – Callao	0,00	0 ° - 5 °

5.5 DESCRIÇÃO DE CAMPO

No presente trabalho, serão analisados 4 pontos (Figura 19), a saber:

- Baixada de Armendariz – Talude Barranco
- Miraflores
- Baixada da Avenida Brasil – Talude Magdalena
- Miramar - Talude San Miguel

Um breve detalhamento destas encostas será realizado com base em um documento de visita técnica feita pelo Centro Peruano de Pesquisas Sísmicas e Mitigação de Desastres (CISMID) e pela Sociedade Geológica do Peru (Ayala e Macharé, 2011).

De maneira geral, as encostas são compostas por materiais pouco consolidados, constituídos por cascalhos, de forma arredondada e natureza intrusiva.



Figura 19 – Pontos de Estudo dos Penhascos da Lima (SGP 2011)

Os itens subsequentes descrevem os taludes em estudo e apresentam as propriedades geotécnicas dos solos dos penhascos da Costa Verde. Estes parâmetros foram obtidos por Macazane (2006), que recompilou trabalhos e investigações geotécnicas executadas na zona e em áreas próximas.

i. Baixada de Armendariz (Barranco)

Na Baixada de Armendariz, pode-se perceber a presença de estalactites compostas por minerais como calcita e dolomita (Figura 20 e Figura 21), e se devem ao processo de carstificação que ocorreu neste local.

No passado, o nível freático se encontrava a cerca de 10 a 15 m acima do nível da estrada. A água subterrânea possuía solução de carbonato de cálcio e carbonato de magnésio (SGP, 2011).



Figura 20 – Baixada de Armendariz e Presença de ribeiros (SGP, 2011)



Figura 21 – Carreteira perto dos penhascos (SGP, 2011)

A Figura 22 apresenta o perfil estratigráfico do talude de Barranco e a Tabela 14 reúne as propriedades geotécnicas dos diferentes estratos (Macazane, 2006).

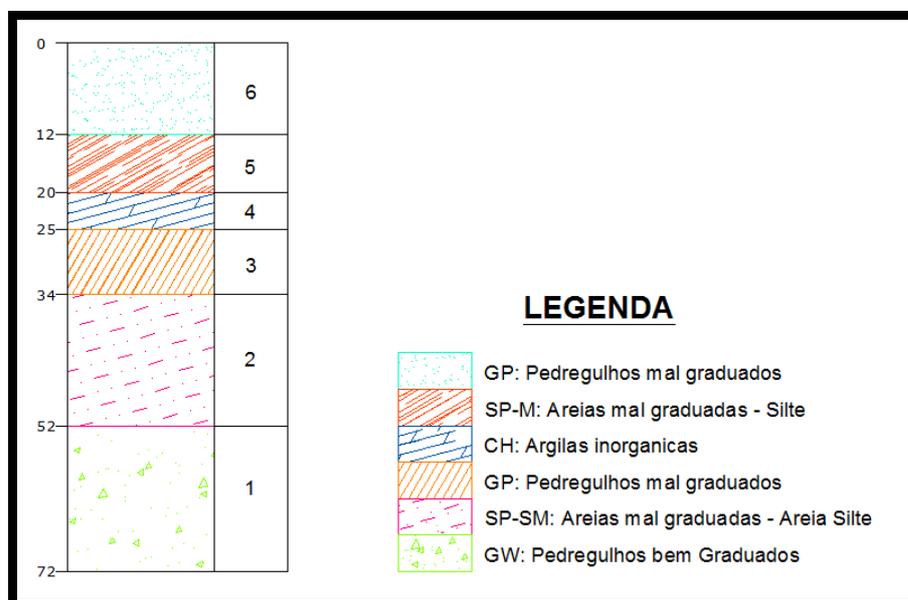


Figura 22 – Perfil Estratigráfico do solo de Barranco (Macazane, 2006)

Tabela 14 – Parâmetros da Baixada de Armendariz – Barranco (Macazane, 2006)

PARAMETROS	ESTRATOS					
	1	2	3	4	5	6
γ (KN/m ³)	22,0	21,0	21,0	20,0	20,0	20,0
ν	0,25	0,30	0,30	0,30	0,30	0,28
E (kPa)	170000	160000	150000	130000	115000	100000
G (kPa)	1200000	800000	740000	610000	500000	490000
Vs (m/s)	731,5	611,3	587,9	547,0	495,2	490,3
ϕ (kPa)	40	39,9	39,9	37,6	37,6	37,6
c (kPa)	53	55	55	62	62	62

ii. Miraflores

A característica principal dos taludes de Miraflores é a presença abundante de material pouco consolidado gerado por chuvas, formando depósitos com forma de cones ou pequenos leques, como mostra a Figura 23. Estes depósitos apresentam cascalhos, e areias média a grossa (SGP, 2011).



Figura 23 – Presença de depósitos soltos gerados por chuvas (SGP, 2011)

A Figura 24 apresenta o perfil estratigráfico do talude de barranco e a Tabela 15 reúne as propriedades geotécnicas dos diferentes estratos que compõem o solo de Miraflores.

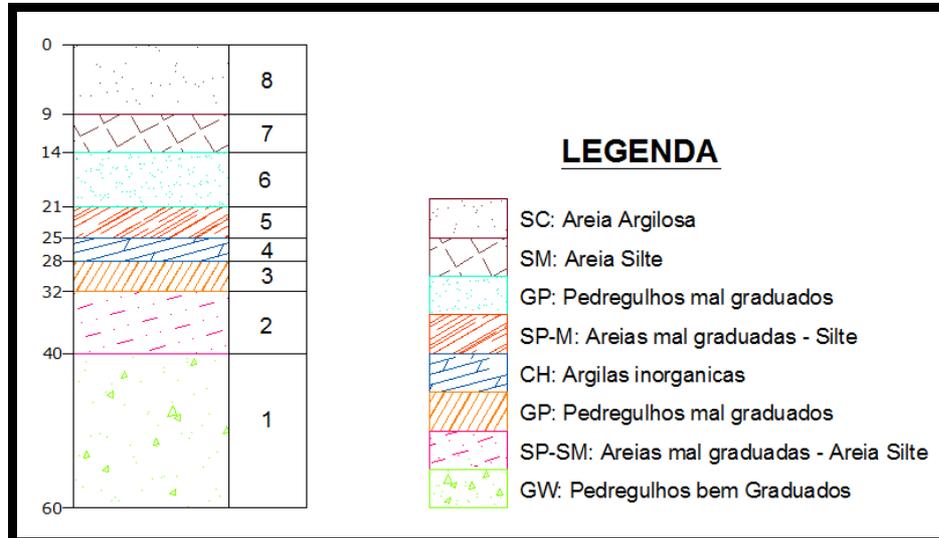


Figura 24 – Perfil Estratigráfico do solo de Miraflores (Macazane, 2006)

Tabela 15 – Parâmetros da Miraflores (Macazane, 2006)

PARAMETROS	ESTRATOS							
	1	2	3	4	5	6	7	8
γ (KN/m ³)	22,0	21,0	19,0	20,0	19,0	20,0	20,0	20,0
ν	0,25	0,30	0,28	0,30	0,28	0,30	0,30	0,30
E (kPa)	170000	160000	68000	150000	60000	105000	100000	90000
G (kPa)	1200000	800000	380000	650000	340000	540000	450000	400000
Vs (m/s)	731,5	611,3	442,9	564,7	418,9	514,7	469,8	442,9
ϕ (kPa)	40	39,9	34	37,6	34	37,6	37,6	37,6
c (kPa)	53	55	66	62	66	62	62	62

iii. Baixada da Avenida Brasil (Magdalena do Mar)

A Baixada da Avenida Brasil apresenta uma elevação de cerca de 50,0 m, como mostra a Figura 25. A região assinalada em vermelho apresenta uma espessura média de 8,0 m, de granulometria argilosa na parte superior e arenosa na parte inferior.

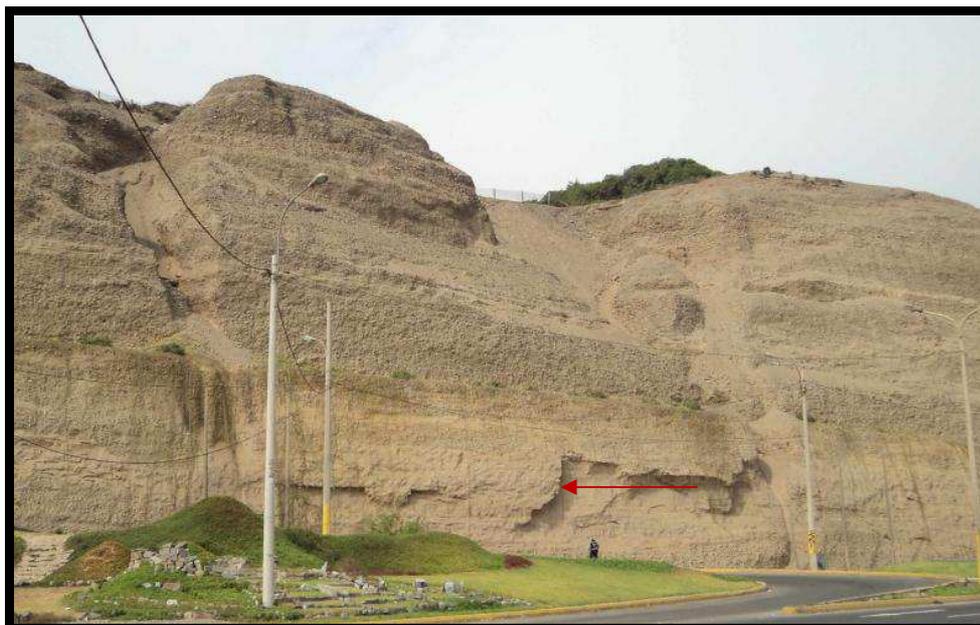


Figura 25 – Presença de Afloramento (SGP, 2011)

A Figura 26 ilustra o perfil estratigráfico do talude Magdalena e a Tabela 16 apresenta as propriedades geotécnicas dos diferentes materiais que o compõem.

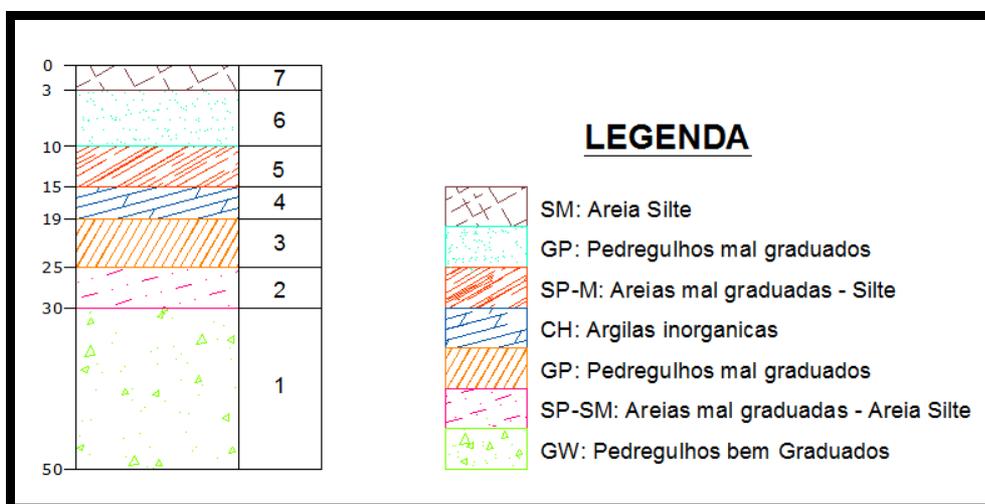


Figura 26 – Perfil Estratigráfico do talude Magdalena (Macazane, 2006)

Tabela 16 – Parâmetros da Baixada da Av. Brasil – Talude Magdalena (Macazane, 2006)

PARAMETROS	ESTRATOS						
	1	2	3	4	5	6	7
γ (KN/m ³)	22,0	21,0	19,0	21,0	21,0	20,0	20,0
ν	0,25	0,30	0,28	0,30	0,30	0,30	0,30
E (kPa)	170000	150000	60000	140000	130000	110000	90000
G (kPa)	1200000	800000	325820	580450	530000	480000	450000
Vs (m/s)	731,5	611,3	410,2	520,7	497,6	485,2	469,8
ϕ (kPa)	40	39,9	34	39,9	39,9	37,6	37,6
c (kPa)	53	55	66	55	55	62	62

iv. Miramar (San Miguel)

As encostas de Miramar apresentam aproximadamente 23,5 m de altura, atingindo a elevação 43,5 m, e estão cobertas por uma capa vegetal, como mostra a Figura 27.

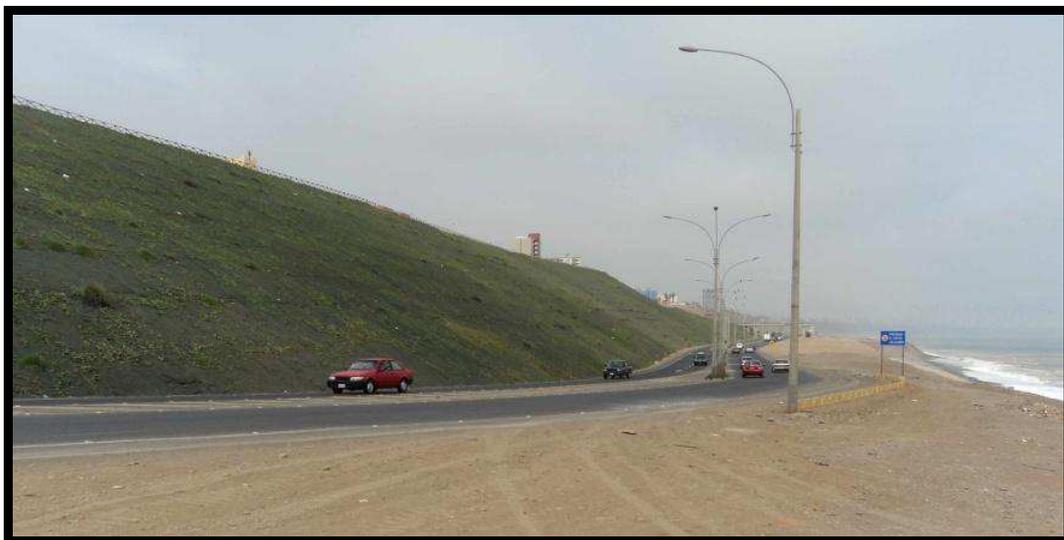


Figura 27 – Talude protegido (SGP, 2011)

A Figura 28 apresenta o perfil estratigráfico do talude Miramar e a Tabela 17 reúne as propriedades geotécnicas dos solos que compõem o perfil.

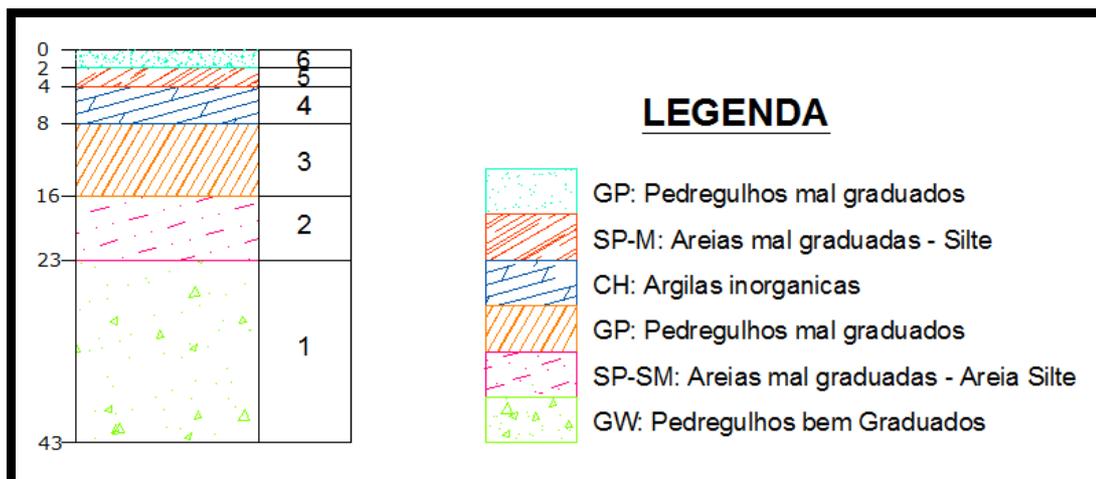


Figura 28 – Perfil Estratigráfico do talude Miramar, San Miguel (Macazane, 2006)

Tabela 17 – Parâmetros de Miramar – San Miguel (Macazane, 2006)

PARAMETROS	ESTRATOS					
	1	2	3	4	5	6
γ (KN/m ³)	22,0	21,0	21,0	20,0	20,0	20,0
ν	0,25	0,30	0,30	0,30	0,30	0,28
E (kPa)	170000	160000	150000	130000	115000	100000
G (kPa)	1200000	800000	740000	610000	500000	490000
Vs (m/s)	731,5	611,3	587,9	547,0	495,2	490,3
ϕ (kPa)	40	39,9	39,9	37,6	37,6	35
c (kPa)	53	55	55	62	62	65

5.6 ESTUDO SÍSMICO DA ZONA

A história sísmica do Peru indica que na região da cidade de Lima vem ocorrendo terremotos com intensidade máxima de até IX na escala de Mercalli Modificada (Figura 29). A costa do Oceano Pacífico, junto ao Peru, é permanentemente afetada por movimentos sísmicos de subducção gerados pelo mergulho da placa de Nazca sob a placa Continental Sul-Americana. A Figura 30 apresenta a distribuição das placas tectônicas no mundo, e a Figura 31 ilustra o mecanismo de geração de terremotos no Peru.

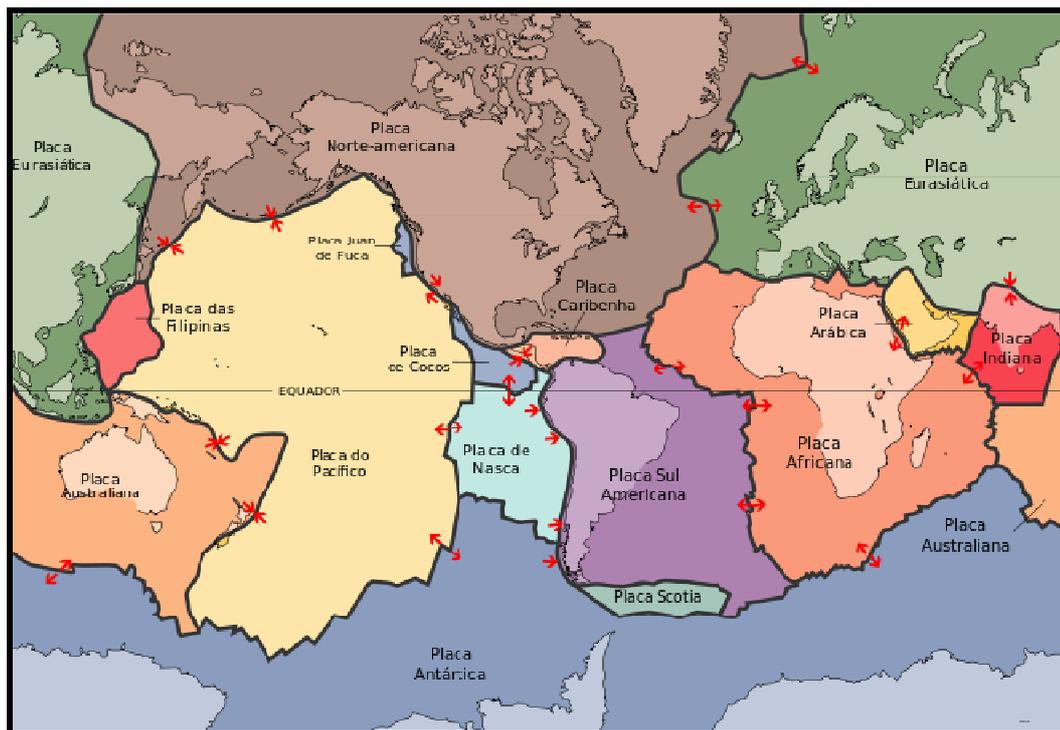


Figura 30 – Distribuição das placas tectônicas no mundo (Wikipedia, 2014)

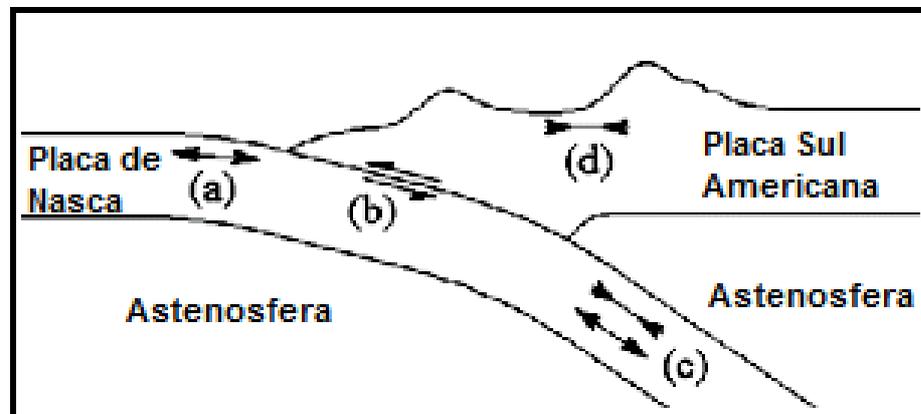


Figura 31 – Mecanismo de geração de terremotos no Peru (a) Sismicidade de flexão, (b) Interplaca, (c) intraplaca (d) Superficial (Madariaga, 1998)

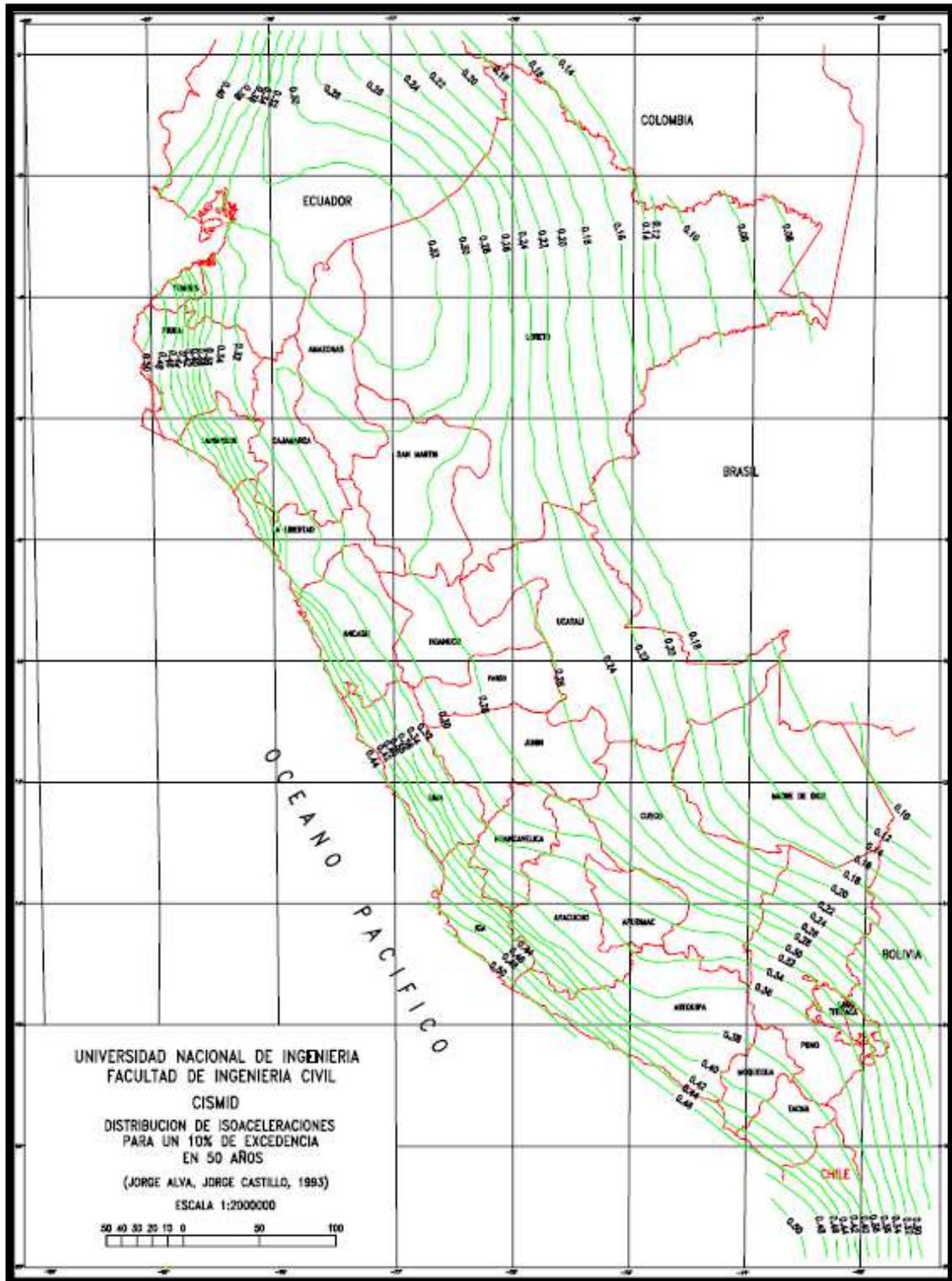


Figura 32 – Isoacelerações para 10% de excedência em 50 anos (Castillo e Alva, 1993)

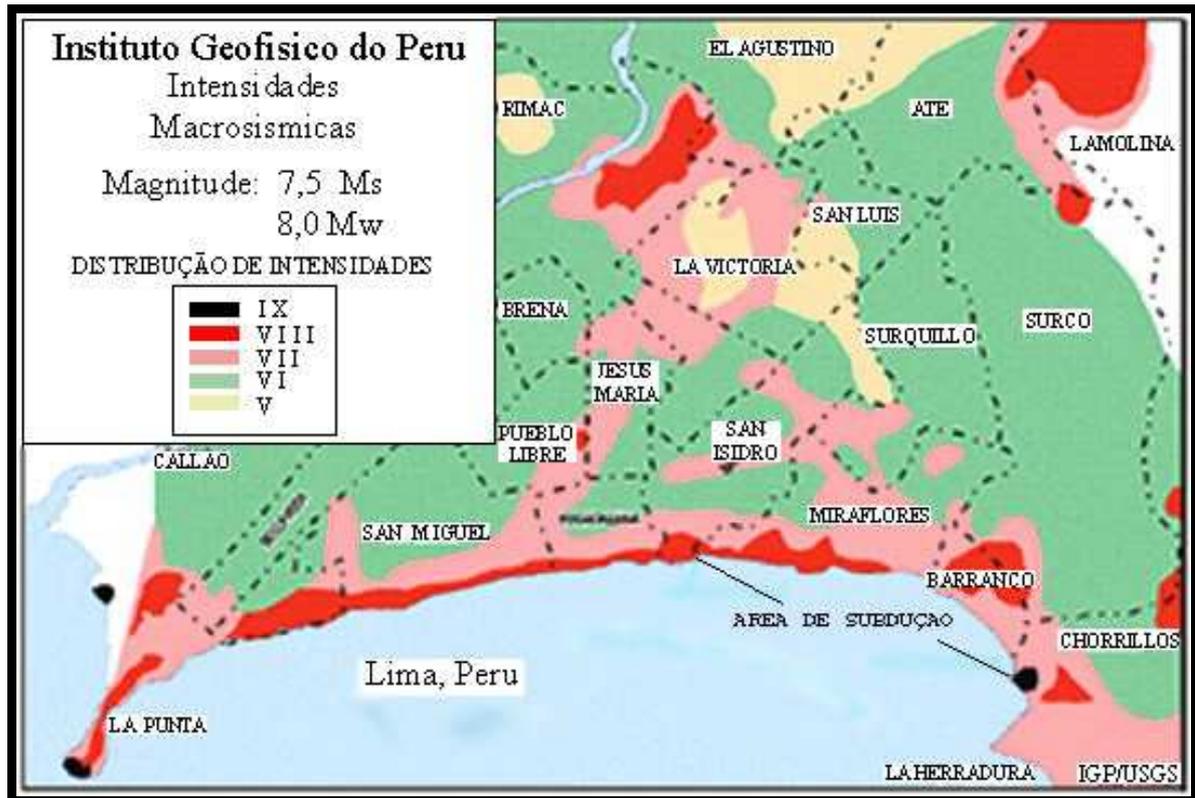


Figura 33 – Intensidades dos sismos na zona dos penhascos da Costa Verde na escala de Mercalli (IGP, 2005)

5.7 SISMO DE PROJETO

A seleção do sismo de projeto depende basicamente do tipo de obra considerada. Para as análises de estabilidade dos taludes da Costa Verde, considerou-se uma vida útil de 50 anos com probabilidade de excedência de 10% e períodos de retorno de 500 e 1000 anos para o sismo de projeto e para o sismo máximo, respectivamente.

A aceleração máxima do sismo de projeto foi estimada em 0,44g, atingindo o valor de 0,52g no sismo máximo. As curvas apresentadas na Figura 34 se referem às acelerações do sismo máximo para a região em estudo.

É usual considerar um valor da aceleração efetiva máxima cerca de 25% a 30% inferior às acelerações máximas, pois estas ocorrem no movimento sísmico geralmente uma única vez durante o período da excitação. Assim, o valor da excitação efetiva foi considerado igual a 0,33g (redução de 25%).

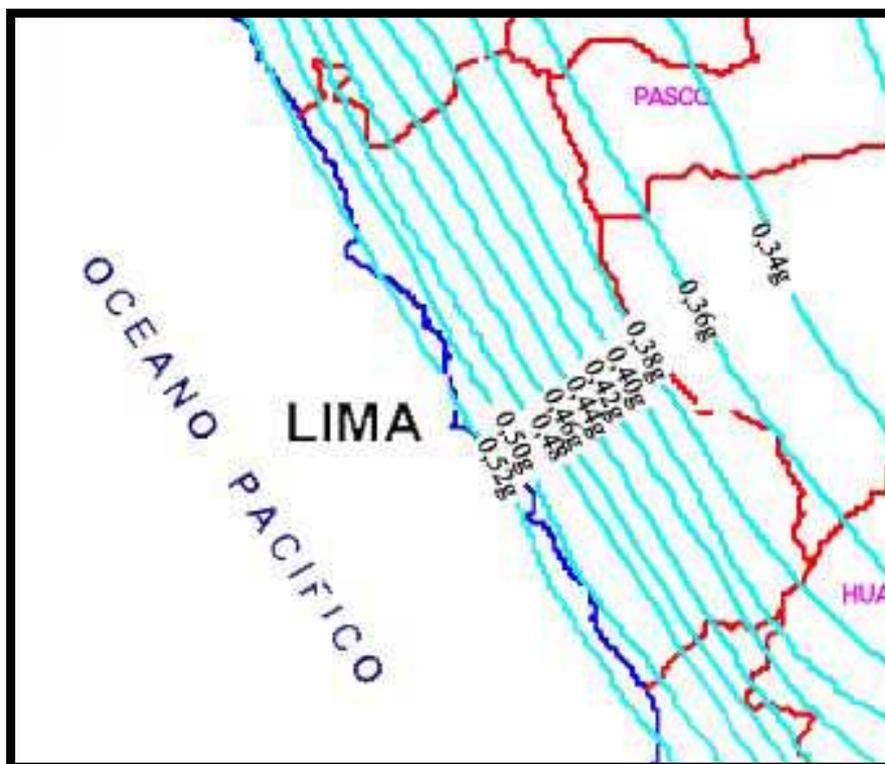


Figura 34 – Isoacelerações máximas (Alva, 1993)

Na aplicação dos diferentes métodos de estabilidade (Método do Equilíbrio Limite e Método dos Elementos Finitos), se utilizará o registro das acelerações ocorridas no terremoto da cidade de Lima em 3 de outubro de 1974 (epicentro à profundidade de 33 km, com aceleração máxima de 0,196g), mostrado na Figura 35. Os valores deste acelerograma foram modificados, normalizando-se o registro para uma aceleração máxima de 0,33g (Figura 36), mais por ser mas conservador se considero para o talude em estudo uma aceleração máxima de 0,44g.

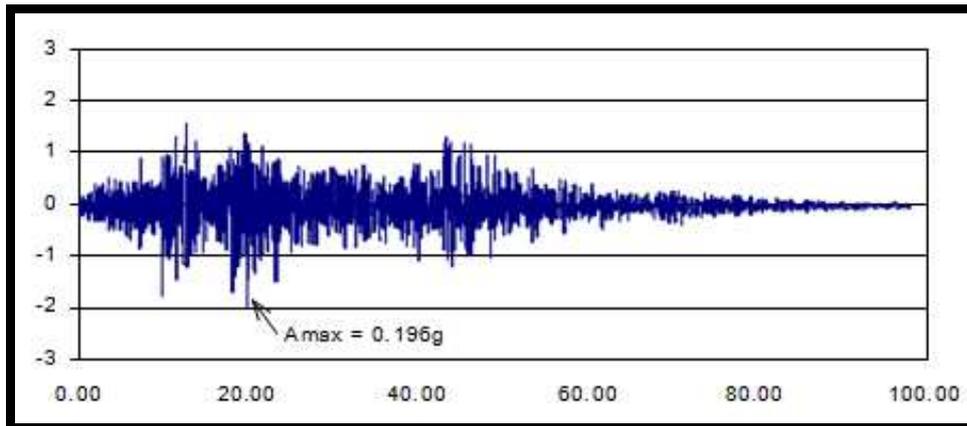


Figura 35 – Registro de acelerações para o sismo de Lima (03 de Outubro de 1974).

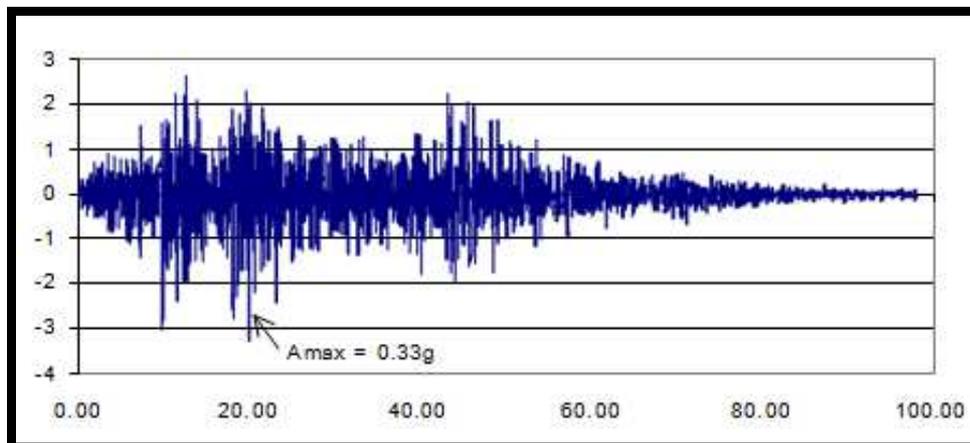


Figura 36 – Registro normalizado das acelerações do terremoto de Lima (03 de Outubro de 1974) em relação à aceleração máxima de 0,33g.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste Item, serão apresentados e discutidos os resultados das análises de estabilidade executadas para os seguintes taludes: San Miguel, Miraflores, Magdalena e Barranco.

As análises serão executadas em condição estática e sísmica, comparando-se as respostas fornecidas pelos métodos de equilíbrio limite (programa Slide), elementos finitos (programa Plaxis) e pseudo-estático. O valor da excitação efetiva foi considerado igual a 0,44g para o sismo de projeto, de acordo ao Capítulo 5.

A metodologia de análise consistiu, inicialmente, na obtenção dos fatores de segurança para a condição estática e dinâmica, pelos métodos de equilíbrio limite (programa Slide) e elementos finitos (programa Plaxis). Uma vez definida a superfície de ruptura crítica pelo MEL, procedeu-se à obtenção do FS pelo método pseudo-estático para esta superfície de ruptura, tendo em vista que no método pseudo-estático, faz-se necessária a adoção de uma superfície considerada crítica.

6.1 TALUDE SAN MIGUEL

O talude San Miguel localiza-se em Miramar, apresentando 23,5 m de altura e inclinação acentuada de 70°. A Figura 37 apresenta a geometria do talude em estudo, com os diferentes materiais que o compõem. Os parâmetros geotécnicos dos materiais foram apresentados no Capítulo 5.

A Figura 38 e a Figura 39 apresentam os resultados fornecidos pelo programa Slide, para as condições estática e dinâmica, respectivamente. Nota-se que o talude é estável em condição estática, com $FS = 1,426$. No entanto, para a condição de sismo, o fator de segurança reduz significativamente ($FS = 0,806$).

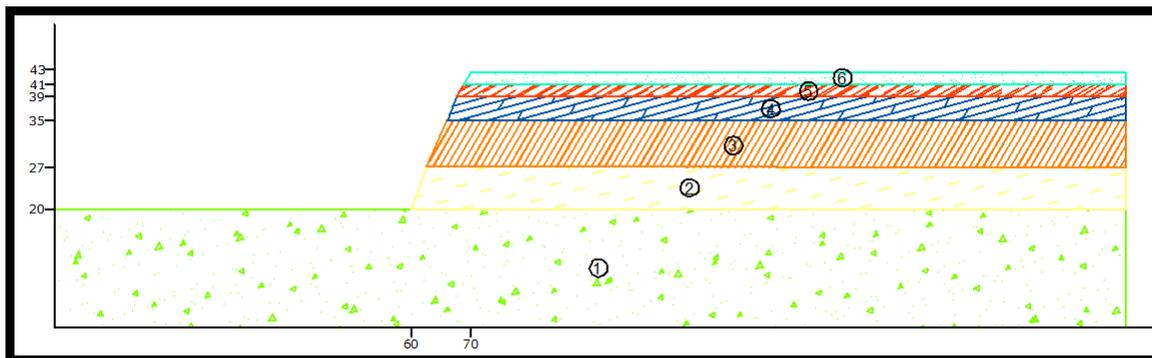


Figura 37 – Geometria: Talude San Miguel

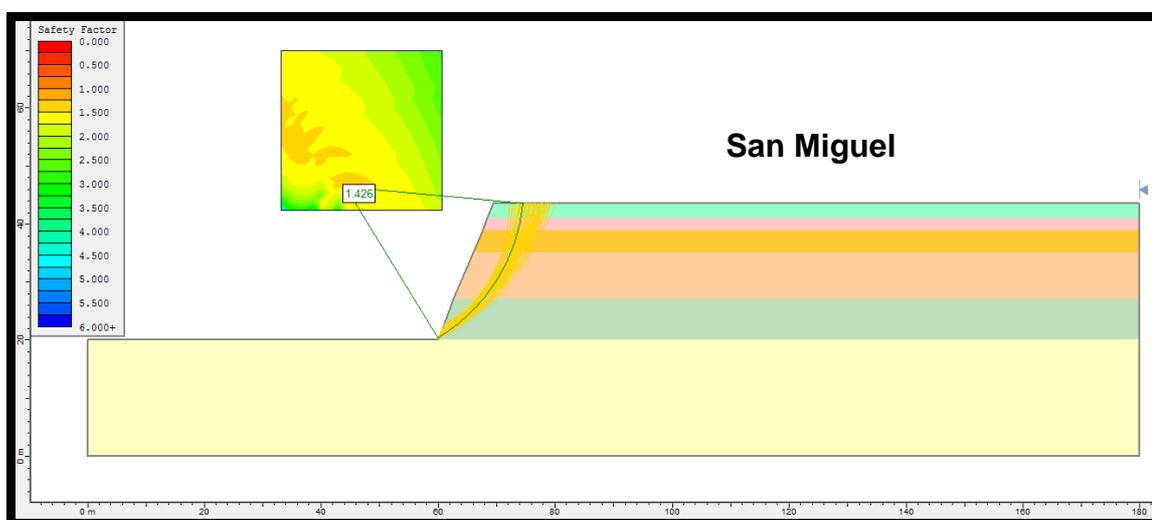


Figura 38 – Análise Estática com SLIDE: Talude San Miguel

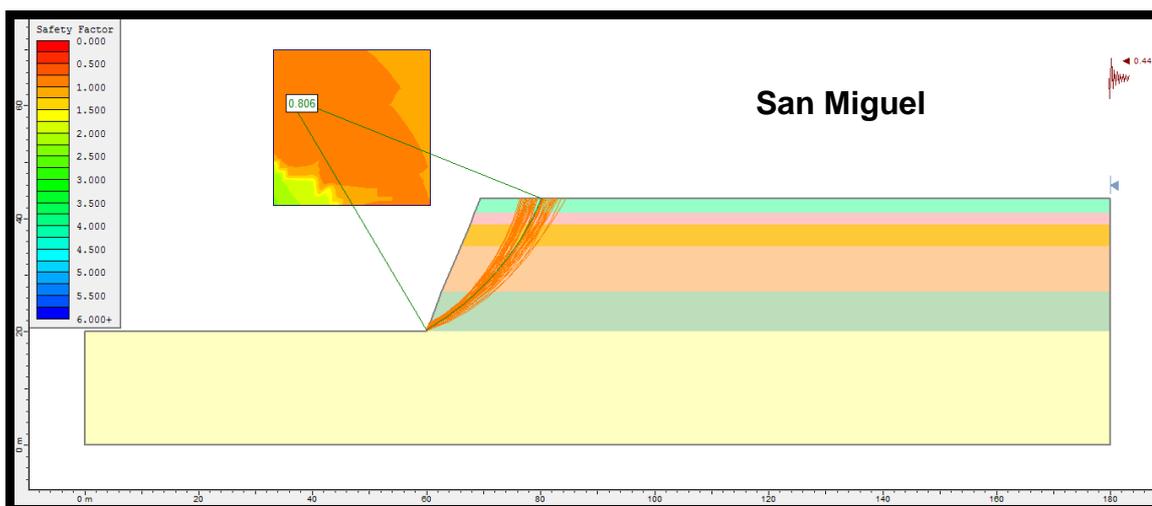


Figura 39 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude San Miguel

Uma vez definida a superfície crítica pelo programa Slide, para a condição de sismo, procedeu-se à determinação de FS a partir do método pseudo-estático. A

Tabela 18 apresenta o resultado da análise pseudo-estática, que forneceu um fator de segurança igual a 0,782, levemente inferior ao obtido pelo programa Slide (Figura 39).

Tabela 18 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude San Miguel

METODO DE ESTABILIDADE - PSEUDOESTATICO																			
				$Fsd = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d I \cos \alpha] + [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d)]}{\sum [w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} \cdot W]}$															
		$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W$																	
Fatia (n)	Coesão (c)	Ângulo Atrito (φ)	Largura da Faixa (l)	Altura Média (h)	Inclinação da Faixa (α)°	Peso Especifico (γ) Solo	Peso Fatia (W) (KN/m)	W tan α	W tan φ	c' l	cos α	cos² α	Fd	tan α	tan φ	Kh	Kh·W	(1)	(2)
1	53	40	5.3	18.20	21	22	2122	815	1781	281	1	0.87	1.0	0	1	0.4	848.85	1772.89	1663.45
2	55	40	6.1	29.10	30	21	3728	2152	3117	336	1	0.75	1.0	1	1	0.4	1491.08	3064.06	3643.28
3	55	40	9.2	27.60	40	21	5332	4474	4459	506	1	0.59	1.0	1	1	0.4	2132.93	4853.23	6607.28
4	62	38	12.1	14.15	52	20	3424	4383	2637	750	1	0.38	1.0	1	1	0.4	1369.72	4117.35	5752.62
																	Σ =	13807.52	17666.63
																	→ FS = <input type="text" value="0.782"/>		

A Figura 40 e a Figura 41 apresentam as saídas do programa Plaxis para as análises estática e dinâmica, respectivamente. Observa-se, na condição dinâmica, a introdução de deslocamentos prescritos na base da geometria.

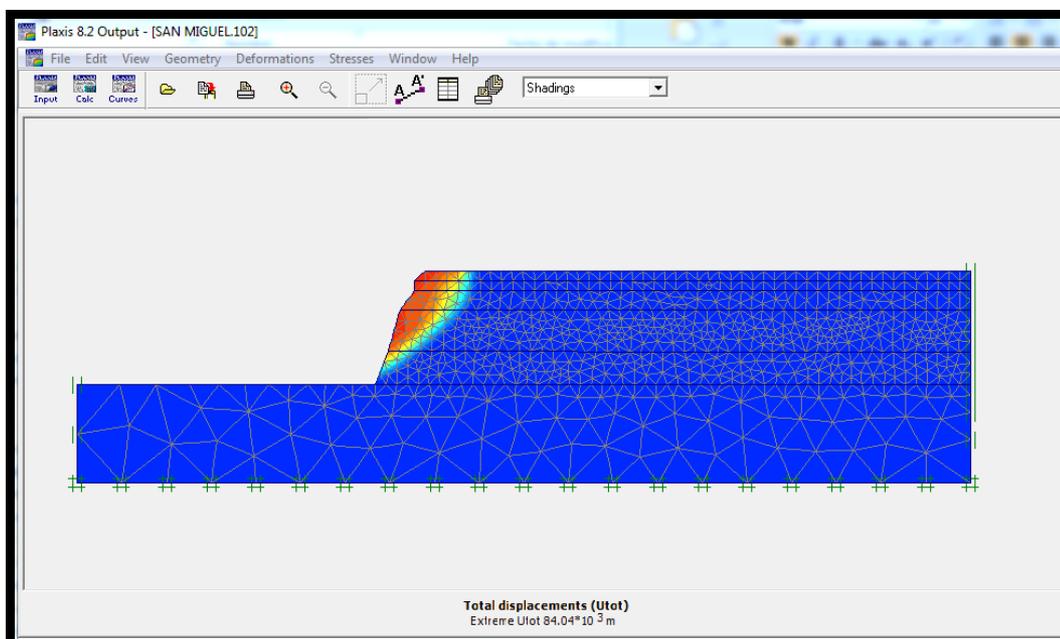


Figura 40 – Análise Estática com o Plaxis: Talude San Miguel (FS = 1,349)

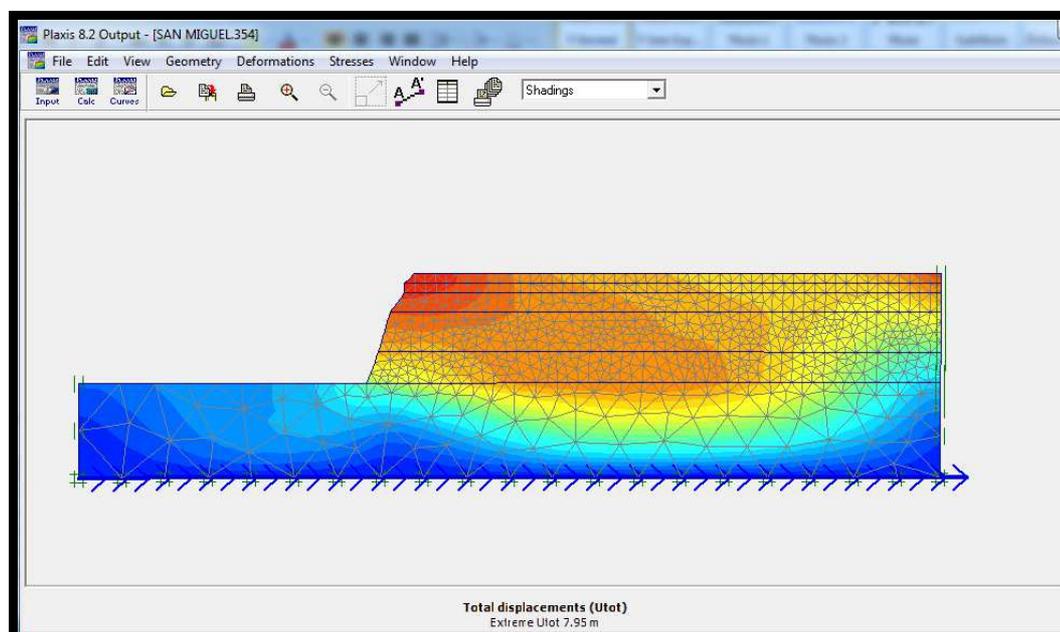


Figura 41 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude San Miguel (FS = 0,776)

As análises forneceram fatores de segurança iguais a 1,349 e 0,776, para as condições estática e dinâmica, respectivamente, como mostra a Figura 42. Na Figura 43, são apresentados os pontos de plastificação gerados no PLAXIS na condição dinâmica. Nota-se, claramente, o desenvolvimento de uma superfície de ruptura, semelhante à superfície gerada pelo método do equilíbrio limite.

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	0.500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.000	Σ -Msf:	1.349
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	354 of 354	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.012
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	1.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.005	Σ -Msf:	0.776
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	5.000

Figura 42 – Fator de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: San Miguel

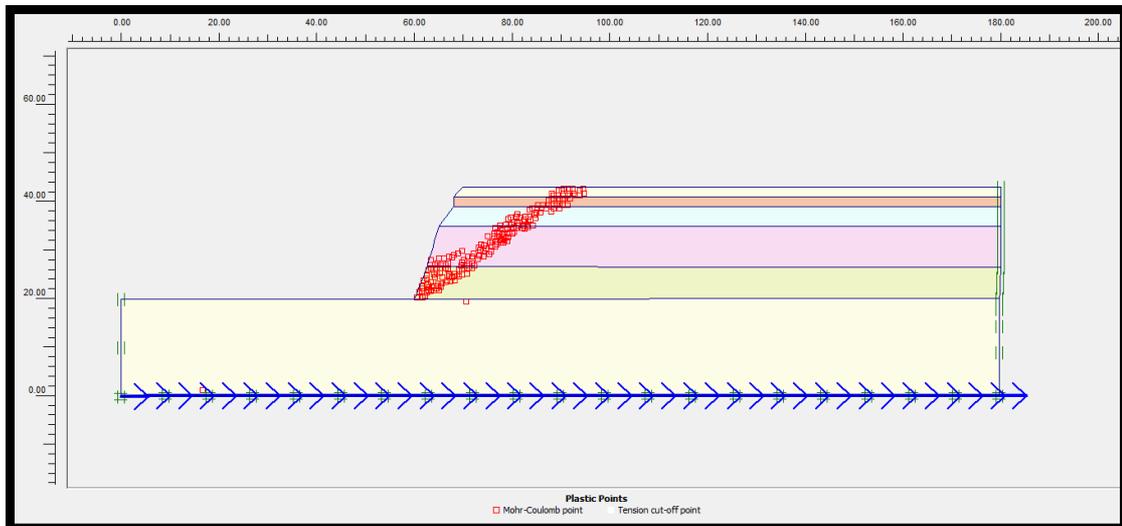


Figura 43 - Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: San Miguel

6.2 TALUDE MIRAFLORES

O talude Miraflores apresenta 40,0 m de altura e inclinação acentuada de 48°. A Figura 44 apresenta a geometria do talude em estudo, com os diferentes materiais que o compõem.

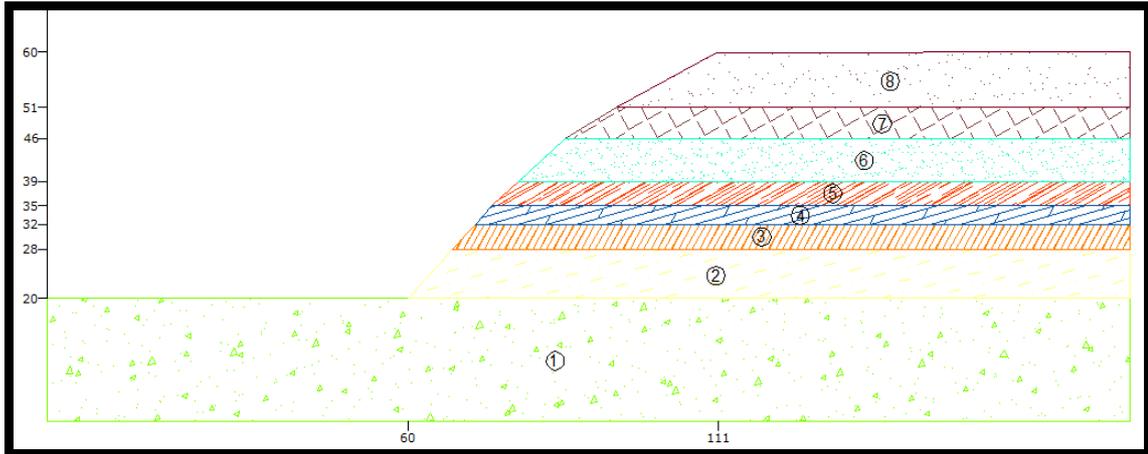


Figura 44 – Geometria: Talude Miraflores

A Figura 45 e a Figura 46 apresentam os resultados fornecidos pelo programa Slide, para as condições estática e dinâmica, respectivamente. Nota-se que o talude é estável em condição estática, com $FS = 1,884$. No entanto, para a condição de sismo, o fator de segurança reduz significativamente ($FS = 0,962$), para um valor inferior a unidade.

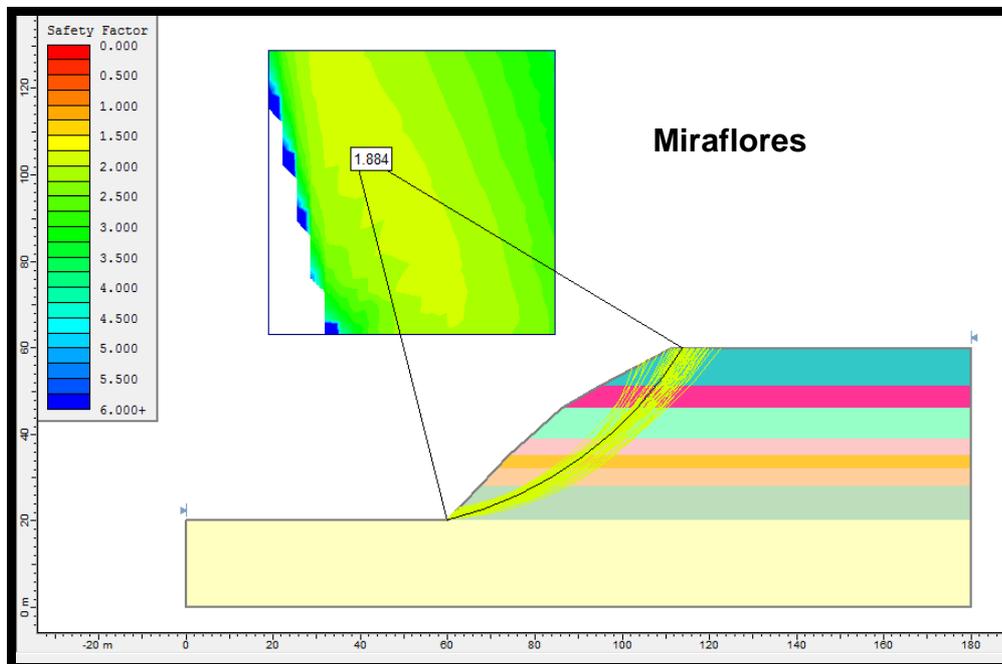


Figura 45 – Análise Estática com SLIDE: Talude Miraflores

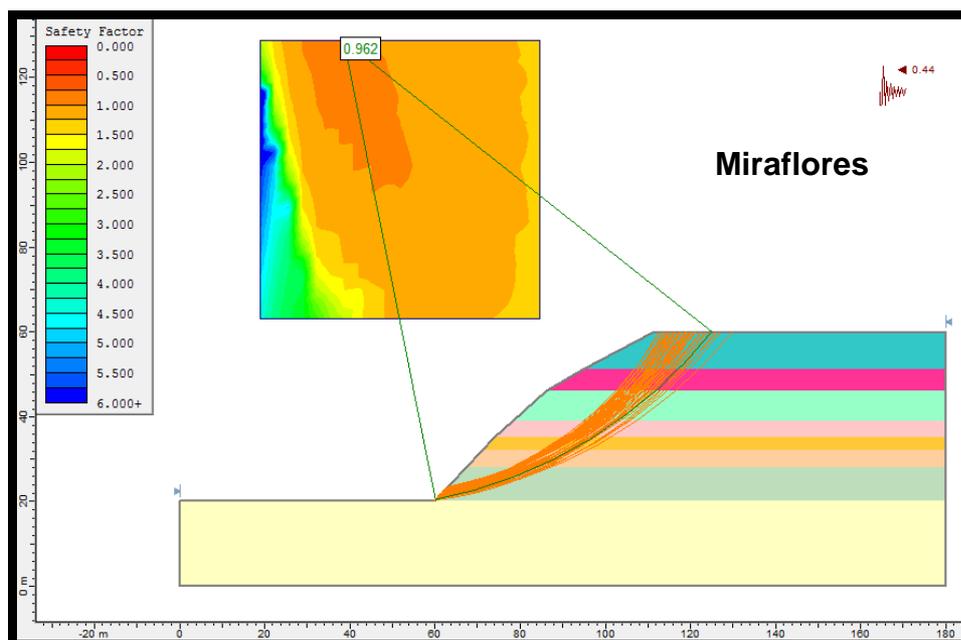


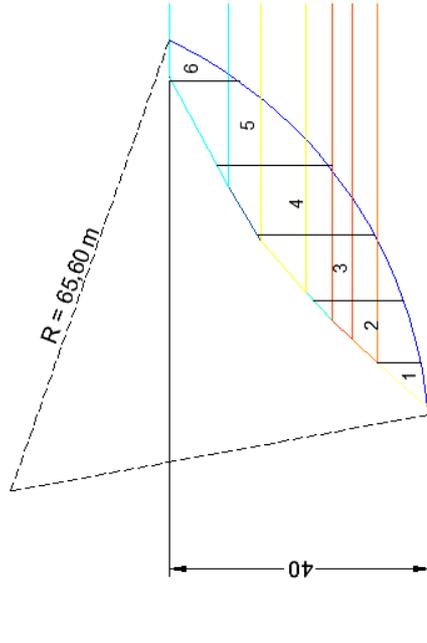
Figura 46 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Miraflores

A partir do resultado fornecido pelo Slide, procedeu-se à análise pseudo-estática, que forneceu um fator de segurança igual a 0,931, como indica a Tabela 19. Este resultado é compatível com o obtido pelo programa Slide.

A Figura 47 e a Figura 48 apresentam as saídas do programa Plaxis para as análises estática e dinâmica, respectivamente. Observa-se, mais uma vez, a introdução de deslocamentos prescritos na base da geometria, na condição dinâmica.

Tabela 19 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Miraflores

METODO DE ESTABILIDADE - PSEUDOESTATICO



$$Fsd = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d / \cos \alpha] + \left[\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d) \right]}{\sum \left[w \tan \alpha + \frac{a_{max} \cdot w}{g} \right]}$$

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W$$

Fatia (n)	Coesão do Solo (c)	Ângulo Atrito (φ)	Largura da Faixa (l)	Altura Média (h)	Inclinação da Faixa (α)°	Peso Específico (γ) Solo	Peso Fatia (W) (KN/m)	W tan α	W tan φ	c*1	cos α	cos² α	Fd	tan α	tan φ	Kh	Kh*W	(1)	(2)
1	53	40	10.7	6.80	4	22	1601	112	1343	567	1	1.00	1.0	0	1	0.4	640.29	1811.90	752.22
3	53	40	10.6	16.50	13	22	3848	888	3217	562	1	0.95	1.0	0	1	0.4	1539.12	3323.72	2427.45
4	62	38	11.2	20.30	21	20	4547	1746	3553	694	1	0.87	1.0	0	1	0.4	1818.88	3707.92	3564.39
2	62	38	12.3	21.00	30	20	5166	2983	3978	763	1	0.75	1.0	1	1	0.4	2066.40	4281.44	5048.99
3	62	38	14.4	16.80	42	20	4838	4357	3780	893	1	0.55	1.0	1	1	0.4	1935.36	4723.44	6291.87
4	62	38	17.2	9.00	57	20	3096	4767	2419	1066	1	0.30	1.0	2	1	0.4	1238.40	4590.14	6005.82
Σ =																	22438.56	24090.75	

→ FS =

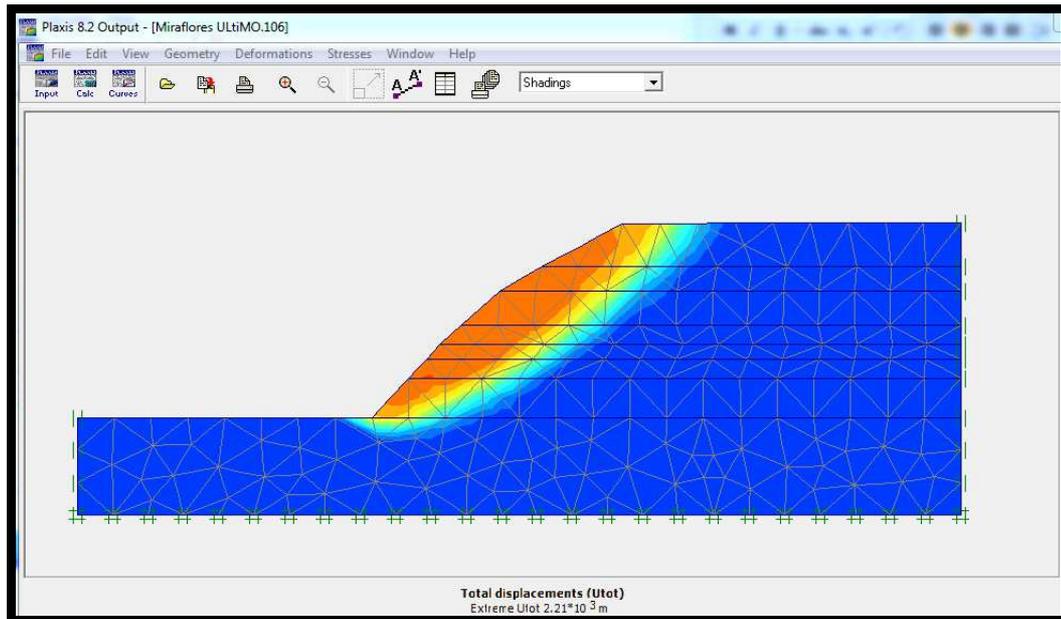


Figura 47 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Miraflores (FS = 1,892)

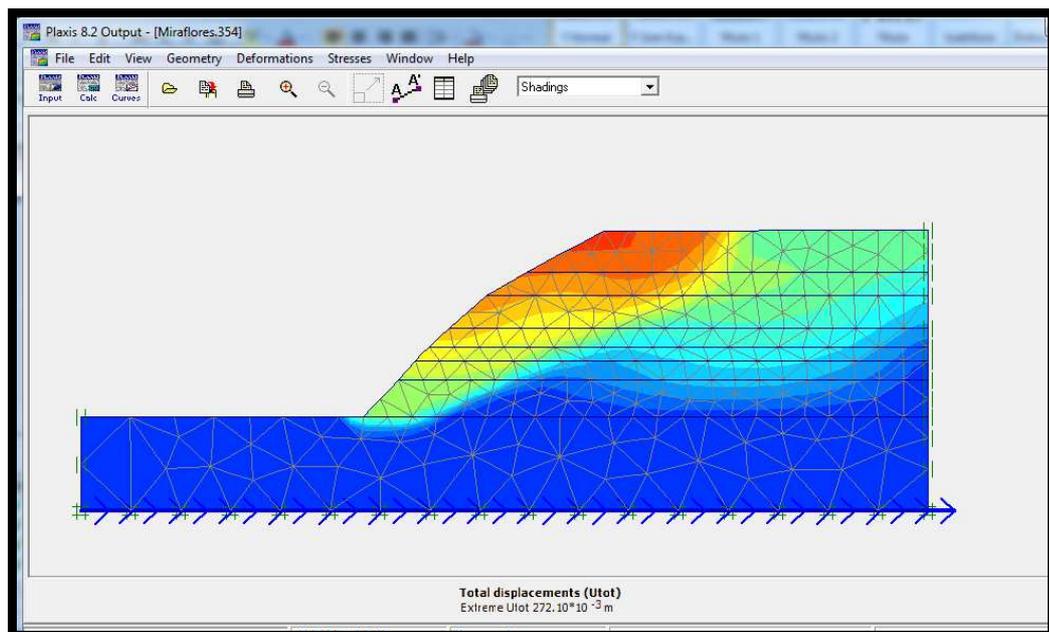


Figura 48 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Miraflores (FS = 0,801)

As análises com o Plaxis forneceram fatores de segurança iguais a 1,892 e 0,801, para as condições estática e dinâmica, como mostra a Figura 49.

A Figura 50 mostra os pontos de plastificação gerados no PLAXIS, os quais induzem ao desenvolvimento de uma superfície de ruptura do talude, que também se mostra semelhante à obtida pelas análises por equilíbrio limite.

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.000	Σ -Msf:	1.892
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	354 of 354	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	-0.001
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	0.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	0.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	1.000
Strenght reduction factor	Msf: -0.001	Σ -Msf:	0.801
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	5.000

Figura 49 – Fatores de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Miraflores

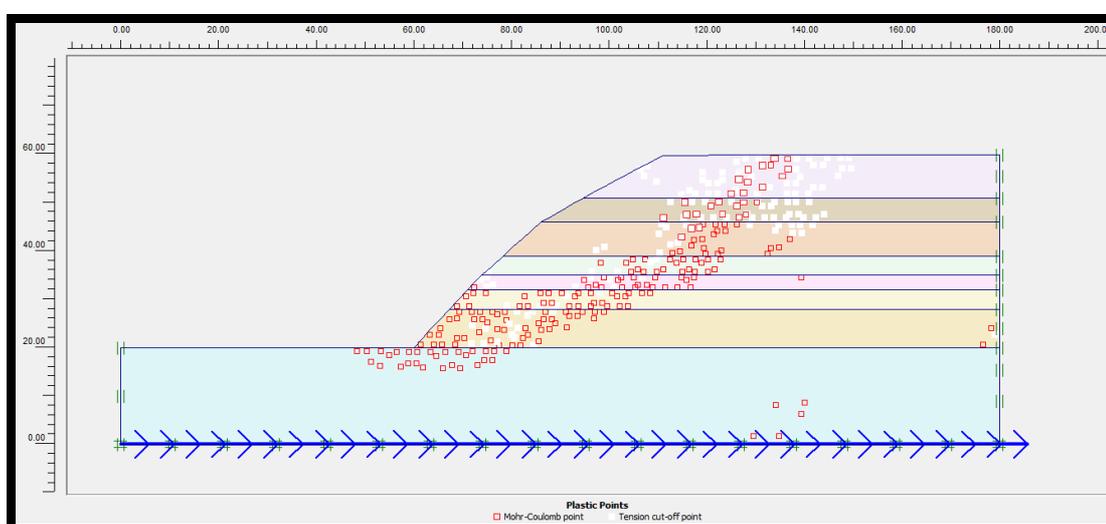


Figura 50 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Miraflores

6.3 TALUDE MAGDALENA

O talude Magdalena apresenta altura de 30,0 m e inclinação acentuada de 80°. A Figura 51 apresenta a geometria do talude em estudo, com os diferentes materiais que o compõem. Os parâmetros dos materiais foram apresentados no Capítulo 5.

A Figura 52 e a Figura 53 apresentam os resultados fornecidos pelo programa Slide, para as condições estática e dinâmica, respectivamente. Nota-se que o talude é estável em condição estática, com $FS = 1,164$. No entanto, para a condição de sismo, o fator de segurança reduz significativamente tornando-se instável ($FS = 0,671$).

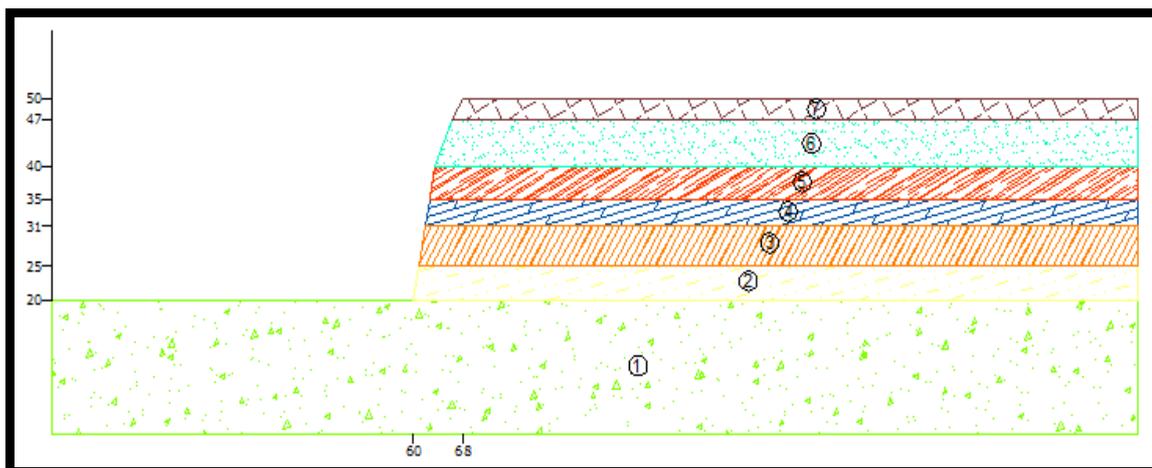


Figura 51 – Geometria: Talude Magdalena

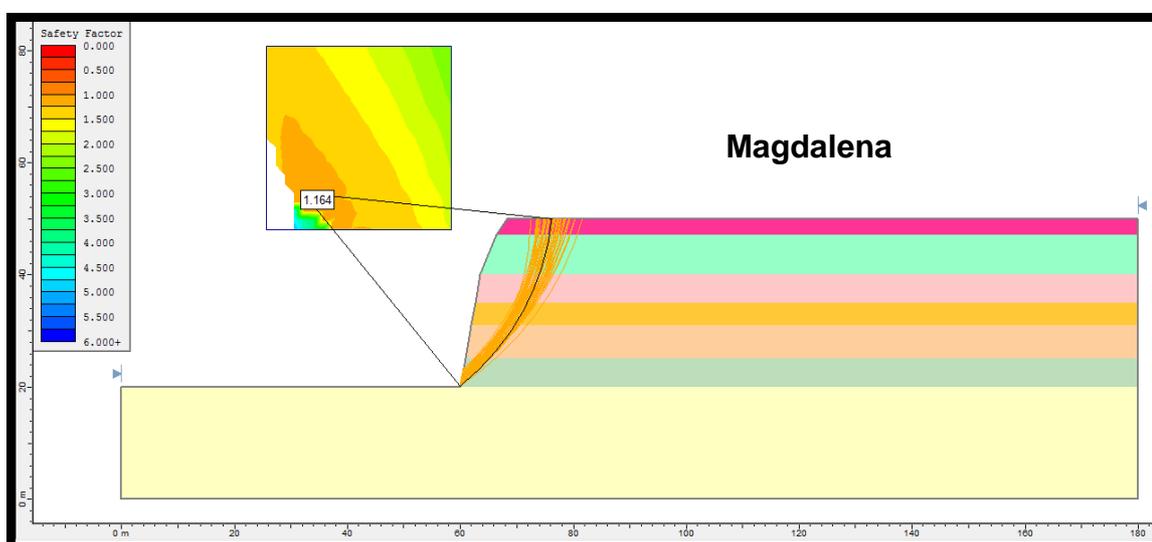


Figura 52 – Análise Estática com SLIDE: Talude Magdalena

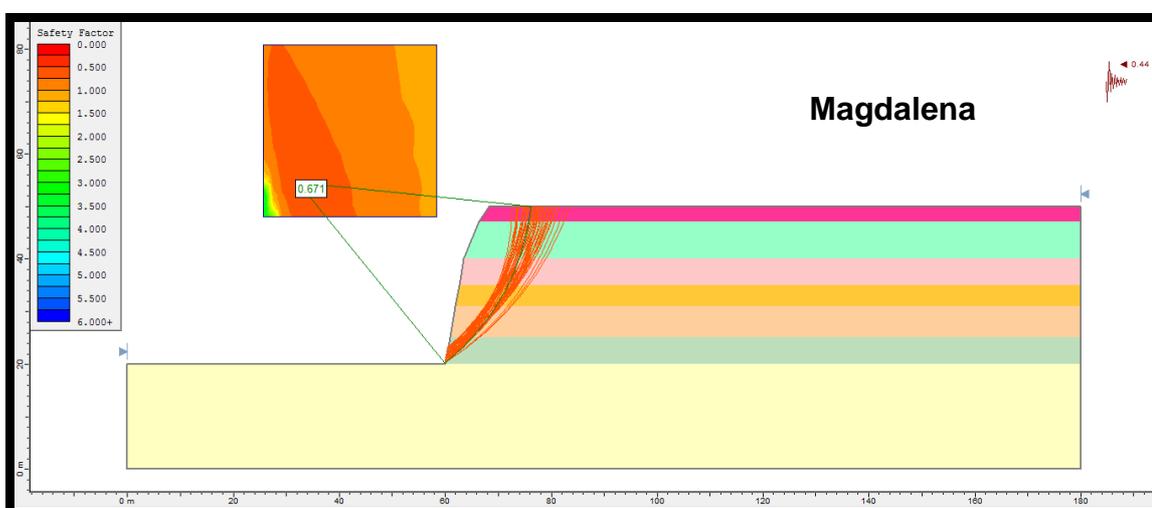


Figura 53 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Magdalena

Com o resultado fornecido pelo Slide, procedeu-se à determinação do FS pseudo-estático, considerando a mesma superfície crítica. Como esperado, a análise forneceu um FS igual a 0,696 (Tabela 20), próximo ao fornecido pelo Slide.

Tabela 20 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Magdalena

METODO DE ESTABILIDADE - PSEUDOESTATICO																			
$Fsd = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d \cos \alpha] + [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d)]}{\sum \left[w \tan \alpha + \frac{a_{max} \cdot W}{g} \right]}$																			
$F_h = \frac{\alpha_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W$																			
Fatia (n)	Coesão do Solo (c)	Ângulo Atrito (φ)	Largura da Faixa (l)	Altura Média (h)	Inclinação da Fatia (α) °	Peso Especifico (γ) Solo	Peso Fatia (W) (KN/m)	W tan α	W tan φ	c·l	cos α	cos² α	Fd	tan α	tan φ	Kh	Kh·W	(1)	(2)
1	62	38	10.3	23.70	38	21	5126	4005	3948	639	1	0.62	1.0	1	1	0.4	2255.58	4475.29	6260.69
2	62	38	12.2	21.00	47	21	5380	5770	4143	756	1	0.47	1.0	1	1	0.4	2367.29	5486.32	8136.85
3	62	38	15.7	12.00	59	21	3956	6585	3047	973	1	0.27	1.0	2	1	0.4	1740.82	5862.38	8325.37
																	Σ =	15823.99	22722.91
																	→ FS = 0.696		

A Figura 54 e a Figura 55 apresentam as saídas do programa Plaxis para as análises estática e dinâmica, respectivamente. As análises forneceram fatores de segurança iguais a 1,294 e 0,546, para as condições estática e dinâmica, como mostra a Figura 56. Na Figura 57, são apresentados os pontos de plastificação gerados no PLAXIS na condição dinâmica, que mostram claramente o desenvolvimento de uma superfície de ruptura do talude, diferente da gerada pelo método do equilíbrio limite.

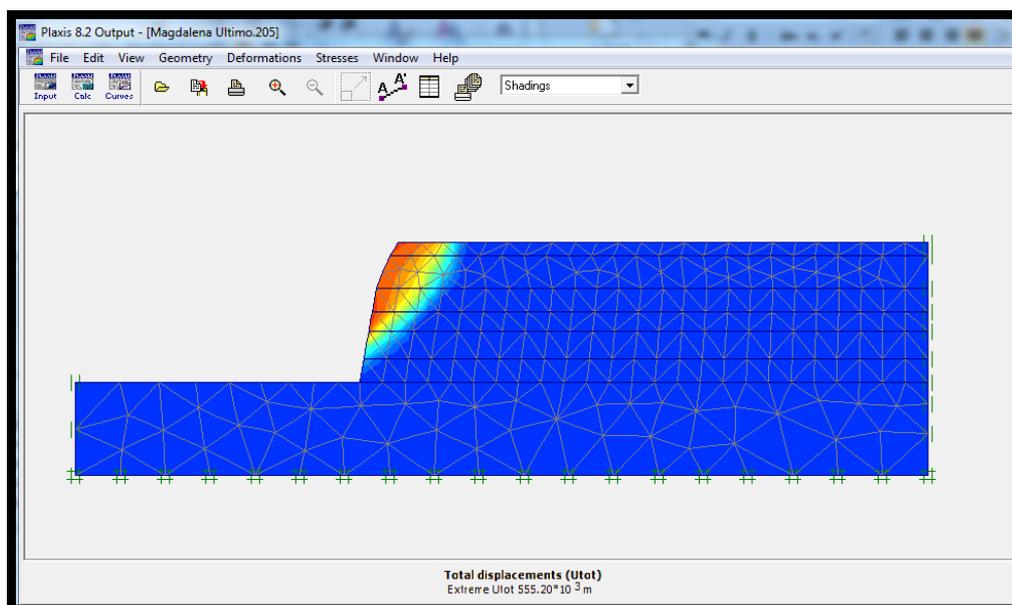


Figura 54 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Magdalena (FS = 1,294)

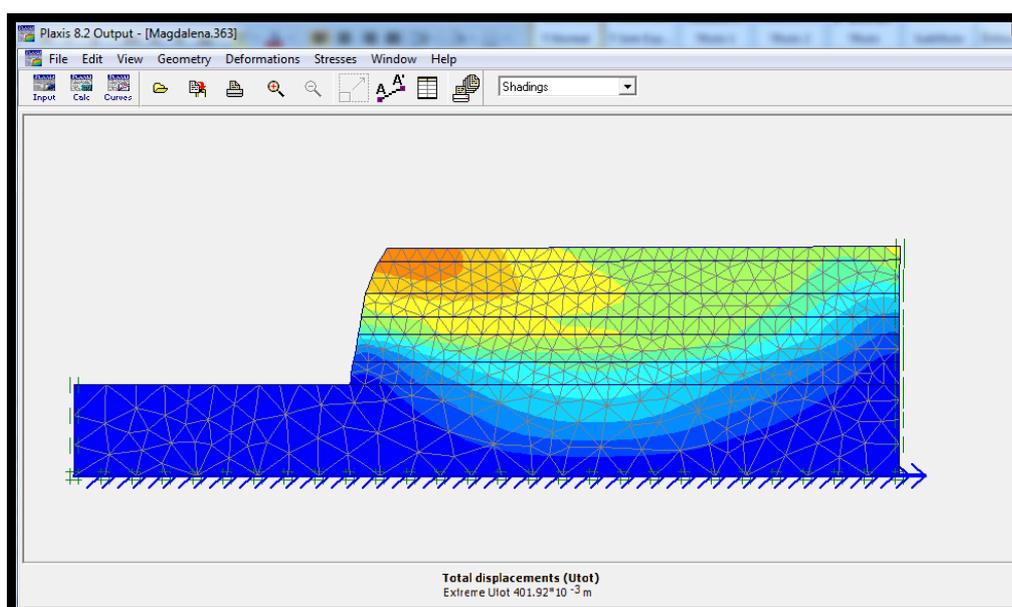


Figura 55 – Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Magdalena (FS = 0,546)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.001	Σ -Msf:	1.294
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	363 of 363	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	-0.002
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	1.000
Strenght reduction factor	Msf: -0.009	Σ -Msf:	0.546
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	5.000

Figura 56 – Fatores de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Magdalena

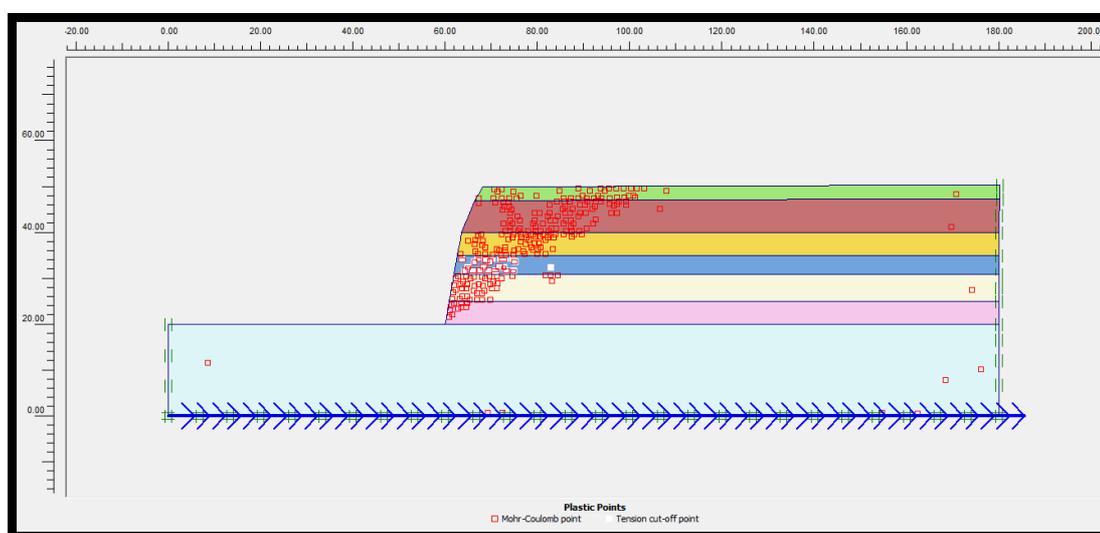


Figura 57 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Magdalena

6.4 TALUDE BARRANCO

O talude Barranco localiza-se em Baixada de Armendariz, apresentando 43,7 m de altura e inclinação de 58°. A Figura 58 apresenta a geometria do talude em estudo.

A Figura 59 e a Figura 60 apresentam os resultados fornecidos pelo programa Slide, para as condições estática e dinâmica, respectivamente. Nota-se que o talude é estável em condição estática, com $FS = 1,448$. No entanto, para a condição de sismo, o fator de segurança reduz significativamente ($FS = 0,856$), tornando-se instável.

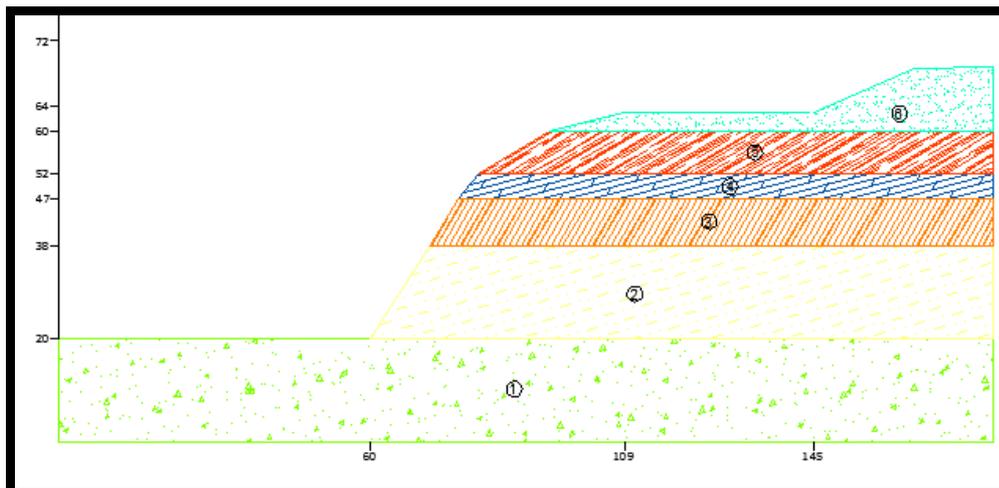


Figura 58 – Geometria: Talude Barranco

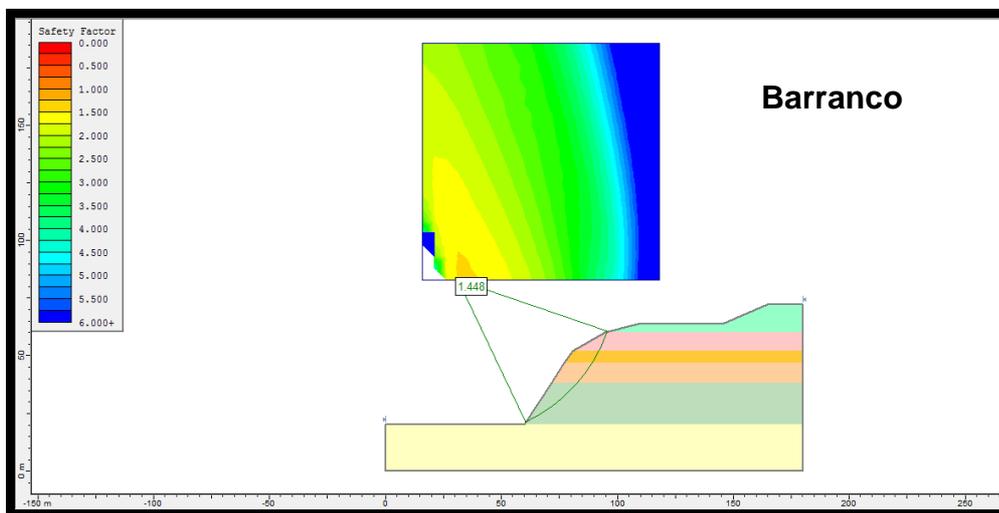


Figura 59 – Análise Estática com SLIDE: Talude Barranco

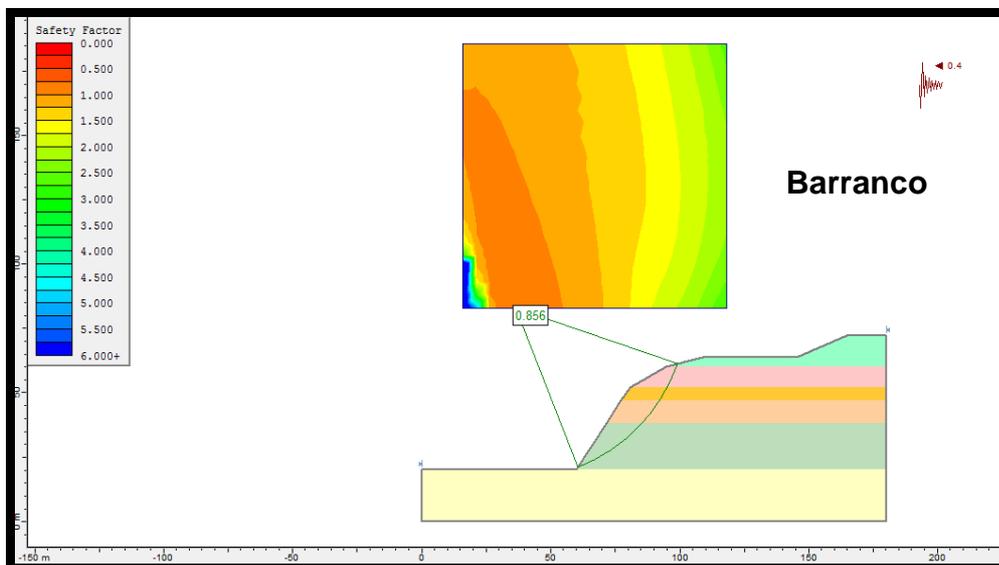


Figura 60 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Barranco

As análises pseudo-estáticas forneceram fator de segurança igual a 0,860 (Tabela 21), compatível com o fornecido pelo Slide para a mesma superfície crítica.

Tabela 21 – Planilha para análise pseudo-estática: Barranco

METODO DE ESTABILIDADE - PSEUDOESTATICO																		
$Fsd = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d / \cos \alpha] + [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d)]}{\sum [w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} \cdot w]}$																		
$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W$																		
Fatia (n)	Coesão do Solo (c)	Ângulo Atrito (φ)	Largura da Faixa (l)	Altura Média (h)	Inclinação da Fatia (α) °	Peso Especifico (γ) Solo	Peso Fatia (W) (KN/m)	W tan α	W tan φ	c*	cos α	cos² α	Fd	tan α tan φ	Kh	Kh*W	(1)	(2)
1	62	38	5.1	4.95	10	20	508	90	391	318	1	0.97	1.0	0	0.4	203.15	639.41	292.70
2	62	38	5.5	13.40	22	20	1485	600	1143	343	1	0.86	1.0	0	0.4	593.89	1296.95	1193.75
3	55	40	9.2	15.30	33	21	2956	1920	2472	506	1	0.70	1.0	1	0.4	1182.38	2668.35	3102.01
4	55	40	9.2	15.30	50	21	2956	3523	2472	506	1	0.41	1.0	1	0.4	1182.38	3390.54	4705.16
													Σ =	7995.25	9293.62			
															→ FS =		0.860	

A Figura 61 e a Figura 62 apresentam as saídas do programa Plaxis para as análises estática e dinâmica, respectivamente. O fator de segurança obtido para a análise estática foi de 1,454 e para a análise dinâmica foi de 0,81, como mostra a Figura 63. Os pontos de plastificação gerados no Plaxis para a condição dinâmica estão apresentados na Figura 64, e indicam o desenvolvimento de uma superfície de ruptura, semelhante à fornecida pelo Slide.

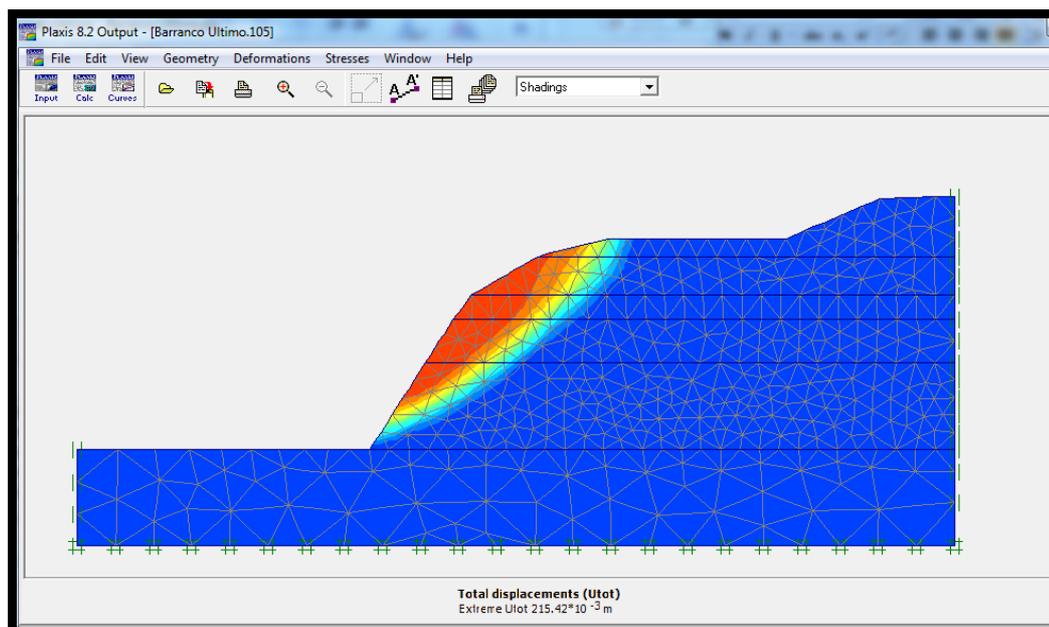


Figura 61 – Análise Estática com o Plaxis: Talude Barranco (FS = 1,454)

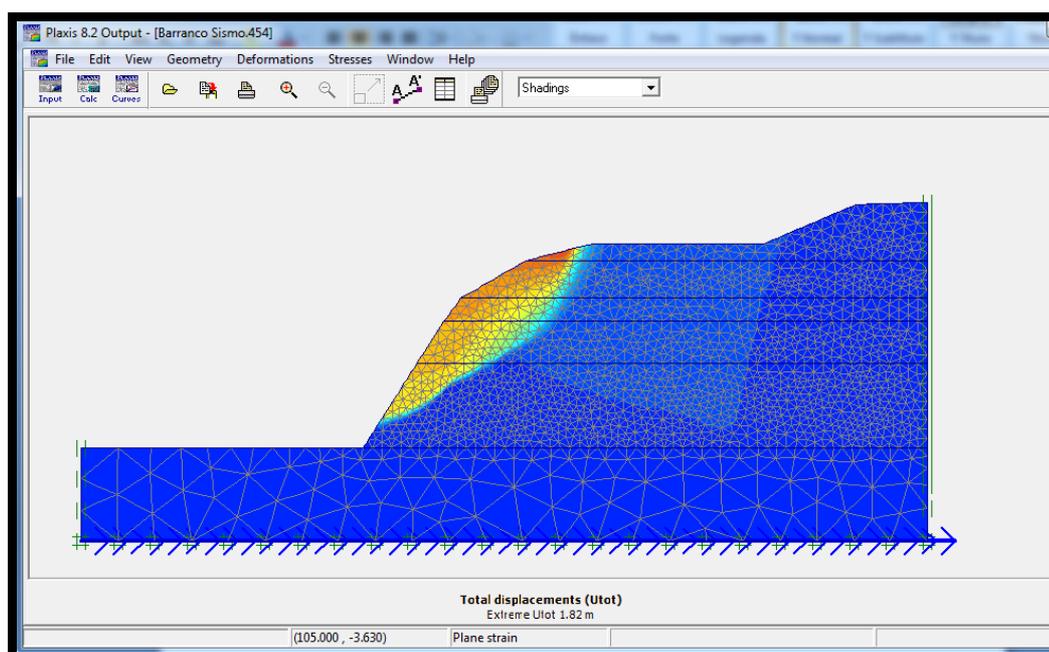


Figura 62 - Análise Dinâmica com o Plaxis: Talude Barranco (FS = 0,810)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	104 of 104	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.000	Σ -Msf:	1.454
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	0.000

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	454 of 454	Extrapolation factor	2.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0.000	Σ -Mdisp:	0.000
Load system A	MloadA: 0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB: 0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight: 0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel: 0.000	Σ -Maccel:	1.000
Strenght reduction factor	Msf: 0.004	Σ -Msf:	0.810
Time	Increment: 0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment: 0.000	End time:	5.000

Figura 63 – Fator de Segurança estático e dinâmico com PLAXIS: Talude Barranco

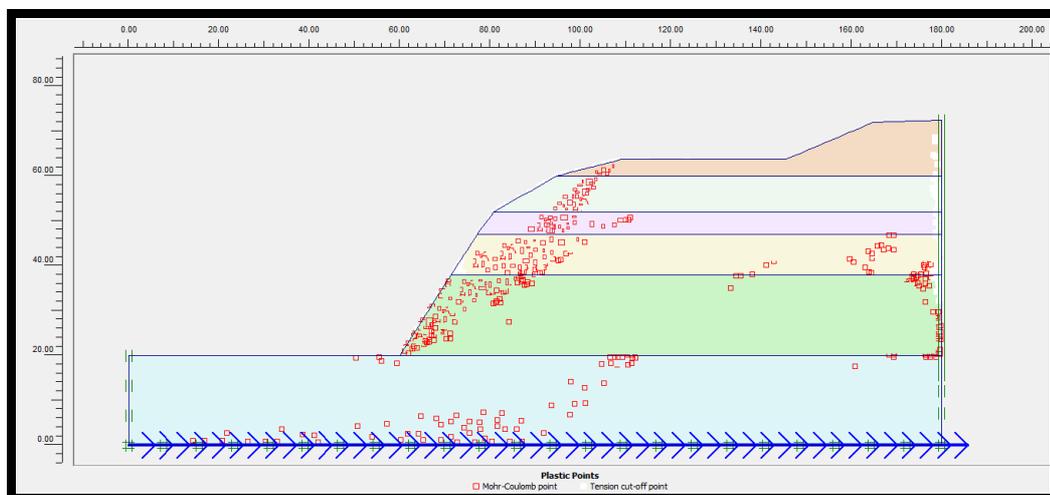


Figura 64 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Barranco

6.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A Figura 65 a Figura 68 compara os fatores de segurança obtidos pelos diferentes métodos de análise de estabilidade de talude, considerando análises estáticas e dinâmicas.

Na comparação entre os resultados, foi estabelecido um parâmetro comparativo entre os diferentes métodos, de forma a indicar as diferenças entre eles. A diferença entre os fatores de segurança obtidos pelos diferentes métodos está apresentada na Tabela 22, e foi definida como:

$$Dif = \frac{FS - FS_{MEF}}{FS_{MEF}} \quad (12)$$

Onde: FS_{MEF} = Fator de segurança obtido pelo método dos elementos finitos;

FS = Fator de segurança obtido pelos demais métodos.

Para o talude San Miguel (Figura 65), o resultado obtido mediante a análise pseudoestática foi de 0,782, o qual foi próximo ao fornecido pelo Método de Elementos Finitos (PLAXIS), que foi de 0,776. O resultado obtido com o programa Slide também se mostrou próximo ao obtido pelo MEF. As diferenças obtidas nas análises dinâmicas foram de 0,7 a 3,9 % (Tabela 22). As análises estáticas apresentaram maiores diferenças, mas ainda assim, pouco expressivas (5,7 %)

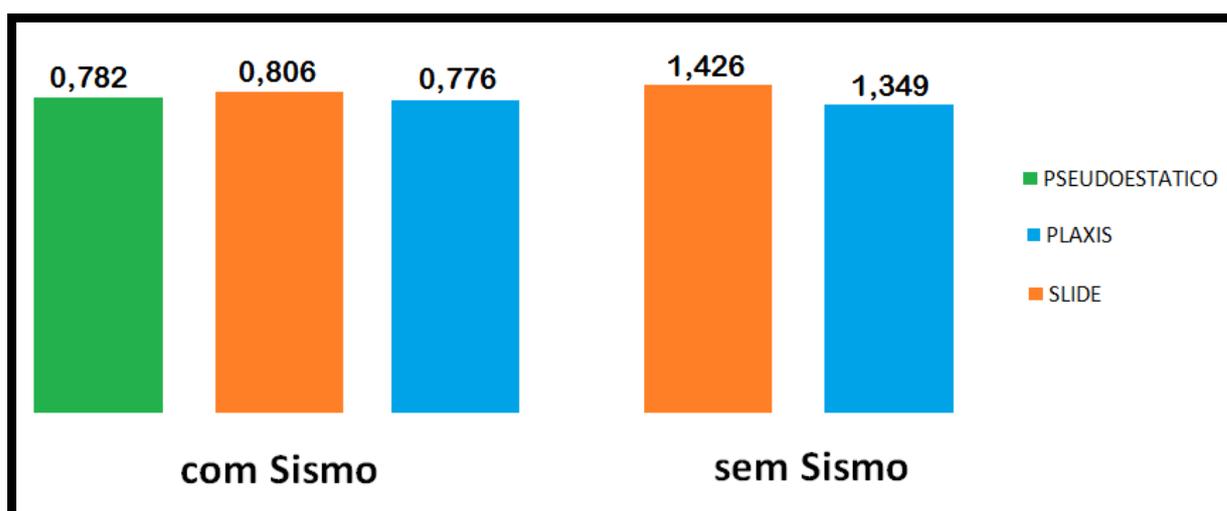


Figura 65 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude San Miguel

Tabela 22 - Diferenças obtidas nos diferentes métodos de análises da estabilidade

Talude	Diferença com relação ao MEF (%)		
	Análise Dinâmica		Análise Estática
	Pseudoestática	MEL (Slide)	MEL (Slide)
San Miguel	+ 0,7	+ 3,9	+ 5,7
Miraflores	+ 16,3	+ 20,1	+ 0,4
Magdalena	+ 27,5	+ 22,9	- 10,0
Barranco	+ 6,2	+ 5,7	- 0,4

Para o talude de Miraflores, o menor valor de FS para a análise dinâmica foi obtido nas análises por elementos finitos (Figura 66). As diferenças encontradas entre os diferentes métodos foram mais expressivas, como indica a Tabela 22. A maior diferença foi obtida quando se comparam os resultados obtidos pelo MEF com a análise pseudoestática (Dif = 16 %). As análises estáticas, entretanto, forneceram valores de FS semelhantes (Dif = 0,4 %).

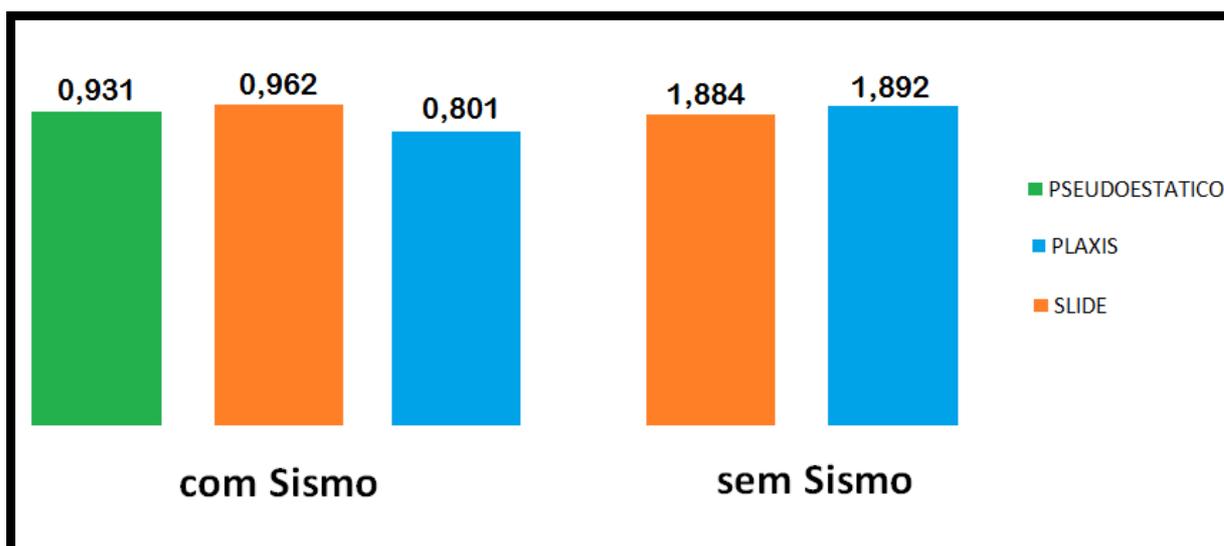


Figura 66 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Miraflores

A Figura 67 compara os fatores de segurança obtidos pelos diferentes métodos para o talude Magdalena. Neste caso, os fatores de segurança fornecidos pelo programa Slide mostraram-se próximos aos obtidos na análise pseudoestática. Com relação aos resultados fornecidos pelo Plaxis, as diferenças chegam a 27 %, como mostra a Tabela 22. Para este talude, as superfícies de ruptura obtidas pelos métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos mostraram-se distintas. Nas análises estáticas, a diferença obtida foi de 10 %.

Para o talude Barranco, os resultados obtidos pelo MEF também mostraram-se próximos aos fornecidos pela análise pseudoestática e pelo MEL, como mostram a Tabela 22 e a Figura 68. Para as análises estáticas, os resultados também mostraram-se semelhantes. A máxima diferença obtida foi de 6,2 %.

Os resultados mostraram que para os taludes Miraflores e Magdalena, as diferenças entre os diferentes métodos (MEL e MEF) podem ser superiores a 20 %.

De acordo com a literatura (Barragan, 2008), no caso de maciços formados por diferentes estratos, os fatores de segurança obtidos com o método pseudo-estático e com métodos de equilíbrio limite é significativamente distinto dos obtidos por elementos finitos, e tendem a superestimar a resistência do talude. De fato, os taludes Miraflores e Magdalena são os que apresentam os perfis mais estratificados, o que pode justificar as diferenças obtidas.

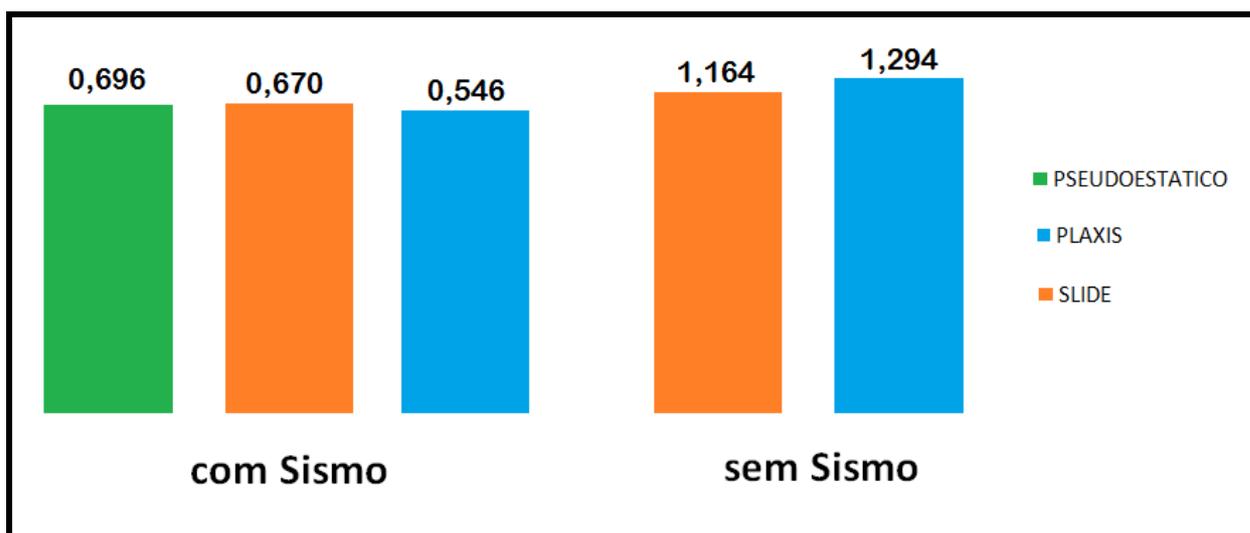


Figura 67 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Magdalena

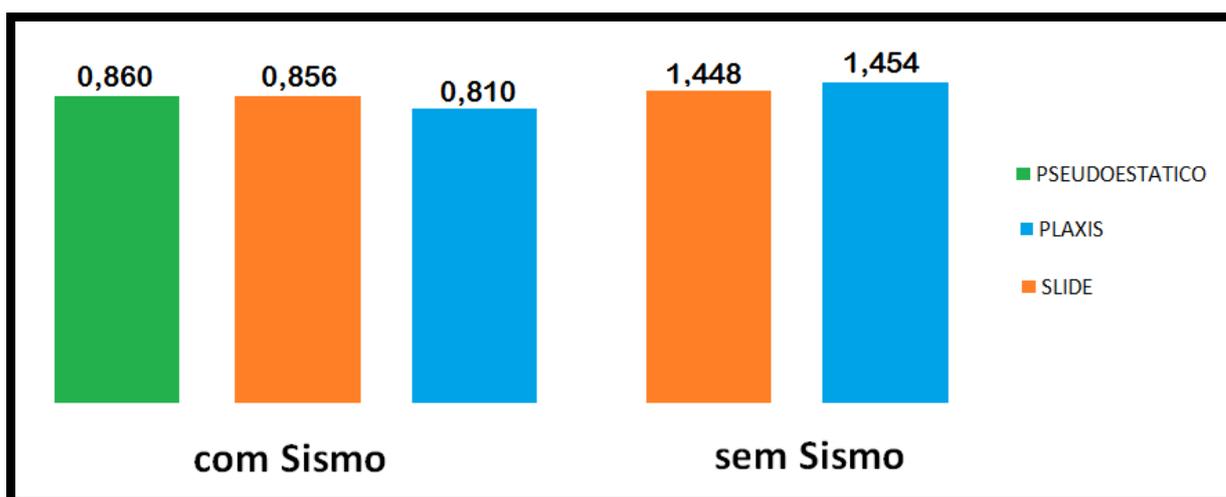


Figura 68 – Fatores de Segurança obtidos para o Talude Barranco

A partir desta constatação, foi executada a análise da estabilidade considerando talude homogêneo no talude de San Miguel. Neste caso, a diferença obtida entre o MEL e o MEF reduziu para 0,5 %.

As análises pseudo-estáticas forneceram fator de segurança igual a 0,761 (Tabela 23), compatível com o fornecido pelo Slide para a mesma superfície crítica.

Tabela 23 – Planilha para análise pseudo-estática: Talude Homogêneo

METODO DE ESTABILIDADE - PSEUDOESTATICO																			
										$F_{sd} = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d I \cos \alpha] + [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi + F_d)]}{\sum [w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} w]}$ <p style="text-align: right;">← (1) ← (2)</p> $F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W$									
Fatia (n)	Coesão do Solo (c)	Ângulo Atrito (φ)	Largura da Faixa (l)	Altura Média (h)	Inclinação da Fatia (α) °	Peso Específico (γ) Solo	Peso Fatia (W) (KN/m)	W tan α	W tan φ	c' l	cos α	cos ² α	F _d	tan α	tan φ	K _h	K _h ·W	(1)	(2)
1	53	40	5.3	18.20	21	21	2026	778	1724	281	1	0.87	1.0	0	1	0.4	891.29	1717.72	1668.87
2	53	40	6.1	29.10	30	21	3728	2152	3173	323	1	0.75	1.0	1	1	0.4	1640.19	3086.67	3792.39
3	53	40	9.2	27.60	40	21	5332	4474	4538	488	1	0.59	1.0	1	1	0.4	2346.22	4882.91	6820.57
4	53	40	12.1	14.15	52	21	3596	4602	3060	641	1	0.38	1.0	1	1	0.4	1582.03	4362.55	6184.08
Σ =																		14049.86	18465.90
→ FS =																		0.761	

A Figura 69 apresenta os resultados fornecidos pelo programa Slide, para análise dinâmica. Nota-se que o talude é instável nessa condição, com FS = 0,767.

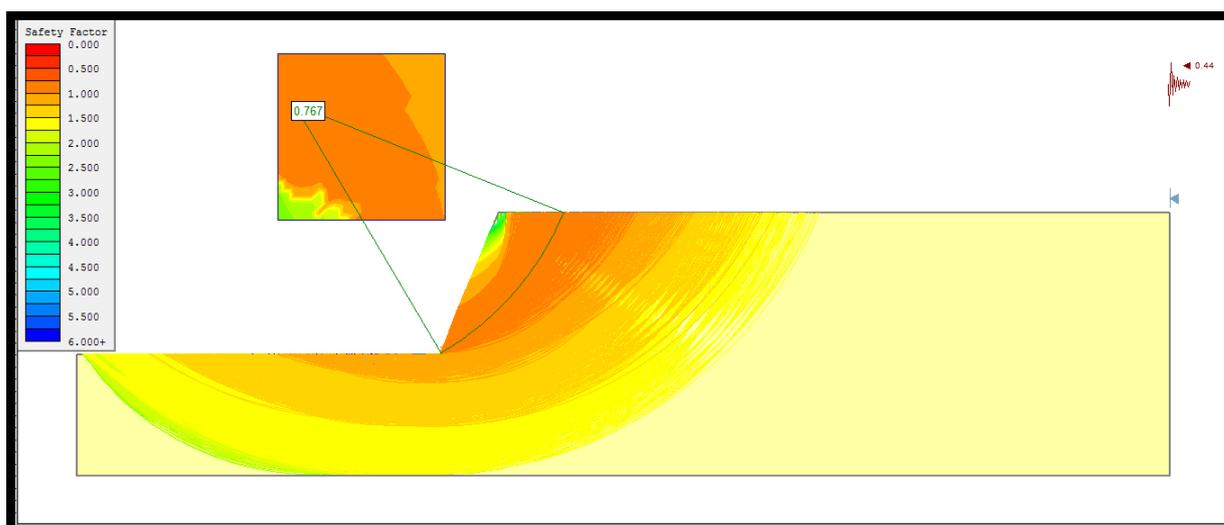


Figura 69 – Análise Dinâmica com SLIDE: Talude Homogêneo

A Figura 70 apresenta a saída do programa Plaxis para as análises dinâmicas. Neste caso, o fator de segurança obtido foi de 0,765, próximo ao obtido pelo Método do Equilíbrio Limite.

Os pontos de plastificação gerados no Plaxis para a condição dinâmica estão apresentados na Figura 71, e indicam o desenvolvimento de uma superfície de ruptura, similar à fornecida pelo Slide.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	356 of 356	Extrapolation factor	2.000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.027		
Multipliers					
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	1.000	
Strenght reduction factor	Msf:	0.010	Σ -Msf:	0.765	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	2.000	

Figura 70 – Fator de Segurança dinâmico com PLAXIS: Talude Homogêneo

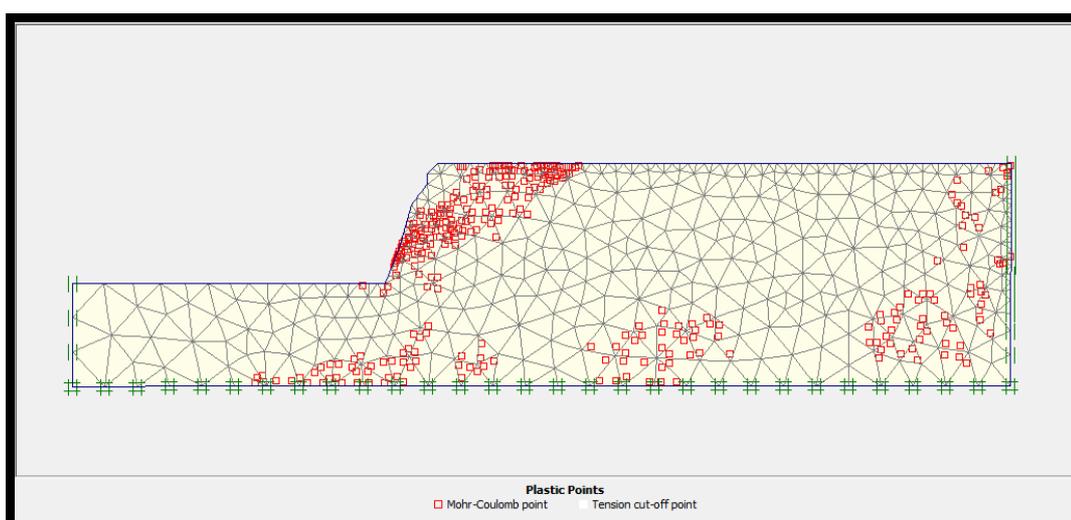


Figura 71 – Pontos de Plastificação gerados pelo efeito sísmico: Talude Homogêneo

**Tabela 24 – Diferenças obtidas nos diferentes métodos de análises da estabilidade
(Talude homogêneo)**

	PSEUDOESTATICO	SLIDE	PLAXIS
San Miguel	0,761	0,767	0,765
	-0.5%	0.3%	Diferença com relação ao MEF

Os resultados comprovam os estudos de Barragan (2008), que sugerem que os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos apresentam resultados semelhantes no caso de taludes homogêneos.

6.6 EFEITO DA CARGA SÍSMICA

Para o talude Magdalena, foram realizadas simulações para diferentes valores de aceleração (0,4g e 0,6g), de forma a avaliar o impacto da aceleração na estabilidade dos taludes sob carregamento dinâmico. A Tabela 25 compara os resultados das análises.

Observa-se que há uma redução de 8 a 15% no valor de FS nas análises pseudo-estáticas e executadas pelo Slide, quando se aumenta o valor da carga sísmica. Nas análises por elementos finitos, a redução chega a 27 %. As análises mostraram-se sensíveis aos valores de aceleração adotados.

Tabela 25 – Resultados com Diferentes Cargas Sísmicas

Método	Aceleração	F.S.	Aceleração	F.S.
Pseudoestatico	0,6	0,638	0,4	0,696
SLIDE		0,564		0,670
PLAXIS		0,397		0,546

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO

Neste Capítulo, foram analisados os taludes de San Miguel, Miraflores, Magdalena e Barranco (os quais tem características e propriedades diferentes) mediante os métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Elementos Finitos (MEF). Além disso, se adotou o Método Pseudo-estático, como uma alternativa para avaliação da estabilidade dos taludes sob evento sísmico.

Os resultados mostraram que os resultados fornecidos pelos diferentes métodos se afastam quando os taludes são muito estratificados. No caso de taludes homogêneos, os resultados são semelhantes.

As análises também indicaram que o FS obtido é sensível ao valor de carga sísmica adotado, ressaltando a importância da adoção correta da aceleração sísmica.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou um estudo da estabilidade de quatro taludes de Lima, Peru, comparando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos, sob condição estática e dinâmica. Os taludes apresentam características distintas quanto à estratigrafia e geometria.

Como principais conclusões, pode-se citar:

- Os fatores de segurança apresentaram uma redução expressiva quando se considerou a condição de sismo, passando de uma situação estável para instável, em todos os taludes analisados;
- As maiores diferenças registradas entre os diferentes métodos (MEL e MEF) foram de 16,3 % a 27,5 %, nos Taludes de Magdalena e Miraflores. Estes taludes apresentam os perfis mais estratificados, o que, de acordo com a literatura (Barragan), justifica as diferenças nos FS obtidos. Nestes casos, a avaliação do profissional experiente é fundamental;
- A medida em que se aumenta a aceleração do sismo, o FS diminui consideravelmente, o que ressalta a importância da adoção de uma aceleração compatível com a região em estudo;
- No caso de maciços homogêneos sob condição de sismo, os resultados mostraram-se bastante próximos, com diferença máxima de 1,0%;
- O MEL impõe uma superfície crítica e considera que todos os pontos atingem simultaneamente a condição de equilíbrio limite. No MEF, são gerados pontos de plastificação que induzem o desenvolvimento de uma superfície crítica, o que é mais compatível com a realidade;

As análises ressaltaram a importância da consideração dos efeitos dinâmicos em regiões suscetíveis a eventos sísmicos. A escolha de um valor adequado de aceleração de pico é imprescindível para a qualidade dos resultados.

Apesar do uso mais corrente dos métodos de equilíbrio limite para a avaliação da estabilidade de taludes, o método dos elementos finitos aparece como uma alternativa confiável e relativamente simples para a determinação de fatores de segurança.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestões para futuros trabalhos, destaca-se:

- Avaliação da influência do nível d'água nos resultados fornecidos pelos métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos;
- Avaliação mais detalhada dos motivos que afastam os resultados dos diferentes métodos em casos de taludes altamente estratificados.

REFERÊNCIAS

- [1] ABRAMSON L.W., LEE T.S., SHARMA S., BOYCE G.M.; Slope Stability and Stabilization Methods. 2002
- [2] ASHFORD, S. A., SITAR N., LYSMER J., and DENG, N. Topographic Effects on the Seismic Response of Steep Slopes. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 87, No. 3, pp. 701-709, June 1997.
- [3] AYALA L., MACHARE J.; Geologia y Conservacion de los Acantilados de la Costa Verde – Lima (Sociedad Geologica del Peru). 2011.
- [4] BARRAGAN R., LAURA Y.; Manual para el Analisis Sismico de Estabilidad de Taludes (Universidad de Santander - Colombia). 2008.
- [5] CALDAS PIRES, DIOGO FERNANDO; Taludes Rochosos Reforçados – Comparação de Modelos Numéricos com Soluções Explícitas. Dissertação de Mestrado (Universidade de Porto - Portugal). 2009.
- [6] CAÑARI SANCHEZ, MARIELLA GEOVANNA; Analisis de taludes de la Costa Verde. Dissertação de Mestrado (Universidad Nacional de Ingeniería – Peru). 2001.
- [7] CASTILLO JORGE E ALVA JORGE; Peligro Sísmico em el Peru, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima – Peru. 1993.
- [8] CASTRO, G. & FRANCE, J.W.; Liquefaction evaluation procedure, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 111, n. 6, p. 772-792. 1985.
- [9] CLOUGH, R.W. & WOODWARD, R.J. Analysis of embankment stresses and deformations. J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1967.

- [10] Delgado, R.; Método dos elementos finitos. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP. 1987.
- [11] DUNCAN MICHAEL, J. & G. WRIGHT, S.G.; Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Inc., USA. 2005.
- [12] FALABELLA FABRICIO, JOÃO VICENTE; Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes e Contenções. Dissertação de Mestrado (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro). 2006.
- [13] FELLENIUS, W. Erdstatische Berechnungen. revised edition, W Ernst u. Sons, Berlin. 1927.
- [14] FINN, W. D. L. Evolution of dynamic analysis in geotechnical earthquake engineering. TRB 99 Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, 1999.
- [15] GEER – Geotechnical Extreme Events Reconnaissance. 2008.
[HTTP://geerassociation.org](http://geerassociation.org)
- [16] GEO - Estabilidade de taludes naturais e de Escavação. (2a ed. Vol.1, pag.117). 2000.
- [17] GERSCOVICH, DENISE; Estabilidade de Taludes – Rio de Janeiro. Apostila do curso de mestrado em Engenharia Civil – ênfase em Geotécnica (Universidade Estadual de Rio de Janeiro). 2012.
- [18] GOMEZ O., MARTINEZ R., BARRERA S.; El método pseudoestático de estabilidad en presas - Chile. 2011.
- [19] GRANADOS LOPEZ, ALAN RAUL; Estabilización Del Talud de la Costa Verde em la Zona Del Distrito de Barranco. Dissertação de Graduação (Pontifícia Universidad Católica Del Peru). 2006.

- [20] GUTENBERG, B., RICHTER, C.F.; "Seismicity of the Earth" Associated Phenomena, Princeton University Press. 1954.
- [21] GUZMÁN, A., ZAVALA, B., VALENZUELA, G.; Proyecto: mapa de suelos de fundación de Lima - Callao, incluyendo los taludes de los acantilados del suroeste. Estudio de la seguridad física de los acantilados de la Costa Verde. Boletín INGEMMET. 82p: 1 - 10 y 77 – 78. 2008.
- [22] HOUSNER, G. W.; "Strong ground motion en Earthquake engineering", R. Wiegel, editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 1970.
- [23] LESHCHINSKY, D.; SAN, K. C.; Pseudostatic seismic stability os slopes: design charts. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 1994.
- [24] MACAZANE, RONALD; Analisis Dinamico de lós acantilados de la ciudad de Lima (Universidad Nacional de Ingeniería). 2006.
- [25] MADARIAGA, RAUL; Sismicidad de Chile, Manual de Fisica de la Tierra N°10. 1998.
- [26] MARTINEZ, ALBERTO; Conglomerado de Lima Metropolitana em Cimentaciones. Conferencia Internacional em Ingenieria Sismica. Peru. 2007.
- [27] MAKDISI F.I., SEED H.B., "Simplified procedure for computing maximum acceleration and natural period for embankments,". Report UCB/EERC-77/19, Eartquake engineering research center, University of California, Berkeley, California. 1978.
- [28] MERCALLI, GIUSEPPE. 1906.
http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_sismol%C3%B3gica_de_Mercalli.
- [29] MIXMADE. Lima. Rutas geológicas y circuito histórico. Mixmades SAC Editor, Lima, 133p. 2008.

- [30] MOREIRA, JOAO; Os métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes (Universidade do Porto). 2011.
- [31] NEWMARK, NATHAN M; Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique. 1965.
- [32] Onãte, E.; Structural analysis with the finite element method. CIMNE, School of Civil Engineering, UPC, Barcelona. 2009.
- [33] SARMA S.H. Stability analysis of embankments and slopes. Géotechnique Engineering Div., An. Soc. Civ. 1979.
- [34] SEPULPEDA BARRAZA, ALEJANDRA; Comportamiento Sísmico de taludes de Roca. Dissertação de Mestrado (Universidad Politécnica de Madrid - España). 2011.
- [35] SGP, Sección especializada de Geología del Cuaternario, Geología y Conservación de los Acantilados de la Costa Verde – Lima. 2011.
- [36] SILVA CUENTAS, RICARDO ENRIQUE; Análise de Estabilidade Dinâmica de Taludes de Solo. Dissertação de Mestrado (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro). 2003.
- [37] SOTO MOROTE, CARLOS HUGO; Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo Sob Carregamento Sísmico. Dissertação de Mestrado (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro). 2006.
- [38] SUAREZ, JAIME; Deslizamientos: Análisis Geotécnico - Capítulo 7: Comportamiento Sísmico de Taludes (Universidad Industrial de Santander - Colombia). 2009.
- [39] TERZAGHI, K. , Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons. 1943.

- [40] TRIGEO - Engenharia Geotécnica.
<http://forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&cod=918>
- [41] USGS - U.S. Geological Survey (ultima modificação Apr. 08 - 2014)
<http://water.usgs.gov/edu/watercycleportuguese.html>
- [42] VIECILI, CRISTIANO; Determinação dos parâmetros de Resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de Cisalhamento Direto. 2003.
- [43] WIKIPEDIA. 2014.
http://pt.wikipedia.org/wiki/Placa_tect%C3%B3nica.