RAFAEL DE OLIVEIRA SAKAI

**Estudo do Impacto de *Debris Flows*: Caso da Bacia do Rio Santo Antônio em
Caraguatatuba (Brasil)**

**São Paulo
2014**

RAFAEL DE OLIVEIRA SAKAI

**Estudo do Impacto de *Debris Flows*: Caso da Bacia do Rio Santo Antônio em
Caraguatatuba (Brasil)**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de Mestre
em Ciências, no âmbito do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia
Geotécnica

Orientador: Professor Titular da Escola
Politécnica da USP Dr. Paolo Alfredini.

**São Paulo
2014**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 13 de junho de 2014.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Sakai, Rafael de Oliveira

**Estudo do Impacto de *Debris Flows*: Caso da Bacia do Rio Santo Antônio em Caraguatatuba (Brasil) / R.O. Sakai. -- São Paulo, 2014.
236p.**

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

**1.Desastres ambientais 2.Geomorfologia 3.Geotecnia
4.Hidrologia 5.Enchentes urbanas I.Universidade de São Paulo.
Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas
e Geotécnica II.t.**

SAKAI, R. O. **Estudo do Impacto de *Debris Flows***: Caso da Bacia do Rio Santo Antônio em Caraguatatuba (Brasil). Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2014. 236p.

Ao

meu pai, e

à minha mãe.

AGRADECIMENTOS

A minha formação como pessoa se deu essencialmente pelos meus pais, Rosana e Paulo, que sempre deram apoio incondicional às minhas aspirações.

Como estudante, agradeço imensamente a todos os que contribuíram com minha formação acadêmica, em todas as etapas já percorridas: os professores, colegas e funcionários da Educação Infantil, do Ensino Fundamental, do Ginásio, do Ensino Médio, da Graduação e da Pós-Graduação.

Como engenheiro civil, busquei sempre a atuação na técnica a fim de contribuir, da melhor maneira possível, com a construção e manutenção de um país e um mundo melhor para as pessoas que nele vivem. Isso só foi e está sendo possível devido à experiência e participação em diversas atividades e a convivência com inúmeros colegas de trabalho nos escritórios em que estagiei: TESIS, Tecnologia em Sistemas de Engenharia, Moretti Engenharia Consultiva; e na empresa em que fiz meu último ano de estágio, iniciando a seguir o meu trabalho como engenheiro civil, a Promon Engenharia.

Agradeço aos meus supervisores na época de estágio, Maurício Guiboshi, ao segundo, Ricardo Mirisola e ao meu último, Gustavo Guimarães; que me apresentaram ao mundo da Engenharia Civil fora da Universidade.

Uma homenagem especial deve ser feita ao meu orientador, Paolo Alfredini, pelo suporte e compreensão durante a elaboração do trabalho, e aos meus colegas de trabalho na Promon Engenharia, principalmente ao Diego Cartacho, que desde o primeiro dia que nos conhecemos tem me apoiado e auxiliado de toda a forma possível para o alcance dos meus objetivos; e, por último, minha maior inspiração na área técnica, Fideo Terayama, com quem convivo e aprendo diariamente, e pelo qual minha admiração aumenta a cada dia.

Por fim, agradeço a todas as amigas, que fizeram e fazem da minha vida uma experiência extraordinária, dando forças e inspiração para que atue da melhor maneira em tudo que me proponho a fazer.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
2	Importância e Justificativas	4
3	Objetivos	7
4	Âmbito	8
5	Revisão Bibliográfica	9
5.1	O Fenômeno dos <i>Debris Flows</i>	9
5.1.1	Definição	9
5.1.2	Principais Conceitos	10
5.1.3	Caracterização Meteorológica	15
5.1.4	Caracterização Reológica	18
5.1.5	Caracterização Física	23
5.1.6	Desaceleração e Espalhamento do Cone de Dejeção	31
5.2	Descrição de Soluções Remediadoras	34
5.3	Histórico de <i>Debris Flows</i> na Serra do Mar	40
5.3.1	Serra das Araras / RJ (1967)	42
5.3.2	Serra do Tubarão / SC (1974)	44
5.3.3	Região de Petrópolis / RJ (1988)	46
5.3.4	Refinaria Presidente Bernardes de Cubatão / SP (1994)	48
5.3.5	Bacias do Quitite e Papagaio / RJ (1996)	50
5.3.6	Região Serrana / RJ (2011)	51

5.4	Catástrofe de Março de 1967 em Caraguatatuba	54
5.4.1	Contextualização Geográfica e Evolução da Presença Humana	54
5.4.2	Catástrofe de 1967	60
6	Metodologia	71
6.1	Determinação do Hidrograma de Cheia	71
6.1.1	Hietograma	71
6.1.2	Avaliação do Parâmetro <i>CN</i> (<i>Curve Number</i>)	72
6.1.3	Hidrograma	75
6.2	Determinação do <i>Debris</i> grama	77
6.3	Descrição do Software e Rotina de Cálculo	77
7	Estudo de Caso do Evento no Software FLO-2D	86
7.1	Coleta de Dados Relevantes	86
7.1.1	Dados Pluviométricos	86
7.1.2	Dados Topográficos / Geográficos	92
7.1.3	Dados Geológicos	96
7.1.4	Dados Hidrográficos	97
7.1.5	Hidrograma de Cheia	102
7.1.6	<i>Debris</i> grama	104
7.1.7	Ortofoto	107
7.1.8	Seções do Leito do Rio	108

7.1.9	Ruas e Edificações (Area Reduction Factors – ARF / Width Reduction Factors – WRF)	111
7.1.10	Valores de Manning e Parâmetros Reológicos	114
7.2	Apresentação dos Resultados.....	115
7.3	Ações Mitigadoras Estruturais.....	119
8	Discussão	123
8.1	Aderência dos Dados Obtidos / Retroanalizados	123
8.1.1	Dados de Entrada Relativos ao Evento.....	123
8.1.2	Reologia do Modelo Adotado	129
8.1.3	Velocidades e Energias de Impacto	130
8.2	Análise dos Resultados Obtidos.....	131
9	Conclusões	133
10	Sugestões Para Trabalhos Futuros	135
11	Referências Bibliográficas	136
12	Apêndice.....	144
12.1	Hora de Ocorrência da Máxima Profundidade de <i>Debris Flow</i>	144
12.2	Profundidade Máxima do <i>Debris Flow</i> no Rio Santo Antônio	145
12.3	Profundidade do Fluxo de <i>Debris Flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Resolução Horária).....	146
12.4	Velocidade do <i>Debris Flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Resolução Horária)	170
12.5	Velocidades Máximas no Canal	194

12.6 Seções do Rio Santo Antônio (Arranjadas de montante para jusante)	
196	

12.7 Tabelas de Declividades e Altitudes em Função da Distância à Foz – Afluentes do Rio Santo Antônio	206
---	-----

RESUMO

O estudo apresentado fundamenta-se no evento extremo ocorrido em março de 1967, na Bacia do Rio Santo Antônio, no Município de Caraguatatuba, Brasil, tendo por objetivo esclarecer os reais impactos do fenômeno de *debris flows*, ou corridas de detritos, produzido por precipitações intensas. Os riscos intangíveis de vítimas humanas e tangíveis de danos materiais associados a tal evento na região são muito maiores nos dias de hoje, devido ao crescimento demográfico e à implantação de grandes empreendimentos industriais, como os do setor petrolífero, com reduzidos e, muitas vezes inexistentes, sistemas de defesa. Considerando tais fatores, a região necessita de estudos detalhados que possibilitem a elaboração de planos diretores mais eficazes, com objetivas diretrizes para a tomada de decisões, planos de contingência, regulação da distribuição da população, medidas estruturais mitigadoras e remediadoras. Para chegar aos resultados do estudo, foi definido o modelo digital do terreno a partir de análises topográficas, geográficas, hidrográficas e de uso e ocupação do território. A simulação de um evento similar ao ocorrido em 1967 resultou em valiosas informações para a definição de planos de evacuação, diretrizes de zoneamento, critérios de desmobilização, planos diretores para o município e implantação de obras de defesa.

Palavras Chave: Desastres Ambientais, Geomorfologia, Geotecnia, Hidrologia, Enchentes Urbanas.

ABSTRACT

The study here proposed aims to define the real impacts of the *debris flows* phenomena, caused by a very intense rainfall, based on the disaster occurred in March of 1967, in Caraguatatuba, Brazil. The risk regarding mainly human casualties and material losses associated to such events in the region is higher nowadays, due to the increasing population rates and the settling of large companies such as oil industry, with reduced defense measures and works. Considering these factors, the region needs more detailed studies that will enable more effective master plans, decision making guidelines, contingency plans, population distribution regulation and structures of mitigation and remediation. In order to achieve these results, it was defined a digital terrain model through analysis of topographic, geographic, hydrographic and soil occupation data. The simulation of a similar extreme event as of 1967's on this model will result in valuable information to define evacuation plans, zoning guidelines, demobilization criteria, master plans and structural defenses.

Key words: Environmental Disasters, Geomorphology, Geotechnics, Hydrology, Urban Flooding.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.- Municípios do Litoral Norte do Estado de São Paulo (Brasil) e destacada a Bacia do Rio Santo Antônio (adaptado de IPT, 2001).....	3
Figura 2.- Escarpas da Serra do Mar com as marcas da remoção de material pelo <i>debris flow</i> ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	5
Figura 3.- Rochas mobilizadas pelo <i>debris flow</i> ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	6
Figura 4.- Visão da Santa Casa de Misericórdia com grande quantidade de material vegetal mobilizado pelo <i>debris flow</i> ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	6
Figura 5.- Principais feições apresentadas pelos <i>debris flows</i> (GRAMANI, 2001)	10
Figura 6.- Principais fases de um <i>debris flow</i> (ROSSO e MAGNI, 2011)	11
Figura 7.- Inclinações de vertentes para cada fase de um <i>debris flow</i> em função da área de drenagem da bacia (VAN DINE, D.F., 1985).....	12
Figura 8.- Relação entre chuvas acumuladas (mm) x tempo (h) para a ignição de <i>debris flows</i> (modificado de KANJI <i>et al.</i> 1997 <i>apud</i> GRAMANI 2001)	16
Figura 9.- Comparativo entre o <i>debrisgrama</i> e o hidrograma (MASSAD, CRUZ e KANJI, 1997).....	29
Figura 10.- Relações entre ângulo médio anterior (θ) e posterior (βV) à seção crítica para a deposição de um <i>debris flow</i> , por Ikeya 1976 (<i>apud</i> ROSSO e MAGNI 2011)	32
Figura 11.- Diferença entre comprimento longitudinal dos depósitos (R) e o comprimento total do <i>debris flow</i> (L) (ROSSO e MAGNI, 2011).....	33
Figura 12.- Exemplo de intervenção na área de fornecimento de materiais dos <i>debris flows</i> (ROSSO e MAGNI, 2011)	38

Figura 13.- Exemplo de intervenção na área de movimentação / deposição dos <i>debris flows</i> (ROSSO e MAGNI, 2011)	39
Figura 14.- Exemplo de intervenção na área de movimentação dos <i>debris flows</i> (ROSSO e MAGNI, 2011)	39
Figura 15.- Exemplo de intervenção na área de movimentação dos <i>debris flows</i> (ROSSO e MAGNI, 2011)	40
Figura 16.- Ecorregião da Serra do Mar (Fonte: Wikipedia)	41
Figura 17.- Visão de encosta escorregada no Município do Rio de Janeiro em 1967 (DÉCOURT, 2010)	42
Figura 18.- Visão de encostas escorregadas na Serra das Araras / RJ em 1967 (PAIVA, 2011)	43
Figura 19.- Visão de encostas escorregadas na Serra das Araras / RJ em 1967 (PAIVA, 2011)	43
Figura 20.- Veículo soterrado na enchente de 1974 em Tubarão / SC (ESCANDIUZZI, 2008)	45
Figura 21.- Sedimentos da enchente de 1974 em Tubarão / SC (TAVARES, 2013)	45
Figura 22.- Caminho percorrido pelo <i>debris flow</i> de 1988 em Petrópolis / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)	46
Figura 23.- Caminho percorrido pelo <i>debris flow</i> de 1988 em Petrópolis / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)	47
Figura 24.- Imagem aérea anterior ao <i>debris flow</i> de 1994 em Cubatão / SP (ROSSO e MAGNI, 2011)	49
Figura 25.- Imagem aérea posterior ao <i>debris flow</i> de 1994 em Cubatão / SP (ROSSO e MAGNI, 2011)	49

Figura 26.- Encostas ocupadas com cicatrizes do <i>debris flow</i> de 2011 na Região Serrana / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)	52
Figura 27.- Áreas urbanas afetadas pelo <i>debris flow</i> de 2011 na Região Serrana / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)	53
Figura 28.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1959, com população aproximada de 9.697 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)	56
Figura 29.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1973, com população aproximada de 19.033 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)	56
Figura 30.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1994, com população aproximada de 60.960 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)	57
Figura 31.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1997, com população aproximada de 69.565 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)	57
Figura 32.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 2012, com população aproximada de 100.889 habitantes (GOOGLE BRASIL, 2012)	58
Figura 33.- Zonas de baixo risco ambiental / alto custo imobiliário em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)	59
Figura 34.- Zonas de alto risco ambiental / baixo custo imobiliário em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)	59
Figura 35.- Zonas de alto risco ambiental / casas nas encostas em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)	60
Figura 36.- Precipitação acumulada e anomalia de precipitação – março de 1967 ..	61
Figura 37.- Distribuição dos escorregamentos na região de Caraguatatuba após o <i>debris flow</i> de março de 1967 (CRUZ, 1974)	63
Figura 38.- Pontos de escorregamento em Caraguatatuba, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	63

Figura 39.- Pontos de escorregamento em Caraguatatuba, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	64
Figura 40.- Árvores espalhadas pelo município, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	64
Figura 41.- Árvores espalhadas pelo município, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	65
Figura 42.- Depósitos de rochas ao longo do Rio Santo Antônio, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	65
Figura 43.- Alargamento do Rio Santo Antônio, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	66
Figura 44.- Habitações destruídas, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	67
Figura 45.- Habitações destruídas, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	67
Figura 46.- Ponte sobre o Rio Santo Antônio destruída, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	68
Figura 47.- Ponte sobre o Rio Santo Antônio destruída e ponte provisória, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	68
Figura 48.- Material movimentado, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	69
Figura 49.- Trechos da Rodovia dos Tamoios destruídos, após <i>debris flow</i> de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)	69
Figura 50.- Precipitação horária antes / durante a catástrofe de 18 de março de 1967	92
Figura 51.- Modelo digital da Bacia do Rio Santo Antônio com curvas de nível de 50 m em 50 m	93

Figura 52.- Arquivo TXT com coordenadas X, Y (UTM) e Z (Altitude) do terreno	94
Figura 53.- Malha de elementos 30 mx30 m representando o terreno, juntamente com o limite de simulação (linha vermelha)	95
Figura 54.- Planta de locação dos afluentes do Rio Santo Antônio (CRUZ, 1974) ...	98
Figura 55.- Declividades e altitudes – Córrego Quinhentos Réis	99
Figura 56.- Declividades e altitudes – Rio Mantegueira	100
Figura 57.- Declividades e altitudes – Rio do Ouro	101
Figura 58.- Hidrograma de cheia – Rio Santo Antônio – 18 de março de 1967	104
Figura 59.- Vazão total, <i>debris</i> grama e hidrograma – Rio Santo Antônio – 18 de março de 1967	107
Figura 60.- Ortofoto do Google Earth aplicada sobre a malha de elementos do terreno	108
Figura 61.- Localização em planta das seções do rio incluídas no HEC-RAS	110
Figura 62.- Dados de ruas e edificações incluídas na malha de elementos do modelo	112
Figura 63.- Aplicação dos WRFs (área amarela, mais a montante)	113
Figura 64.- Valores de Manning	114
Figura 65.- Área de deposição do cone de dejeção de <i>debris flow</i> sobre o Município de Caraguatatuba atualmente em função de um evento semelhante ao de março de 1967	116
Figura 66.- Profundidade de depósitos de <i>debris flow</i> sobre o Município de Caraguatatuba atualmente em função de um evento semelhante ao de março de 1967	117

Figura 67.- Estruturas de proteção a <i>debris flows</i> da Refinaria Presidente Bernardes de Cubatão / SP (MASSAD <i>et al.</i> , 2004)	120
Figura 68.- Precipitação /15min na estação pluviométrica de YPU – Nova Friburgo/RJ entre os dias 11/01/2011 e 12/01/2011 (DOURADO, ARRAES e FERNANDES E SILVA, 2012)	124
Figura 69.- Hora de ocorrência da máxima profundidade de <i>debris flow</i>	144
Figura 70.- Profundidade máxima do <i>debris flow</i> no Rio Santo Antônio	145
Figura 71.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 1)	146
Figura 72.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 2)	147
Figura 73.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 3)	148
Figura 74.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 4)	149
Figura 75.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 5)	150
Figura 76.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 6)	151
Figura 77.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 7)	152
Figura 78.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 8)	153
Figura 79.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 9)	154

Figura 80.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 10)	155
Figura 81.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 11)	156
Figura 82.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 12)	157
Figura 83.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 13)	158
Figura 84.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 14)	159
Figura 85.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 15)	160
Figura 86.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 16)	161
Figura 87.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 17)	162
Figura 88.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 18)	163
Figura 89.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 19)	164
Figura 90.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 20)	165
Figura 91.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 21)	166
Figura 92.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 22)	167

Figura 93.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 23)	168
Figura 94.- Profundidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 24)	169
Figura 95.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 1)	170
Figura 96.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 2)	171
Figura 97.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 3)	172
Figura 98.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 4)	173
Figura 99.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 5)	174
Figura 100.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 6)	175
Figura 101.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 7)	176
Figura 102.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 8)	177
Figura 103.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 9)	178
Figura 104.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 10)	179
Figura 105.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 11)	180

Figura 106.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 12)	181
Figura 107.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 13)	182
Figura 108.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 14)	183
Figura 109.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 15)	184
Figura 110.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 16)	185
Figura 111.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 17)	186
Figura 112.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 18)	187
Figura 113.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 19)	188
Figura 114.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 20)	189
Figura 115.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 21)	190
Figura 116.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 22)	191
Figura 117.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 23)	192
Figura 118.- Velocidade do fluxo de <i>debris flow</i> na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 24)	193

Figura 119.- Seção 300 – Rio Santo Antônio	196
Figura 120.- Seção 290 – Rio Santo Antônio	196
Figura 121.- Seção 280 – Rio Santo Antônio	196
Figura 122.- Seção 270 – Rio Santo Antônio	197
Figura 123.- Seção 260 – Rio Santo Antônio	197
Figura 124.- Seção 250 – Rio Santo Antônio	197
Figura 125.- Seção 240 – Rio Santo Antônio	198
Figura 126.- Seção 230 – Rio Santo Antônio	198
Figura 127.- Seção 220 – Rio Santo Antônio	198
Figura 128.- Seção 210 – Rio Santo Antônio	199
Figura 129.- Seção 200 – Rio Santo Antônio	199
Figura 130.- Seção 190 – Rio Santo Antônio	199
Figura 131.- Seção 180 – Rio Santo Antônio	200
Figura 132.- Seção 170 – Rio Santo Antônio	200
Figura 133.- Seção 160 – Rio Santo Antônio	200
Figura 134.- Seção 150 – Rio Santo Antônio	201
Figura 135.- Seção 140 – Rio Santo Antônio	201
Figura 136.- Seção 130 – Rio Santo Antônio	201
Figura 137.- Seção 120 – Rio Santo Antônio	202
Figura 138.- Seção 110 – Rio Santo Antônio	202
Figura 139.- Seção 100 – Rio Santo Antônio	202

Figura 140.- Seção 90 – Rio Santo Antônio	203
Figura 141.- Seção 80 – Rio Santo Antônio	203
Figura 142.- Seção 70 – Rio Santo Antônio	203
Figura 143.- Seção 60 – Rio Santo Antônio	204
Figura 144.- Seção 50 – Rio Santo Antônio	204
Figura 145.- Seção 40 – Rio Santo Antônio	204
Figura 146.- Seção 30 – Rio Santo Antônio	205
Figura 147.- Seção 20 – Rio Santo Antônio	205
Figura 148.- Seção 10 – Rio Santo Antônio	205

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.- Resposta do <i>debris flow</i> em função da inclinação das vertentes para uma sub-bacia média da Serra do Mar	12
Tabela 2.- Obras de mitigação à ação dos <i>debris flows</i> (modificado de CRUZ <i>et al.</i> , 1999 <i>apud</i> GRAMANI, 2001).....	36
Tabela 3.- Precipitação durante os dias 17, 18 e 19 de fevereiro de 1967 no Rio de Janeiro / RJ (adaptado de BARATA 1969 <i>apud</i> GRAMANI 2001)	44
Tabela 4.- Registros de <i>debris flows</i> na região de Cubatão (modificado de Massad <i>et al.</i> , 2002)	48
Tabela 5.- Características dos <i>debris flows</i> do ano de 1996 das bacias do Rio Quitite e do Rio Papagaio (modificado de Vieira <i>et al.</i> 1997)	51
Tabela 6.- Fatores multiplicativos para a transformação empírica de valores de precipitação diário para menores intervalos de tempo (modificado de TORRICO, 1974)	71
Tabela 7.- Parâmetro CN em função da cobertura vegetal e do tipo de solo (Condição II de umidade) (TUCCI, 1995)	74
Tabela 8.- Conversão de curvas CN para diferentes condições de umidade (TUCCI, 1995)	75
Tabela 9.- Parâmetro de resistência ao fluxo viscoso (WOOLHISER, 1975)	82
Tabela 10.- Parâmetros reológicos de diferentes fluxos (FLO-2D SOFTWARE INC., 2010)	84
Tabela 11.- Precipitação diária (24 horas) observada em três pontos distintos da Bacia do Rio Santo Antônio na semana precedente ao desastre de 18 de março de 1967	87
Tabela 12.- Precipitação horária antes / durante a catástrofe de 18 de março de 1967	88

Tabela 13.- Parâmetros geológicos da bacia	96
Tabela 14.- Espessuras de material coluvial, material de decomposição de rocha e material pouco decomposto nas escarpas da Bacia do Rio Santo Antônio (CRUZ, 1974)	97
Tabela 15.- Hidrograma de cheia para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio para o intervalo de tempo de interesse	103
Tabela 16.- <i>Debris</i> grama para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio	106
Tabela 17.- Comparativo entre grandezas de precipitação para os eventos de Caraguatatuba em 1967 e Nova Friburgo 2011	125
Tabela 18.- Volume de material mobilizado para o evento de 18 de março de 1967 em Caraguatatuba.....	126
Tabela 19.- Volume de sólidos + água mobilizado para o evento de 18 de março de 1967 em Caraguatatuba.....	127
Tabela 20.- Viscosidade dinâmica do fluxo hiperconcentrado – FLO-2D x BAGNOLD, 1954	130
Tabela 21.- Velocidades estimadas para o <i>debris flow</i> ($S=16,59^\circ$)	131
Tabela 22.- Velocidades estimadas para o <i>debris flow</i> ($S=5^\circ$)	131
Tabela 23.- Velocidades máximas no canal.....	194
Tabela 24.- Declividades e altitudes – Córrego Quinhentos Réis	206
Tabela 25.- Declividades e altitudes – Rio Mantegueira	207
Tabela 26.- Declividades e altitudes – Rio do Ouro	208

LISTA DE SÍMBOLOS, VARIÁVEIS E ABREVIATURAS

A_I – área de impacto (m^2);

A_C – área do cone de dejeção dos *debris flows* (m^2);

A_e – área percentual deslizada da bacia hidrográfica (adim.);

A_T – área total da bacia (km^2);

b – largura do canal (m);

c_{*0} – concentração máxima do material em questão (adim.);

CN – Curve Number;

C_V – concentração volumétrica de sólidos do *debris flow* (adim.);

d_{50} – diâmetro médio dos grãos (m);

D – diâmetro dos materiais (unidade variável);

d – espessura média dos escorregamentos (m);

f – relação de esforço cortante (adim.);

F – força de impacto (kN);

$FEMA$ – Federal Emergency Management Agency;

g – aceleração da gravidade (m/s^2);

h – altura do fluxo (m);

H – diferença de altura total de altitude percorrida pelos *debris flows* (m);

HEC – Hydrologic Engineering Center;

i – intensidade líquida de precipitação (m/s);

I – limite inferior da precipitação acumulada de deflagração (mm);

I_1 – intensidade de precipitação média da hora que precede o *debris flow* (mm/h);

I'_1 – intensidade da precipitação deflagradora (mm/h);

$i_{16}(t)$ – função da precipitação horária do dia 16 de janeiro de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

$i_{17}(t)$ – função da precipitação horária do dia 17 de janeiro de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

$i_{antes}(t)$ – função da precipitação horária das 17 horas precedentes ao ápice de precipitação, que ocorreu à hora 11 do dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

$i_{depois}(t)$ – função da precipitação horária das 12 horas posteriores ao ápice de

precipitação, que ocorreu à hora 11 do dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

$i_{diária}$ – 319,08mm para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio em Caraguatatuba;

$i_{pico,horária}$ – precipitação horária de pico, na hora 11 do dia 18, ou hora 59 do evento (mm/h);

K – parâmetro de resistência ao fluxo (adim.);

l – comprimento para mistura (m);

L – distância horizontal total percorrida pelo *debris flow* (m);

n – número de Manning (adim.);

n_t – número de Manning para escoamentos hiperconcentrados turbulentos (adim.);

Q – volume total mobilizado do *debris flow* (m³);

Q_0 – vazão de enchente no canal de saída da bacia (seção crítica) com período de retorno de 100 anos (m³/s);

Q_S – volume de sólidos mobilizado do *debris flow* (m³);

Q_{S1} – volume de sólidos do *debris flow* com origem nas encostas (m³);

Q_{S2} – volume de sólidos do *debris flow* com origem nos leitos das drenagens (m³);

Q_{S3} – volume de sólidos do *debris flow* com origem às margens das drenagens (m³);

q_T – vazão de pico (m³/s);

R – comprimento longitudinal do depósito (m);

s – coesão do solo (Pa);

S – declividade do canal (m/m);

S_o – inclinação média do leito no ponto em questão (adim.);

SCS – Soil Conservation Service;

S_f – componente do fator de resistência ao movimento (adim.);

t – tempo (unidade variável);

V – velocidade do fluxo (m/s);

x – um dos oito eixos de referência de cada célula;

α – coeficiente de impacto (varia de 1 – fluxo turbulento a 2 – fluxo laminar, adim.);

$\alpha_1, \beta_1, \alpha_2$ e β_2 – parâmetros reológicos empíricos;

β_V – ângulo de atrito médio posterior à seção crítica do canal (°);

γ – peso específico dos *debris flows* (kN/m³);

- γ_0 – peso específico do fluido da fase líquida do *debris flow* (kN/m³);
 γ_f – peso específico (N/m³);
 δ – peso específico das partículas sólidas (~26,5 kN/m³);
 η – porosidade média do material dos *debris flow* (adim.);
 θ – declividade do canal (°);
 λ – concentração linear de Bagnold (adim.);
 μ_{fluido} – viscosidade dinâmica do fluido (Pa.s);
 μ_{mix} – viscosidade dinâmica da mistura (unidade variável);
 ρ_s – massa específica dos grãos (unidade variável);
 ρ_w – massa específica da parcela líquida (g/cm³);
 ρ_f – massa específica aparente da mistura (kg/m³);
 σ' – tensão efetiva (Pa);
 τ_{MV} – tensão cisalhante no regime macroviscoso (Pa);
 τ_{TR} – tensão cisalhante no regime de transição (Pa.s);
 τ_{TU} – tensão cisalhante no regime turbulento (Pa);
 τ_y – tensão de cisalhamento (unidade variável);
 φ – ângulo de atrito (°);
 $\frac{\partial u}{\partial z}$ – gradiente de velocidade perpendicular à direção de cisalhamento (1/s).

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, as mudanças no clima global e regional e seus efeitos têm sido a causa de grande preocupação por parte da população e, principalmente, do poder público. O aumento da intensidade e frequência de ocorrência de diferentes fenômenos naturais extremos, tais como inundações, secas, ondas de calor e tempestades severas demanda a atenção de pesquisadores das mais diversas áreas.

A região do Litoral Norte do Estado de São Paulo (Figura 1), composta pelos Municípios de Caraguatatuba, São Sebastião, Ilhabela e Ubatuba apresenta-se como uma área de alto risco a desastres naturais, causadas por eventos extremos de chuvas. O risco de vítimas humanas e danos materiais, associados a tais desastres na região, é muito maior nos dias de hoje, devido ao crescimento demográfico ocorrido nas últimas quatro décadas e ao estabelecimento de grandes empreendimentos industriais, como os do setor petrolífero, com reduzidos e, muitas vezes inexistentes, sistemas de defesa.

Essa Dissertação visa definir os reais impactos do fenômeno de *debris flow* ou corrida de detritos, produzido por precipitações intensas, fundamentando-se no evento extremo ocorrido em março de 1967, na Bacia do Rio Santo Antônio, no Município de Caraguatatuba, Litoral Norte do Estado de São Paulo, Brasil (Figura 1). Esta bacia se situa na região central de Caraguatatuba, com a maior densidade demográfica do município. Considerando tais fatores, a região necessita de pesquisas detalhadas que possibilitarão a elaboração de planos diretores mais eficazes, melhores diretrizes para a tomada de decisões, planos de contingência, ocupação do território e dados de entrada para o dimensionamento de estruturas mitigadoras e remediadoras. Para alcançar os resultados da análise, foi definido o modelo do terreno a partir da coleta de informações topográficas, geográficas, hidrográficas e de uso e ocupação do território. A simulação de um evento similar ao ocorrido no dia 18 de março de 1967 é a metodologia base para se obter essas valiosas informações de vulnerabilidade a eventos extremos para a bacia.

Diante das necessidades de estudos hidrogeológicos mais aprofundados nessa região, surgiu essa pesquisa, que está inserida em uma rede de pesquisa acadêmica, financiada pela CAPES (Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de

Nível Superior) denominada Rede Litoral¹, conforme (ITA, 2009), da qual faz parte a USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, além da participação internacional do Politecnico di Torino/Itália.

¹ Título do projeto: Mudanças Climáticas Globais e impactos na zona costeira: modelos, indicadores, obras civis e fatores de mitigação/adaptação – REDELITORAL NORTE SP (CAPES - Edital Ciências do Mar 09/2009).

Figura 1.- Municípios do Litoral Norte do Estado de São Paulo (Brasil) e destacada a Bacia do Rio Santo Antônio (adaptado de IPT, 2001)

2 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVAS

A Dissertação apresentada está inserida em uma área da Engenharia Civil, com interface entre a Hidráulica Fluvial (fluxos hiperconcentrados) e a Geotecnia (estabilidade de taludes).

A relevância desse fenômeno é muito grande quando a área atingida pelo *debris flow* possui ocupação humana. Nos casos ocorridos em áreas sem ocupação, pode ser considerado apenas como mais um dos diversos mecanismos naturais de intemperismo e transporte de materiais sólidos. Conceitualmente a magnitude do risco é dependente de três variáveis: probabilidade de ocorrência, valores envolvidos (tangíveis e intangíveis) e defesas contra o evento extremo. Ressalta-se o crescente valor agregado das infraestruturas e investimentos no Município de Caraguatatuba e, em contrapartida, a fragilidade das defesas contra desastres naturais.

A fim de ilustrar a dimensão do fenômeno simulado, são apresentadas, a seguir, algumas informações sobre o evento extremo ocorrido em 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, com base nas informações coligidas em Cruz (1974):

- 436 mortes registradas oficialmente, 400 casas destruídas, 3.000 desabrigados numa população total de 15.000 habitantes;
- Foram formados depósitos de 4 m a 5 m de altura no Rio Santo Antônio com a deposição de blocos pesando entre 30 t e 100 t;
- Alargamento do Rio Santo Antônio: de 10 m a 20 m para 60 m a 80 m;
- Tempo de 30 a 40 minutos para o material descer em alguns locais;
- Numa região com pluviosidade média anual entre 1.750 mm a 2.000 mm, cujos maiores índices de pluviosidade se encontram nas bordas do planalto, choveu quase todo dia no verão de 1967, sendo 541,2 mm (20 dias de chuva) em janeiro e 268,6 mm (14 dias) em fevereiro e todos os dias em março, até o dia da catástrofe, culminando em 115 mm no dia 17 e 420 mm no dia 18;

- Estimativa de 7,56 milhões de toneladas de material movimentado (FÚLFARO, *et al.*, 1976);
- Chovia continuamente desde o dia 16 (de março de 1967), aumentando de intensidade a partir das 18 horas do dia 17. As barreiras começaram a ceder nas primeiras horas da manhã do dia 18, e às 13 horas mobilizou-se a totalidade da avalanche.

As Figura 2, a Figura 3 e a Figura 4 ilustram a magnitude da catástrofe de 1967:

Figura 2.- Escarpas da Serra do Mar com as marcas da remoção de material pelo *debris flow* ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 3.- Rochas mobilizadas pelo *debris flow* ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 4.- Visão da Santa Casa de Misericórdia com grande quantidade de material vegetal mobilizado pelo *debris flow* ocorrido em 18 de março de 1967 em Caraguatatuba, Brasil (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

3 OBJETIVOS

A Dissertação tem o intuito principal de definir os reais impactos sobre o Município de Caraguatatuba que um fenômeno pluviométrico muito intenso, associado à ocorrência de um *debris flows* na Bacia do Rio Santo Antônio, provocaria na região, que abriga o centro do município e por conseguinte a sua maior densidade demográfica. Os resultados poderão ser utilizados de diversas maneiras, a fim de evitar maiores perdas causadas por eventos de semelhante magnitude que venham a atingir o local.

Para ser atingido o objetivo principal do estudo, teve de ser inicialmente definido o modelo do terreno, a partir de informações topográficas, geográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas, hidrográficas e de uso e ocupação do território.

Obtida uma adequada modelação do terreno, foi buscada então a meta de simular o evento de 1967, porém com a configuração atual do local, resultando em informações valiosas sobre os potenciais danos socioeconômicos e áreas sujeitas à devastação. É visada também a definição de uma metodologia que possa ser empregada em qualquer outra região semelhante.

Portanto, objetivos intermediários foram a definição do hidrograma de entrada, com o uso das chuvas de projeto e do modelo digital do terreno, além da transformação deste em um *debrisgrama*, por meio de parâmetros reológicos e geotécnicos do solo local e retroanálises. Finalmente, a partir dos resultados finais da análise, propor sugestões conceituais de medidas estruturais de soluções de Engenharia para mitigar os impactos dos *debris flows* na região.

4 ÂMBITO

A região do Litoral Norte do Estado de São Paulo situa-se em uma área com intensas atividades meteorológica. A Serra do Mar atua como barreira aos fluxos atmosféricos provenientes do oceano e sua presença dota a região de uma complexa configuração no que se refere à pluviometria, como já foi notado por Conti (1975), tendo o efeito orográfico enorme participação nessa dinâmica.

As características climáticas, aliadas a uma forte declividade do relevo, à pequena extensão da planície costeira, às formas das bacias dos principais rios e à dinâmica oceânica, proporcionam à região uma enorme fragilidade, agravada pela ocupação irracional e à construção de inúmeras rodovias, com a presença de áreas irregularmente ocupadas e obras mal dimensionadas, ou realizadas sobre áreas suscetíveis a episódios extremos.

O âmbito da pesquisa é o do risco hidrogeológico da Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba. O evento pluviométrico escolhido foi o da catástrofe ocorrida em março de 1967, que foi o de maior gravidade já registrado na região. Na época, os impactos já foram enormes, perante a situação de ocupação em que a região se encontrava (15.000 habitantes). Nos dias de hoje a preocupação é ainda maior, já que o número de pessoas que habita a zona de potencial impacto é muito maior, em torno de 100.000 habitantes (PREFEITURA MUNICIPAL DE CARAGUATATUBA, 2012), assim como incorreria em enormes prejuízos financeiros decorrentes da destruição da infraestrutura instalada no local.

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

5.1 O Fenômeno dos *Debris Flows*

5.1.1 Definição

Os eventos do tipo *debris flow*, ou corridas de detritos são essencialmente fluxos saturados de materiais residuais e coluvionares de encostas, dispostos originalmente em camadas sobre materiais mais resistentes como a rocha sã.

Tais correntes de solo, água, rochas soltas e material de recobrimento vegetal são causadas essencialmente por precipitações intensas em áreas de encosta com inclinação suficiente para desencadear o fenômeno. Além do material mineral, grande quantidade de material vegetal pode ser mobilizada pelo fenômeno.

Após a mobilização, o evento se desenvolve preferencialmente pelos cursos de drenagem em duas fases distintas, a líquida e a sólida, se caracterizando por possuir uma dinâmica híbrida, regida tanto pelas leis da mecânica dos solos, como da mecânica dos fluidos. As principais variáveis para a definição da dinâmica do fluxo são a granulometria e a concentração de material sólido carregada pelo fluxo de água.

A mistura de materiais desce a encosta em direção aos cursos d'água e daí segue até perder sua energia, geralmente formando grandes depósitos nas porções inferiores, mais planas da bacia.

A Figura 5 ilustra algumas feições gerais das corridas de detritos e seus respectivos depósitos.

Figura 5.- Principais feições apresentadas pelos *debris flows* (GRAMANI, 2001)

Para efeitos da caracterização conceitual do evento dos *debris flows*, este item foi dividido nas seguintes partes:

- Principais Conceitos;
- Caracterização Meteorológica;
- Caracterização Reológica;
- Caracterização Física;
- Desaceleração e Espalhamento do Cone de Dejeção.

5.1.2 Principais Conceitos

Para um determinado movimento de massa ser considerado um *debris flow*, seus detritos sólidos movimentados devem ser soltos e capazes de flutuar sobre a mistura água / partículas que as conduzem.

Um *debris flow* possui maior concentração de sólidos que um fluxo hidráulico hiperconcentrado e maior concentração de água que um deslizamento de terra ou avalanche de rochas. Geralmente sua movimentação é caracterizada por um fluxo líquido hiperconcentrado de comportamento visco-plástico turbulento misturado com partículas maiores.

Outro movimento de massa relacionado aos *debris flows* é o *mud flow*, no qual a parcela sólida da mistura aquosa é composta essencialmente de material particulado de diâmetro menor que o de pedregulho ($\varnothing < 2 \text{ mm}$), compondo um fluxo viscoso e menos “violento” no quesito velocidade de fluxo / energia de impacto que os *debris flow*. Sua movimentação apresenta essencialmente características de um fluxo laminar de um fluido visco-plástico.

Na literatura, são encontradas diversas classificações para os movimentos de massa baseadas tanto na concentração de sólidos, quanto no diâmetro das partículas, na velocidade média do fluxo, nas características da origem do material do fluxo e nas causas da mobilização.

Assim como outros movimentos de massa, os *debris flow* são divididos em três fases distintas: a ocorrência, o fluxo e a deposição.

Figura 6.- Principais fases de um *debris flow* (ROSSO e MAGNI, 2011)

As fases se diferenciam essencialmente devido à inclinação das vertentes em que ocorrem, sendo as áreas mais íngremes onde ocorre a retirada do material fonte e as mais planas onde o mesmo será depositado.

Van Dine (1985) estudou algumas inclinações de vertentes para as diferentes fases dos *debris flows* (Figura 8).

Figura 7.- Inclinações de vertentes para cada fase de um *debris flow* em função da área de drenagem da bacia (VAN DINE, D.F., 1985)

Cada sigla formada por um par de letras do gráfico apresentado na Figura 7 representa um caso estudado. Fundamentando-se na área de drenagem de diferentes sub-bacias, por meio da retroanálise de diversos fenômenos ocorrentes na Serra do Mar, foi elaborada a Tabela 1, caracterizando a resposta esperada para um determinado fluxo em função da declividade do trecho que percorre:

Tabela 1.- Resposta do *debris flow* em função da inclinação das vertentes para uma sub-bacia média da Serra do Mar

Inclinação (°)	Característica do <i>Debris Flow</i>
$\theta < 3^\circ$	Deposição
$3^\circ < \theta < 10^\circ$	Frente dos <i>debris flows</i> , deposição parcial
$10^\circ < \theta < 15^\circ$	Movimentação,
$\theta > 15^\circ$	Início, aceleração e movimentação

Um ponto importante para a determinação dos impactos dos *debris flows* é a seção onde o mesmo deixa de ser caracterizado preponderantemente pela movimentação e passa a se caracterizar por deposição. A esse ponto se dá o nome de seção crítica, onde as velocidades e vazões são maiores, e que servem de base para o dimensionamento e determinação de características da deposição do mesmo.

Um *debris flow* será produzido quando quantidade suficiente de água for fornecida a ponto de saturar os espaços vazios entre as partículas de solo e rocha, a ponto de iniciar a sua movimentação (TAKAHASHI, 1991).

Algumas condições são favoráveis para a ocorrência dos *debris flows*:

- Abundante fonte de partículas e detritos de solos e/ou rocha inconsolidados;
- Encostas íngremes;
- Fonte abundante de água atingindo os materiais suscetíveis a escorregamentos (chuvas, degelo, rompimento de tubulações / represamentos naturais ou artificiais);
- Vegetação esparsa.

As quatro condições acima parecem ser fundamentais para o desenvolvimento de *debris flows* (SAURET, 1987). Apesar disso, diversos casos são relatados com a ocorrência de corridas em encostas com baixas declividades ou com cobertura vegetal bastante densa. Abalos sísmicos e erupções vulcânicas também podem ser a origem da ignição.

De acordo com sua origem, os *debris flows* podem ser divididos em dois grandes grupos: origem primária e secundária (IPT, 1987).

A primeira categoria inclui os fluxos originados de escorregamentos (translacionais, rotacionais ou compostos) nas cabeceiras de drenagens primárias e secundárias.

Já a segunda, se trata de *debris flows* formados no próprio canal de drenagem a partir da ruptura de barragens naturais ou a partir da instabilização dos materiais depositados no leito dos rios, devido a passagem de grande quantidade de água.

Dada essas diferentes origens, podem-se descrever três dinâmicas mais comuns na ocorrência de *debris flows* em regiões serranas tropicais (GRAMANI, 2001):

- As partículas mobilizadas por meio de escorregamentos nas encostas atingem os canais de drenagem (primários e secundários, principalmente), na forma de um fluido viscoso; estando o material na calha fluvial, ocorre uma mistura deste com a água do escoamento superficial, mobilizando na maior parte dos casos, parte do material da drenagem (porção grosseira);
- Os materiais mobilizados por escorregamentos nas encostas atingem os canais de drenagem (de maneira lenta ou repentina) em quantidade suficiente para criar um barramento temporário, obstruindo o fluxo de água. Consequentemente, ocorre um represamento, seguido da formação de um lago a montante; por aumento de pressões de água e por instabilidade dos materiais ocorre a ruptura do barramento (*dam break*), muitas vezes violenta, gerando os *debris flows*, ou um dos pulsos do mesmo;
- Vazões elevadas podem ser geradas por chuvas muito intensas, elevando a lâmina d'água que escoar pelos canais de drenagem até um nível crítico em que se inicia a mobilização do material do leito (aluviões), depósitos coluvionares e até de solos residuais das margens.

Melo (2013), analisando amostras de solos escorregados da Região Serrana do Rio de Janeiro relativos ao evento extremo ocorrido em janeiro de 2011, concluiu que a evolução de um escorregamento translacional para um *debris* ou *mud flow* depende não só de sua umidade quando da ruptura, mas também de suas propriedades físicas (granulometria, limite de liquidez versus limite de plasticidade,

condição prévia de saturação). Logo, nem todo escorregamento saturado gera uma corrida de detritos.

5.1.3 Caracterização Meteorológica

As condicionantes meteorológicas para a elaboração de um modelo analítico de simulação de um *debris flow* culminam com a determinação do hidrograma de cheia da bacia a partir de um determinado hietograma de entrada e das características físicas da região de estudo.

Como já descrito anteriormente, a precipitação é a principal condicionante para a ocorrência e para a caracterização de um *debris flow*. Na região da Serra do Mar, diversos estudos foram realizados visando a relação entre a precipitação e a deflagração de movimentos de massas; dentre estes, os *debris flows*.

Wolle (1988) estudando os mecanismos de escorregamentos na Serra do Mar no Estado de São Paulo relata que as principais causas de deflagração dos escorregamentos em função da precipitação atuante, ocorre por meio dos seguintes mecanismos:

- Elevação do lençol freático e geração de forças de percolação;
- Preenchimento temporário de fendas, trincas e demais estruturas em solos e rochas com geração de pressões hidrostáticas;
- Formação de frentes de saturação sem a efetiva subida do nível d'água, diminuindo a sucção.

Também conclui que chuvas de no mínimo 180mm diários são suficientes para gerar deslizamentos, desde que nos dias anteriores tenham ocorrido chuvas regulares, resultando numa pré-saturação do solo.

Kanji *et al.* (1997) procuraram limitar alguns valores críticos de chuva para estimativas e previsões de novas ocorrências (Figura 8).

Figura 8.- Relação entre chuvas acumuladas (mm) x tempo (h) para a ignição de *debris flows* (modificado de KANJI et al. 1997 apud GRAMANI 2001)

A partir das informações coligidas, apresentaram a Equação (1) como limite inferior para as precipitações que podem deflagrar um fenômeno do tipo dos *debris flows* (KANJI et al. 1997 apud GRAMANI 2001).

$$I = 22,4 \cdot t^{0,41} \quad (1)$$

Onde:

I – limite inferior da precipitação acumulada de deflagração (mm);

t – duração total da precipitação (h).

Guidicini e Iwasa (1976) também estudaram a região, concluindo que índices de pluviosidade acima de 250 mm - 300 mm diários são capazes de desencadear movimentos de massa em praticamente qualquer circunstância e que valores diários da ordem de 20% da pluviosidade média anual também são condicionantes de grandes episódios de escorregamentos.

Tatizana *et al.* (1987) analisaram as correlações entre chuvas e escorregamentos para uma área piloto da Serra do Mar e concluíram que chuvas acumuladas a partir de quatro dias são muito efetivas para mobilizar movimentos de massa. O acúmulo de água nos vazios do solo, aumentando a pressão neutra e consequentemente, diminuindo a tensão efetiva, combinado a precipitações intensas e de curta duração, são determinantes na mobilização dos materiais depositados em encostas.

Massad (2002) propôs uma relação entre precipitação deflagradora dos *debris flows* e a área escorregada percentual de uma dada bacia:

$$A_e = \frac{C_v}{(1 - C_v)} \cdot \frac{I'_1}{d} \cdot \frac{\left(1 - \frac{Q_{S2} + Q_{S3}}{Q_{S1} + Q_{S2} + Q_{S3}}\right)}{(1 - \eta)} \quad (2)$$

Onde:

A_e – área percentual deslizada da bacia hidrográfica (adim.);

C_v – concentração volumétrica de sólidos do *debris flow* (adim.);

I'_1 – intensidade da precipitação deflagradora (m/h);

d – espessura média dos escorregamentos (m);

Q_{S1} – volume de sólidos do *debris flow* com origem nas encostas (m³);

Q_{S2} – volume de sólidos do *debris flow* com origem nos leitos das drenagens (m³);

Q_{S3} – volume de sólidos do *debris flow* com origem às margens das drenagens (m³);

η – porosidade média do material dos *debris flow* (adim.).

Essa relação se mostrou aderente à realidade para os casos da Refinaria Presidente Bernardes, em Cubatão no ano de 1994, e do rio Harihara, em Izumi – Japão no ano de 1997.

No mesmo trabalho, utilizou esta formulação para o caso de Caraguatatuba de 1967 na qual a Bacia do Rio Santo Antônio, analisada nessa Dissertação, se inclui. Infelizmente, devido à ausência de dados horários de chuva para o evento, não foi possível de se verificar sua aderência aos valores de precipitação horária do evento. No item 7, sua estimativa será comparada aos valores obtidos neste estudo de caso.

5.1.4 Caracterização Reológica

O mecanismo de transporte envolvido nos *debris flows* é complexo, pelo fato de não ser um fluxo único e exclusivamente formado por um líquido uniforme, e sim pela mistura de sólidos de menor granulometria (argilas e siltes) até grandes blocos de rocha, que chegam a alguns metros de diâmetro (SHOUCANG e SHENLIANG, 1985). Tal variedade de granulometria atua de forma distinta durante o fluxo, o que torna complexa a contabilização da contribuição de cada diâmetro de partícula no comportamento geral da massa.

Segundo Whipple (1992) os modelos reológicos visando a predição do comportamento dos *debris flows* requerem o conhecimento de alguns aspectos dos sedimentos: variação temporal da descarga, distribuição granulométrica, concentração e variação temporal nos parâmetros reológicos internos.

Whipple (1997) estudou o comportamento dos fluxos em canais desconfiados de fluidos do tipo Bingham, mostrando evidências de que fluidos ricos em lama-areia se comportam bem sob essa modelagem.

Uma extensa análise de ocorrência de avalanches de detritos foi desenvolvida por Bagnold (1954) e Takahashi (1991), contribuindo para a compreensão do fenômeno, porém ressaltam que a avalanche de detritos é composta por uma mistura de água / sedimento contendo quantidade suficiente de pedregulhos, rocha e materiais fragmentados, que afetam significativamente sua movimentação.

Segundo Pomés (1994), as frentes de detritos de um *debris flow* podem retardar o progresso do escoamento ou desviá-lo para outra direção. A interação entre partículas e fragmentos de rocha / vegetação é um mecanismo significativo de transferência de quantidade de movimento para a fronteira do escoamento. Logo, os escoamentos granulares constituem somente uma parcela do *debris flow*, na qual o intercâmbio da quantidade de movimento entre o núcleo do fluxo e sua fronteira acontece exclusivamente pela colisão entre partículas.

Segundo Massad *et al.* (1997), devido a essa complexidade, muitas das abordagens do problema são empíricas, baseadas nas observações diretas ou em experimentos laboratoriais. Até mesmo os modelos matemáticos, utilizados para prever seus mais importantes parâmetros, são formulados a partir de dados empíricos e dependem de algum tipo de calibração de campo ou laboratório para sua validação.

O'Brien e Julien (1985) concluem que as definições envolvidas nos escoamentos hiperconcentrados de sedimentos devem ser exploradas a fim de se explicitar o processo físico do movimento do fluido.

Para tal análise, é necessário ser introduzido o conceito de concentração linear definido por Bagnold (1954), doravante denominado λ :

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt[3]{(c_{*0}/C_V)} - 1} \quad (3)$$

Onde:

c_{*0} – concentração máxima do material em questão (adim.);

C_V – concentração de sólidos da mistura (adim.);

λ – concentração linear de Bagnold (adim.).

Logo, o λ da máxima concentração possível é igual a infinito.

Bagnold (1966) mediu essa concentração crítica em areias, obtendo $c_{*0}=0,644$ ($\lambda=\infty$), sendo que o limite além do qual verificou que as partículas estariam sempre em contato é $C_V=0,51$ ($\lambda=12,4$).

Bagnold (1954), a partir das diferentes propriedades das partículas, sua concentração e das características do fluido, dividiu os escoamentos de um *debris*

flow em alguns casos específicos, dadas as dificuldades em se gerar uma formulação universal consistente:

- Regime Quase Estático: quando a velocidade é muito pequena, a pressão dispersiva e outras tensões poderão ser também significativamente pequenas. Nesse caso, as partículas poderão estar em contato íntimo deslizando umas sobre outras ($0,56 > C_V > 0,51$; para areias, por exemplo).

Portanto, a tensão de cisalhamento nessa situação é dada pela formulação de Mohr-Coulomb:

$$\tau_{QE} = s + \sigma' \tan \varphi \quad (4)$$

Onde:

τ_{QE} – tensão cisalhante no regime quase estático (Pa);

s – coesão do solo (Pa);

σ' – tensão efetiva (Pa);

φ – ângulo de atrito ($^\circ$).

Assim, para que a tensão de cisalhamento supere a tensão efetiva dos grãos, (areia, por exemplo, onde a coesão é considerada nula), dentro da mistura saturada de água, a Equação (5) deve ser satisfeita (POMÉS, 1994):

$$\tan \theta > \frac{C_V \cdot (\rho_s - \rho_w)}{C_V \cdot (\rho_s - \rho_w) + \rho_w} \cdot \tan \varphi \quad (5)$$

Onde:

ρ_s – massa específica dos grãos (g/cm^3);

ρ_w – massa específica do fluido intersticial (g/cm^3);

θ – ângulo correspondente à declividade do canal ($^\circ$);

C_V – concentração de sólidos (adim.);

φ – ângulo de atrito interno do material granular constituinte da mistura ($^\circ$).

Substituindo-se as variáveis acima por: $\rho_s=2,65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_w=1,0 \text{ g/cm}^3$, $C_V=0,51$ e $\varphi=30^\circ$; obtém-se $\theta > 15^\circ$. Essa inclinação crítica se alinha perfeitamente com o concluído por Van Dine (1985) e resumido na Tabela 1. Isto significa que um regime quase estático pode ser unicamente atingido numa declividade muito alta, possivelmente muito próxima do início do movimento do *debris flow*;

- Regime de Escoamento Macroviscoso: é o caso onde as grandes partículas individuais estão em média sem contato umas com as outras dentro do fluido ($C_v = < 0,51$ ou $\lambda < 12,4$; para areias), dada a maior quantidade de líquido entre as mesmas. Aqui, a pressão no fluido entre as partículas é afetada pela movimentação dos mesmos, aumentando no sentido em que a partícula se movimenta e diminuindo no sentido de onde ela sai.

A tensão cisalhante, nesse caso, é a mesma para o fluido newtoniano, utilizando-se a viscosidade dinâmica aparente da mistura:

$$\tau_{MV} = \mu_{mix} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (6)$$

Onde:

τ_{MV} – tensão cisalhante no regime macroviscoso (Pa);

μ_{mix} – viscosidade dinâmica aparente da mistura (Pa.s);

$\frac{\partial u}{\partial z}$ – gradiente de velocidade perpendicular à direção de cisalhamento (1/s).

A viscosidade aparente da mistura é dada por Bagnold (1954):

$$\mu_{mix} = (1 + \lambda) \cdot (1 + 0,05 \cdot \lambda) \cdot \mu_{fluido} \quad (7)$$

Onde:

μ_{mix} – viscosidade dinâmica aparente da mistura (Pa.s);

μ_{fluido} – viscosidade dinâmica do fluido (Pa.s);

λ – concentração linear de Bagnold (adim.).

Assim, dado esse comportamento de líquido viscoso a baixas velocidades, que exige menos tensão de cisalhamento para se mobilizar, o fluxo nessa condição pode se mobilizar por declividades nas quais o regime quase estático não existiria;

- Regime Inercial dos Grãos (POMÉS, 1994) ou de Transição (BAGNOLD, 1954): quando a velocidade do escoamento é grande e o fluido intersticial não tem influência considerável na movimentação, a relação constitutiva do fluxo deverá ser determinada principalmente pela transferência da quantidade de movimento entre as partículas em colisão (POMÉS, 1994):

$$\tau_{TR} = f \cdot \rho_s \cdot D^2 \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (8)$$

Onde:

τ_{TR} – tensão cisalhante no regime de transição (Pa.s);

f – relação de esforço cortante (adim.);

ρ_s – massa específica dos grãos (kg/m³);

D – diâmetro da partícula (cm)

$\frac{\partial u}{\partial z}$ – gradiente de velocidade perpendicular à direção de cisalhamento (1/s).

A relação de esforço cortante pode ser determinada pela formulação empírica de Takahashi (1991):

$$f = a_i \cdot \sin(a_i \cdot \lambda^2), \text{ onde } a_i = \left(1 + \frac{1}{\lambda}\right) \cdot \tan \varphi \quad (9)$$

Onde:

f – relação de esforço cortante (adim.);

λ – concentração linear de Bagnold (adim.);

φ – ângulo de atrito interno do material granular constituinte da mistura (°).

- Regime em Escoamento Turbulento: ocorre no caso em que os esforços são oriundos preponderantemente pela colisão entre as partículas. Nesse caso, a tensão cisalhante se dá de acordo com a Equação (10) (TAKAHASHI, 1991):

$$\tau_{TU} = \rho_f \cdot l^2 \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (10)$$

Onde:

τ_{TU} – tensão cisalhante no regime turbulento (Pa);

ρ_f – massa específica aparente do fluido (kg/m³);

l – comprimento para mistura (m);

$\frac{\partial u}{\partial z}$ – gradiente de velocidade perpendicular à direção de cisalhamento (1/s).

Assim, num escoamento regido preponderantemente pela parcela turbulenta, o comprimento para mistura é maior que a distância livre entre as partículas, e a massa específica aparente do fluido será maior que a da água pura, devido à flutuação de sólidos. Esse regime costuma ocorrer quando a relação entre a altura do fluxo e o

diâmetro médio das partículas supera a faixa dos 20 ou 30 (ARAI e TAKAHASHI, 1986).

Uma expressão geral, deduzida a partir dos quatro casos específicos acima descritos, possui a forma apresentada na Equação (11) (adaptado de POMÉS, 1994):

$$\tau = s + \sigma' \tan \varphi + \mu_{mix} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} + f \cdot \rho_s \cdot D^2 \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \rho_f \cdot l^2 \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (11)$$

ou $\tau = \tau_{QE} + \tau_{MV} + \tau_{TR} + \tau_{TU}$

5.1.5 Caracterização Física

A estimativa de variáveis físicas relativas a um *debris flow* pode ser realizada por meio de uma série de correlações empíricas, elaboradas a partir da retroanálise de diversos eventos, por muitos pesquisadores. Gramani e Augusto Filho (2004) apontam que tais formulações, combinadas com um sistema de informação geográfica ou um modelo digital do terreno, fundamentam um ótimo método de previsão dos potenciais danos decorrentes de *debris flows*.

As principais grandezas físicas de um *debris flow*, necessárias para seu melhor entendimento e elaboração de obras de mitigação estão apresentadas a seguir:

5.1.5.1 Velocidade

Gramani (2001) verificou que muitas fórmulas têm sido propostas para a determinação da velocidade de um *debris flow*, visando preferencialmente a sua estimativa na porção frontal e na superfície do fluxo, dado que são os pontos onde se concentram a maioria dos problemas relativos ao impacto e alturas, que efetivamente afetam os obstáculos encontrados em sua trajetória.

A partir de alguns estudos de Costa (1984), Gramani (2001) efetuou validações de diversas formulações, a fim de verificar quais se aplicam melhor a diferentes faixas de velocidade. As Equações (12) e (13) apresentaram resultados satisfatórios para velocidades acima de 10m/s (KHERKHEULIDZE, 1967 *apud* GRAMANI, 2001) e (ZHANG *et al.*, 1985 *apud* GRAMANI, 2001):

$$V = 10,75 \cdot h^{0,55} \cdot S^{0,33} \quad (12)$$

$$V = 21 \cdot h^{0,48} \cdot S^{0,5} \quad (13)$$

Já as Equações (14) e (15) se encaixam melhor para faixas de velocidade entre 2 m/s e 4 m/s (KHERKHEULIDZE, 1975 *apud* GRAMANI, 2001) e (SRIBNI, 1966 *apud* GRAMANI, 2001):

$$V = 5,8 \cdot h^{0,55} \cdot S^{0,33} \quad (14)$$

$$V = 5,15 \cdot h^{0,67} \cdot S^{0,25} \quad (15)$$

Onde:

V – velocidade do fluxo (m/s);

h – altura do fluxo (m);

S – declividade do canal (m/m).

Quando houver mais informações do local, como o diâmetro médio dos sólidos transportados pelo fluxo e a vazão de período de retorno de 100 anos para a bacia, geralmente no caso de retroanálises, pode-se utilizar a formulação de Rickenmann (1991), a Equação (16), que considera mais variáveis e resulta em valores bastante aderentes à realidade (CRUZ e MASSAD, 1997):

$$V = 1,3 \cdot \text{sen}^{0,2}(\theta) \cdot \left(\frac{Q_0}{b}\right)^{0,6} \cdot \frac{g^{0,2}}{d_{50}^{0,4}} \quad (16)$$

Onde:

V – velocidade do fluxo (m/s);

θ – declividade do canal ($^\circ$);

g – aceleração da gravidade (m/s²);

d_{50} – diâmetro médio dos grãos (m);

Q_0 – vazão de enchente no canal de saída da bacia (seção crítica) com período de retorno de 100 anos (m³/s);

b – largura do canal (m).

Alguns exemplos da aplicação dessa formulação foram realizados por Cruz e Massad (1997). Assumindo valores de declividade do canal de 15 $^\circ$, vazão de período de retorno de 100 anos de 15 m³/s, largura da saída do canal de 15 m e diâmetro médio das partículas sólidas de 0,01 m, obtém-se uma velocidade de aproximadamente 10 m/s.

Segundo os próprios autores, os diâmetros médios das partículas sólidas não são parâmetros triviais de se determinar, assim como o valor da largura do canal, já que um pequeno córrego de 1 m de largura pode se tornar um rio de 30 m durante um evento do tipo *debris flow*.

O que se sabe é que, via de regra, as velocidades dos *debris flows* são bem maiores que as velocidades de fluxos exclusivos de água, para uma dada declividade.

5.1.5.2 Transporte de Blocos de Rocha / Vegetação

Um dos aspectos mais marcantes no desenvolvimento dos *debris flows* é a capacidade de carregar grandes blocos por longas distâncias (GRAMANI, 2001).

Takahashi (1991), a partir de análises em imagens de *debris flows*, nota que os corpos parecem flutuar na massa em movimento, fato que é atribuído ao efeito do empuxo e arraste promovido pelo fluido híbrido de parcelas sólidas e líquidas.

Hong *et al.* (1985) apresentaram uma fórmula simplificada para determinar quais diâmetros de blocos podem ser transportados por um *debris flow*, em função de sua velocidade:

$$D \leq 0,04 \cdot V^2 \quad (17)$$

Onde:

D – diâmetro máximo das rochas transportadas (m);

V – velocidade do fluxo (m/s).

Gramani (2001) estimou que essa relação se aplica bem para inclinações de canais da ordem de 15 °. A partir de análises na bibliografia existente, concluiu que para trechos mais íngremes, a mobilização de diâmetros maiores para uma mesma velocidade de fluxo é possível, de acordo com as Equações (18) e (19):

$$D \leq 0,08 \cdot V^2 \quad (18)$$

$$D \leq 0,12 \cdot V^2 \quad (19)$$

Onde:

D – diâmetro máximo das rochas transportadas (m);

V – velocidade do fluxo (m/s).

Seguindo-se os dados exemplificados no item 5.1.5.1, para uma velocidade de fluxo de *debris flow* de 10 m/s, em um canal de inclinação de 15 °, obtém-se um diâmetro máximo de material mobilizado de 4 m.

5.1.5.3 Densidade

Os *debris flows* apresentam altas densidades, bem maiores que enchentes com altas concentrações de sedimentos. A densidade de um *debris flow* varia de 14 kN/m³, nos casos de menor concentração de sólidos, a 25 kN/m³ nos casos com menor quantidade de água (CURRY, 1996 *apud* COSTA, 1984). Valores próximos a 20 kN/m³ são comuns (DAVIES et al, 1992).

5.1.5.4 Concentração e Distribuição de Sólidos

A concentração de sólidos em volume é um importante fator para a previsão do volume carreado em um *debris flow*. Se trata um parâmetro que raramente consegue ser determinado precisamente, dada as dificuldades de amostragem, diferentes locais de deposição, segregação e lavagem de finos na fase final do processo (GRAMANI, 2001).

As concentrações volumétricas relatadas na literatura de amostras de depósitos de *debris flows*, apontam que valores em torno de 25 % a 86 % são comuns, representando um conteúdo de água variando de 14 % a 75 % (modificado de COSTA, 1984).

Takahashi (1991) apresenta, na Equação (20), uma relação para a determinação da concentração volumétrica dos *debris flows*:

$$C_V = \gamma_0 \cdot \frac{tg\theta}{(\delta - \gamma_0) \cdot (tg\varphi - tg\theta)} \quad (20)$$

Onde:

C_V – concentração volumétrica (adim.);

γ_0 – peso específico do fluido da fase líquida do *debris flow* (kN/m³);

θ – declividade do canal (°);

δ – peso específico das partículas sólidas (~26,5 kN/m³);

φ – ângulo de atrito do material sólido (°).

Dando sequência à análise exemplificada no item 5.1.5.1, considerando a declividade do canal como 15 °, o valor do ângulo de atrito do material de 35 ° e o peso específico do fluido como 10 kN/m³, obtém-se uma concentração volumétrica de sólidos da ordem de 37,6 %.

Em relação à distribuição granulométrica, essencialmente ocorre a presença de uma matriz fina (argilas, siltes e areias) misturadas a materiais grosseiros (pedriscos, pedregulhos) com a presença ou não de blocos métricos (GRAMANI, 2001).

O conteúdo de material fino (diâmetro médio < 0,05 mm) é importante na determinação da reologia de um *debris flow*, pois influenciam diretamente na densidade do fluido intersticial às parcelas sólidas maiores, aumentando sua densidade e viscosidade, e por conseguinte, influenciando na resistência ao escoamento e pressão de dispersão das partículas.

O teor de argila para os *debris flows* é de maneira geral baixo, não ultrapassando 5 %. De acordo com Costa (1984), tal concentração dificilmente ultrapassa 20 %.

5.1.5.5 Forças / Pressões de Impacto

Os *debris flows* são capazes de exercer enormes forças de impacto sobre objetos localizados em seu caminho. Construções, muros, barramentos, árvores de grande porte, pontes e casas podem ser totalmente destruídas ou engolidas por fluxos (GRAMANI, 2001).

Watanabe e Ikeya (1981, *apud* CRUZ, MASSAD, 1997) estimam as forças de impacto de um *debris flow* a partir da Equação (21):

$$F = \alpha \cdot A_I \cdot \gamma \cdot \frac{V^2}{g} \quad (21)$$

Onde:

F – força de impacto (kN);

α – coeficiente de impacto (varia de 1 – fluxo turbulento a 2 – fluxo laminar, adim.);

A_I – área de impacto (m²);

γ – peso específico dos *debris flows* (kN/m³);

V – velocidade do fluxo (m/s);

g – aceleração da gravidade (m/s²).

Por exemplo, para um caso crítico: onde o fluxo seria 100% laminar ($\alpha=2$), o peso específico do *debris flow* de 15 kN/m³, adotando-se uma área unitária para a distribuição do esforço e a velocidade de fluxo como 10 m/s (item 5.1.5.1), é obtida uma força de impacto de aproximadamente 305,8 kN, ou uma pressão de impacto de 305,8 kPa.

De acordo com a Equação (21), verifica-se que o aumento da velocidade eleva a força de impacto ao quadrado, enquanto o peso específico afeta tal valor de maneira diretamente proporcional.

Nas porções mais planas e largas da bacia, onde ocorre a diminuição da velocidade do fluxo, é observada muitas vezes a permanência de diversas estruturas como casas, vegetação, pontes e demais edificações; em oposição à destruição normalmente observada próxima à garganta de saída dos *debris flows*, onde as velocidades são muito elevadas.

5.1.5.6 Vazão de Pico

Uma das grandezas físicas mais importantes para a caracterização de um *debris flow* é sua vazão total, pois a partir desta muitas medidas mitigadoras e avaliações de impacto podem ser estimadas.

Via de regra, as vazões medidas em *debris flows* são bem maiores que enchentes normais. Cruz e Massad (1997) concluem que a vazão de pico de um *debris flow* pode ser entre 10 e 20 vezes maiores, com um tempo de pico aproximadamente 30 a 60 vezes menor que a de uma enchente, para as mesmas condições de contorno geomorfológicas. Isso é causado pelo aumento do volume de material mobilizado devido à incorporação do material sólido proveniente dos escorregamentos e da erosão do fundo dos canais, além do aumento da velocidade do fluxo, que diminui o tempo de pico. A Figura 9 apresenta as ordens de grandeza entre um *debris*grama e um hidrograma genérico.

Figura 9.- Comparativo entre o *debris*grama e o hidrograma (MASSAD, CRUZ e KANJI, 1997)

Após retroanálises de casos de *debris flows* ocorridos no Japão e em Cubatão, na Serra do Mar paulista, Massad *et al.* (1997) propuseram a Equação (22) para a determinação da vazão de pico de um *debris flow*:

$$q_T = \frac{2}{(1 - C_V)} \cdot A_T \cdot I_1 \quad (22)$$

Onde:

q_T – vazão de pico (m^3/s);

C_V – concentração volumétrica de sólidos (adim.);

A_T – área total da bacia (km^2);

I_1 – intensidade de precipitação média da hora que precede o *debris flow* (mm/h).

Logo, para uma precipitação acumulada de $60 \text{ mm}/\text{h}$ na hora que precede o *debris flow*, numa bacia de área $2,64 \text{ km}^2$, como a Bacia do Rio das Pedras, em Cubatão (MASSAD *et al.* 1997), e uma concentração volumétrica de sólidos de $37,6 \%$ (conforme 5.1.5.4), obtém-se uma vazão de pico de $507,69 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.1.5.7 Volume de Material Mobilizado

O volume de material mobilizado, assim como a vazão, está intimamente ligado com o dimensionamento de obras de mitigação e da estimativa de área total afetada por um *debris flow*.

Takahashi (1991), a partir de dados coletados no Japão e Canadá, elaborou a Equação (23) para a determinação do volume de *debris flows* em função da vazão de pico dos mesmos. Massad (2002) ressalta que a equação apresenta uma grande dispersão, por influência de fatores como a forma do hidrograma, as condições do canal e outras características do fluxo.

$$Q = 500 \cdot q_T \quad (23)$$

Onde:

Q – volume total mobilizado do *debris flow* (m³);

q_T – vazão de pico (m³/s).

A partir da vazão de pico apresentada no item 5.1.5.6 de 507,69 m³/s; obtém-se um volume total mobilizado de 253.846 m³. Uma transformação simples para a conversão desse volume total em volume de sólidos mobilizado é apresentada por Takahashi (1991), na Equação (24):

$$Q_S = C_V \cdot Q \quad (24)$$

Onde:

Q_S – volume de sólidos mobilizado do *debris flow* (m³);

C_V – concentração volumétrica de sólidos (adim.);

Q – volume total mobilizado do *debris flow* (m³).

Assim, adotando-se o volume total obtido da aplicação da Equação (23), de 253.846 m³, a concentração de sólidos do item 5.1.5.4 de 37,6 %, obtém-se um volume de sólidos mobilizados de 95.446 m³.

5.1.5.8 Distância Percorrida

Uma característica muito marcante do fenômeno dos *debris flows* é a capacidade de atingir grandes distâncias a partir da área fonte dos sedimentos. De acordo com estudos do IPT (1987) a grande distância de percurso é explicada por

características de diminuição da resistência ao fluxo do material promovida pela adição de água aos sedimentos e configuração das drenagens das regiões de alta declividade das bacias que originam tais fenômenos.

Hsü (1975) e Hutchinson (1988) utilizam a razão H/L (H = altura total do deslocamento e L = distância percorrida pela massa) em relação ao volume de material sólido mobilizado por cada evento. A razão supracitada pode ser associada também ao ângulo de atrito do material deslocado. Plotando-se diferentes eventos refletidos sobre essas variáveis, são geradas curvas em formato de um “S”, denotando a tendência de diminuição de volume mobilizado conforme o aumento do fator H/L .

Kanji *et al.* (2000) executaram estudos a partir dessa relação para diversos tipos de movimentos de massa, incluindo os *debris flows*. Para estes, determinou uma curva limite superior com a inclusão de alguns casos brasileiros, dada pela Equação (25):

$$\frac{H}{L} = 1,87 \cdot Q^{-0,146} \quad (25)$$

Onde:

H – diferença de altura total de altitude percorrida pelos *debris flows* (m);

L – distância horizontal total percorrida pelo *debris flow* (m);

Q – volume total mobilizado (m^3).

Aplicando-se a Equação (25) para uma altura média de deslocamento considerada na Serra do Mar (~600 m), aliado ao volume total mobilizado de 157.150 m^3 obtido da aplicação da Equação (23), obtém-se um H/L de aproximadamente 0,326, ou seja, uma distância total percorrida de aproximadamente 1.840 m.

5.1.6 Desaceleração e Espalhamento do Cone de Dejeção

As porções das drenagens caracterizadas por áreas mais largas e com maior seção transversal são consideradas pontos de desaceleração dos *debris flows* (Hong *et al.* 1985). As principais causas dessa perda de velocidade e consequente deposição são:

- O espraçamento lateral, que causa a diminuição da espessura do fluxo e consequente queda de velocidade até a cessação do movimento;

- O escape dos fluidos intersticiais aos sedimentos maiores, que implica no aumento do atrito interno à mistura, elevando sua resistência ao escoamento.

Relações empíricas, obtidas a partir da retroanálise de diversos casos de *debris flows*, foram estabelecidas a fim de prever como se comporta a deposição em função de algumas variáveis do terreno e do fluxo no trecho anterior à seção crítica.

Vale ressaltar que a configuração do cone de dejeção depende em grande parte das condições de relevo da área mais plana da bacia, que não pode ser corretamente inferido a partir da inclinação média da mesma.

5.1.6.1 Ângulos de Deposição

Ikeya (1976 *apud* ROSSO e MAGNI 2011) propõe que a deposição ocorra a partir das condições apresentadas na Figura 10.

Figura 10.- Relações entre ângulo médio anterior (θ) e posterior (β_V) à seção crítica para a deposição de um *debris flow*, por Ikeya 1976 (*apud* ROSSO e MAGNI 2011)

- Para inclinações β_V menores que 10° a deposição ocorrerá quando a relação de declividades θ/β_V for maior que 2 ou o alargamento de seção de jusante for de 3 a 4 vezes a largura na seção crítica;
- Para inclinações β_V maiores que 10° a deposição ocorrerá quando a relação de declividades θ/β_V for maior que 4 ou o alargamento de seção de jusante for de 5 a 6 vezes a largura na seção crítica.

5.1.6.2 Comprimento Longitudinal do Cone de Dejeção

A diferença entre o comprimento longitudinal dos depósitos (R) e o comprimento total do *debris flow* (L) ocorre porque a primeira é medida a partir da

seção crítica e o fim do fluxo e a última é medida entre o início da movimentação e o fim da mesma, conforme mostrado na Figura 11.

Figura 11.- Diferença entre comprimento longitudinal dos depósitos (R) e o comprimento total do *debris flow* (L) (ROSSO e MAGNI, 2011)

Suwa e Okuda (1983), com base na análise de 14 *debris flows* ocorridos no Japão, estimaram o valor do comprimento longitudinal dos depósitos a partir da Equação (26).

$$R = \frac{\left[\cos(\theta - \beta_V) \cdot V \cdot \left(1 + \frac{g \cdot h}{2 \cdot V^2} \cdot \cos(\theta) \right) \right]^2}{g \cdot 1,12 \cdot \text{tg}(\beta_V) \cdot \cos(\beta_V) - g \cdot \text{sen}(\beta_V)} \quad (26)$$

Onde:

R – comprimento longitudinal do depósito (m);

θ – inclinação do canal anterior à seção crítica ($^\circ$);

β_V – inclinação da área de deposição dos *debris flow* ($^\circ$);

V – velocidade do fluxo na seção crítica (m/s);

g – aceleração da gravidade (m/s²);

h – altura estimada do fluxo (m).

5.1.6.3 Largura do Cone de Dejeção

D'Agostino *et al.* (1996) efetuaram ensaios em planos inclináveis e concluíram que para um material granular, a largura do cone de dejeção se aproxima muito da ordem de grandeza de seu comprimento, criando um “leque” de formato praticamente semicircular a partir da seção crítica.

Ikeya (1981) comparou a largura do leque de dejeção com a largura da seção crítica, chegando a valores médios da ordem de 5 a 6 vezes de aumento, limitado a uma faixa de 10 vezes.

5.1.6.4 Área Total Afetada pela Deposição

Crosta *et al.* (2006), ao analisar 116 *debris flows* nos alpes italianos, estimou que a área afetada pela sua deposição tende a variar em função do volume mobilizado de acordo com a Equação (27):

$$A_C = 6,2 \cdot Q^{2/3} \quad (27)$$

Onde:

A_C – área do cone de dejeção dos *debris flows* (m²);

Q – volume total mobilizado (m³).

Nesta Dissertação, toda a configuração do cone de deposição será definida com a utilização de um programa de simulação de elementos finitos, o FLO-2D, que será apresentado no capítulo referente à metodologia.

5.2 Descrição de Soluções Remediadoras

O resultado mais importante para a avaliação do impacto de um *debris flow* numa determinada região é a extensão dos danos que este tem potencial de gerar. A partir destes, devem ser estudadas duas formas de evitar que danos materiais e humanos ocorram:

- Evitar que áreas consideradas como suscetíveis ao fenômeno dos *debris flows* sejam ocupadas, por meio de políticas de desocupação e ou planejamento do uso do solo, associadas a medidas fiscalizadoras;

- No caso de áreas onde a primeira opção não for possível, devido aos mais diversos fatores socioeconômicos, a opção mais sensata é a de se realizar obras de mitigação a fim de protegê-las dos impactos de prováveis eventos futuros.

A Tabela 2 compila obras de mitigação dos efeitos dos *debris flows*.

Tabela 2.- Obras de mitigação à ação dos *debris flows* (modificado de CRUZ *et al.*, 1999 *apud* GRAMANI, 2001)

Tipo de Obra	Função	Descrição
Barragens	Obras de retenção, quebra de energia e controle visando a redução das vazões de pico	Construídas em material rígido, devem possuir um vertedor que permita a passagem de uma vazão controlada, combinada com a passagem de sólidos de diâmetro controlado (barragens ou diques seletivos) para os canais, reservatórios, terreno natural ou drenagem a jusante. Devem ser capazes de suportar grandes impactos.
Reservatórios	Obras de armazenamento dos materiais transportados	Revestidos por material suficientemente coeso a fim de não sofrer a erosão do fluxo, além de que obrigatoriamente têm de possibilitar o aumento da largura do fluxo e conseqüente redução na sua velocidade, forçando assim sua deposição. A capacidade deve ser suficiente em relação ao volume estimado para os eventos a que destina proteger, e necessita de manutenção (retirada de material depositado) após a ocorrência de cada evento.
Canais	Obras de condução dos <i>debris flows</i> para áreas de deposição seguras	Construídos em materiais rígidos, atuam em conjunto com os reservatórios e barragens para conduzir o fluxo de maneira controlada entre essas estruturas ou até áreas onde o <i>debris flow</i> não causará estragos.
Estabilização de Encostas	Evitar o fornecimento de sólidos para os fluxos	Contenções de escorregamentos de encostas a partir da estabilização dos materiais de suas vertentes por diversos métodos. Em alguns casos, o reflorestamento de terrenos íngremes desprotegidos também é uma solução eficiente de estabilização.
Instrumentação	Sistemas de alerta e alarme	A instalação de sensores em seções conhecidas dos canais de drenagem, aliada à medição de precipitações de ignição por pluviógrafos e pluviômetros calibrados de acordo com valores pré-estabelecidos pode prevenir e estabelecer a evacuação de áreas antes que os <i>debris flows</i> as atinjam.

Segundo Kanji *et al.* (2001), as obras de mitigação devem seguir três tendências principais, sendo a aplicação de uma delas, ou uma composição das mesmas, variável para cada bacia hidrográfica em função de suas peculiaridades:

- Permitir que o *debris flow* percorra um caminho pré-determinado, a fim de evitar os cursos de drenagem naturais e a erosão do terreno, conduzindo-o diretamente para um reservatório de dimensões suficientes ou uma região natural na qual seus danos serão mínimos;
- Quebrar a energia e velocidade do fluxo por meio de uma série de barragens seletivas e diversas estruturas de dissipação;
- Reter os sólidos de um *debris flow* com a utilização de reservatórios de capacidade suficiente para o acúmulo destes e impedindo seu acúmulo a jusante.

De acordo com Rosso e Magni (2011), as obras podem ser distribuídas nas três principais zonas de divisão dos *debris flows*: a área de escorregamento / fornecimento de materiais, a área de movimentação e a área de deposição:

Como exemplos de medidas mitigadoras utilizáveis nas áreas de fornecimento de materiais para os escorregamentos, podem ser enunciadas:

- Reconstituição Vegetal: um fator essencial na proteção de encostas a fim de retardar as recorrências das corridas;
- CONTENÇÃO DE TALUDES: pode ser feito de diversas maneiras, como revestimento simples do terreno (Figura 12) com material mais rígido impermeável (betume, concreto projetado, cal) dotado de drenos do tipo barbacãs, até obras mais robustas como cortinas atirantadas, solo grampeado e terra armada;
- Drenagem Superficial: deve ser executada em conjunto com as demais obras supracitadas, atuando no controle do fluxo de água superficial e evitando grandes velocidades capazes de causar alta erosão e consequente fornecimento de materiais para os fluxos;

Figura 12.- Exemplo de intervenção na área de fornecimento de materiais dos *debris flows* (ROSSO e MAGNI, 2011)

Para a região de movimentação e deposição dos *debris flows*, as principais ações mitigadoras estão listadas a seguir:

- Canais: obras lineares com o intuito de direcionar o fluxo de maneira controlada para um determinado ponto (Figura 13), onde pode estar localizada alguma outra estrutura mitigadora, como um reservatório ou um dique;
- Barragens e Diques (Figura 14): no caso de *debris flows*, os diques utilizados devem ser do tipo “seletivos” (Figura 15), abertos parcialmente, o que possibilita que durante as cheias, água e sedimentos médios fluam de maneira controlada, promovendo sua autolimpeza, e consequentemente, aumentando o intervalo entre manutenções de rotina (PINTO, 1998);

- Reservatórios: utilizados para promover a deposição do fluxo em locais controlados, evitando que ocorra em áreas não previstas. Devem ser dimensionados de modo que o seu volume comporte o *debris flow* de projeto e precisam ser obrigatoriamente limpos / esvaziados quando houver acúmulo de detritos.

Figura 13.- Exemplo de intervenção na área de movimentação / deposição dos *debris flows* (ROSSO e MAGNI, 2011)

Figura 14.- Exemplo de intervenção na área de movimentação dos *debris flows* (ROSSO e MAGNI, 2011)

Figura 15.- Exemplo de intervenção na área de movimentação dos *debris flows* (ROSSO e MAGNI, 2011)

5.3 Histórico de *Debris Flows* na Serra do Mar

A Serra do Mar (Figura 16), por sua natureza geológica (processo de formação, constituição litológica e feições estruturais) e geomorfológica (localização geográfica, bacias em formato de anfiteatro com diferentes geometrias, perfis íngremes de canais e encostas, altura total elevada variando de 800 m a 1.200 m) é uma região de elevada potencialidade quanto à ocorrência de escorregamentos que podem levar à formação de *debris flows* (GRAMANI, 2001).

Figura 16.- Ecorregião da Serra do Mar (Fonte: Wikipedia)

As encostas mais íngremes, constituídas de rochas ígneas e metamórficas resistentes à erosão, de forma geral, fornecem menor quantidade de material para os fluxos por possuírem uma relativamente pequena espessura de mantos de alteração e maiores resistências aos processos de intemperismo.

Já nos pés de serra, usualmente são observados depósitos coluvionares de vários metros de espessura, provenientes de movimentações anteriores. Além desses, também são observados depósitos aluvionares mais recentes, originados do carreamento de sólidos das drenagens que cortam suas ravinas.

Além dessa configuração geológica, outra característica importante do ponto de vista da análise de eventos de *debris flows* na Serra do Mar, está a peculiaridade de ser a região mais chuvosa do país.

Os altos índices pluviométricos observados se dão pelo fenômeno da orografia, que consiste no barramento de massas de ar úmido provenientes do Oceano

Atlântico. Tais massas, ao colidirem e subirem, devido à elevada sucessão de montanhas em questão, se resfriam e têm sua umidade condensada, formando nuvens acumuladas e barradas na fronteira das escarpas. As intensas e constantes precipitações ocorrem, então, justamente nessas áreas mais íngremes das bacias hidrográficas da Serra do Mar.

A partir de uma análise histórica, verifica-se uma razoável quantidade de eventos de *debris flows*, além do que foi o alvo de estudo de caso desta Dissertação. A seguir estão apresentadas informações relevantes de alguns dos eventos que já ocorreram na região.

5.3.1 Serra das Araras / RJ (1967)

No mesmo ano do evento ocorrido em Caraguatatuba, causado por precipitações muito intensas, ocorreu uma movimentação de massa generalizada (Figura 17, Figura 18 e Figura 19) na região da Serra das Araras, no estado do Rio de Janeiro (nome local dado à Serra do Mar).

Figura 17.- Visão de encosta escorregada no Município do Rio de Janeiro em 1967 (DÉCOURT, 2010)

Figura 18.- Visão de encostas escorregadas na Serra das Araras / RJ em 1967 (PAIVA, 2011)

Figura 19.- Visão de encostas escorregadas na Serra das Araras / RJ em 1967 (PAIVA, 2011)

Segundo Costa Nunes (1969), a precipitação precedente ao evento apresenta duas características marcantes: grande volume total de precipitação dentro do espaço de um mesmo dia, e uma grande intensidade concentrada em um período muito pequeno.

Barata (1969 *apud* GRAMANI, 2001) verificou que em quatro estações pluviométricas do município do Rio de Janeiro, foram observadas precipitações muito elevadas nos dias 17, 18 e 19 de fevereiro de 1967.

Tabela 3.- Precipitação durante os dias 17, 18 e 19 de fevereiro de 1967 no Rio de Janeiro / RJ
(adaptado de BARATA 1969 *apud* GRAMANI 2001)

Dia	Estação	Precipitação
17 de fevereiro de 1967	Alto da Boa Vista	113,2
	Leblon	97
	Engenho de Dentro	60,3
	Laranjeiras	43
18 de fevereiro de 1967	Alto da Boa Vista	136
	Leblon	145
	Engenho de Dentro	120,8
	Laranjeiras	168
19 de fevereiro de 1967	Alto da Boa Vista	152
	Leblon	23,4
	Engenho de Dentro	197,8
	Laranjeiras	137,2
Acumulado 3 dias	Alto da Boa Vista	401,2
	Leblon	265,4
	Engenho de Dentro	378,9
	Laranjeiras	348,2

De acordo com Costa Nunes (1969), o material escorregado nesses eventos apresentou alta concentração de sólidos em massa, cerca de 60 %. Isso possibilita que transporte sólidos de grandes dimensões, como blocos e árvores de grande porte, devido ao maior peso específico do fluido intersticial.

Costa Nunes *et al.* (1979) estimam a morte de 1.700 pessoas durante o evento.

5.3.2 Serra do Tubarão / SC (1974)

No mês de março de 1974, foram deflagrados diversos movimentos de massa na Serra do Tubarão (nome local para a Serra do Mar) no estado de Santa Catarina. As precipitações registradas na região quando da ocorrência do evento, representada pelos Municípios de Urussanga e Laguna, estão resumidos a seguir (GRAMANI, 2001):

- Urussanga: 16 dias de chuva durante o mês de março, totalizando 742 mm, sendo 251,7 mm em 24 h (dia 25) e 393,2 mm acumulado em três dias (dias 23, 24 e 25);

- Laguna: altura total de precipitação no mês de março de 532,2 mm, sendo 240,2 mm em 24 h (dia 25) e 287,2 mm acumulado em três dias (dias 23, 24 e 25).

Figura 20.- Veículo soterrado na enchente de 1974 em Tubarão / SC (ESCANDIUZZI, 2008)

Figura 21.- Sedimentos da enchente de 1974 em Tubarão / SC (TAVARES, 2013)

Entre os Municípios de Tubarão e Orleães, a transformação de materiais desprendidos de encostas em *debris flows* se deu de maneira bastante efetiva, removendo boa parte da cobertura de solo e vegetação, além de mobilizar blocos de rocha e matacões, que foram responsáveis pela destruição (Figura 20 e Figura 21) de diversas casas e áreas agrícolas (GRAMANI, 2001).

5.3.3 Região de Petrópolis / RJ (1988)

Outro caso de mobilização generalizada de *debris flow* foram os ocorridos em Petrópolis, no mês de fevereiro de 1988. O movimento de massa que provocou maiores danos foi o do distrito de Morin (Figura 22 e Figura 23), deflagrado por intensas precipitações (145 mm / 24 h e 414 mm / 48 h).

Figura 22.- Caminho percorrido pelo *debris flow* de 1988 em Petrópolis / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)

Figura 23.- Caminho percorrido pelo *debris flow* de 1988 em Petrópolis / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)

O *debris flow* se originou devido à ocorrência de dois grandes escorregamentos translacionais de grande amplitude, que apresentaram superfície de ruptura bem definida. Ficou evidenciado no relevo que o cisalhamento ocorreu no contato entre o solo de alteração silto-arenoso local e a rocha sã, sendo essa camada com espessura média de 0,6 m (GRAMANI, 2001).

Nas encostas, bastante íngremes em suas porções superiores, foi observado o fluxo de água sobre a rocha exposta pela cicatriz, indicando a possibilidade de um fluxo de água subsuperficial paralelo ao terreno e a provável elevação do lençol freático.

Foram registradas 171 mortes, 1.100 edificações afetadas e 5.000 desabrigados (ROSSO e MAGNI, 2011).

5.3.4 Refinaria Presidente Bernardes de Cubatão / SP (1994)

O trecho da Serra do Mar próximo à área industrial de Cubatão (Figura 24) é objeto recorrente de estudos relativos a eventos do tipo *debris flow*, dada a sua importância econômica e alta suscetibilidade a eventos do tipo. Massad *et al.* (2004) compilaram dados de movimentos de massa da região, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4.- Registros de *debris flows* na região de Cubatão (modificado de Massad *et al.*, 2002)

Evento	Área da Bacia (km ²)	Desnível da Bacia (m)	Comprimento (km)	Precipitação Deflagradora (mm/h)	Volume de Sedimentos (m ³)
Rio Cachoeira (1976)	4,00	596	3,8	39	156.000
Braço Norte (1976)	1,60	314	3,0	39	62.000
Córrego das Pedras e Afluentes (1994)	2,64	650	2,4	60	150.000
Afluente Principal do Córrego das Pedras (1996)	0,80	650	1,6	18	16.000

O evento ocorrido no dia 6 de fevereiro de 1994 iniciou-se a partir de escorregamentos em número muito elevado, sendo a maioria destes concentrados no terço superior das encostas. As rupturas (Figura 25) surgiram principalmente no contato entre o solo residual e a rocha sã, porém alguns escorregamentos ao longo do “Caminho do Mar”, a estrada antiga de acesso entre a capital paulista e a Baixada Santista, envolveram o maciço rochoso fraturado. A relação entre a área escorregada e a área total da bacia chegou a quase 9 % (MASSAD, 2002).

Figura 24.- Imagem aérea anterior ao *debris flow* de 1994 em Cubatão / SP (ROSSO e MAGNI, 2011)

Figura 25.- Imagem aérea posterior ao *debris flow* de 1994 em Cubatão / SP (ROSSO e MAGNI, 2011)

Dados pluviométricos do IPT (1994) mostraram que a precipitação acumulada nas 24 horas anteriores ao evento foi de 214 mm, sendo que na hora anterior foi de 60 mm.

O material originado das rupturas alcançou uma alta energia nos canais de drenagem, incorporando materiais de seu leito e conseqüentemente aumentando de volume. A largura dos cursos d'água passou de poucos metros para 20 m a 40 m. O impacto dessa massa em movimento provocou a destruição de diversas estruturas mitigadoras já implantadas em seu curso (8 barragens de gabião de um total de 9).

Na área de deposição, tanques e ruas internas à refinaria foram invadidos por material fino e restos vegetais, causando a interrupção da produção. Estima-se um prejuízo, devido ao tempo de produção perdido, da ordem de US\$ 44 milhões, e um custo para a limpeza e manutenção da área atingida da ordem de US\$ 2 milhões. (MASSAD *et al.* 2007)

5.3.5 Bacias do Quitite e Papagaio / RJ (1996)

No mês de fevereiro de 1996, ocorreram deslizamentos de grande magnitude nas bacias do Rio Quitite e do Rio Papagaio, no Município do Rio de Janeiro / RJ. Tratam-se de bacias vizinhas e que, conseqüentemente, sofreram precipitações semelhantes. No entanto, um fato curioso se dá em relação à resposta que cada uma apresentou a esse mesmo carregamento pluviométrico.

Os *debris flows* na Bacia do Rio Quitite percorreram terrenos com gradientes inferiores a 6°, com distância total percorrida de 1,6 km e volume estimado de material transportado de 90.000 m³. O fluxo percorreu fundos de vales formados pelos principais cursos d'água, até a porção mais plana da bacia; onde puderam ser reconhecidos pontos de maior envolvimento de energia (modificado de Ceci *et al.* 1997).

Já na Bacia do Rio Papagaio, as rupturas se concentraram nas porções mais elevadas das encostas, na forma de escorregamentos localizados. O volume mobilizado de *debris flow* nessa bacia foi bem menor do que o observado na Bacia do Rio Quitite (~42.000 m³).

Vieira *et al.* (1997) analisaram dados da morfometria das bacias, notando que existe semelhança em suas formas e áreas total, no entanto a Bacia do Rio Quitite possui formato muito mais simétrico do que a do Papagaio, convergindo em um tempo de concentração muito menor para a primeira em relação à segunda bacia.

Tabela 5.- Características dos *debris flows* do ano de 1996 das bacias do Rio Quitite e do Rio Papagaio (modificado de Vieira *et al.* 1997)

Bacias	Desnível Total (m)	Área da Bacia (km ²)	Velocidade dos <i>debris flows</i> (m/s)	Volume de material transportado (m ³)	Formato da Bacia	Outros
Quitite	700	2,13	5,3	90.000	Simétrica	Ação antrópica, pedreiras
Papagaio	700	2,52	2,8	42.000	Assimétrica	Pequenas Fazendas

Macias *et al.* (1997) realizaram uma retroanálise reológica dos movimentos de massa relativos ao evento, obtendo velocidades de 5,30 m/s e 1,38 m/s para as bacias do Rio Quitite e do Rio Papagaio, respectivamente. Verificaram também um comportamento macroviscoso nos *debris flows* em questão, o que implica numa representativa influência da viscosidade no comportamento da movimentação do material.

5.3.6 Região Serrana / RJ (2011)

Um evento de enorme magnitude ocorreu na região serrana do Rio de Janeiro em Janeiro de 2011, afetando os Municípios de Nova Friburgo, Teresópolis, Petrópolis, São José do Vale do Rio Preto e Bom Jardim. As dimensões dos danos estão apresentadas a seguir (ROSSO e MAGNI, 2011):

- 947 mortes;
- 345 desaparecidos;
- 50.000 desabrigados;
- Custo estimado de R\$ 2 bilhões para a reconstrução.

Figura 26.- Encostas ocupadas com cicatrizes do *debris flow* de 2011 na Região Serrana / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)

A precipitação deflagradora se concentrou entre a noite do dia 11 de janeiro e a manhã do dia 12. Como exemplo do histograma de precipitação, medido na estação Ypu, no município de Nova Friburgo/RJ destaca-se a que durante o mês de janeiro, até o meio-dia do dia 11, choveu 106,4 mm. Até a meia-noite do dia 11 para o dia 12, precipitou-se mais 106,4 mm (um período de 12 h), enquanto o acumulado até as 12 h do dia 12 foi de 222,8 mm (um período de 24 h), com um pico de 61,8 mm à meia-noite. A média do mês para o município é de 227 mm, sendo que no ano em questão ultrapassou os 500 mm em alguns pontos (Estação Sítio Santa Paula, por exemplo).

Outras estações também registraram valores de mesma grandeza aos de Ypu:

- Sítio Santa Paula – 240 mm em 24 horas e 50 mm/h no pico;
- Olaria – 241,8 mm em 24 horas e 54,8 mm/h no pico;
- Nova Friburgo (centro) – 182 mm em 24 horas e 40 mm/h no pico.

O evento de janeiro de 2011 foi caracterizado principalmente pelo alto número de movimentos de massa (Figura 26 e Figura 27) disseminados em todos os

municípios da Região Serrana. Foi observado que a maior concentração de deslizamentos ocorreu na porção norte da crista da serra, devido à incidência das nuvens de chuva nesse sentido. Como principal feição destes, destaca-se o seu início no contato solo / rocha do topo superior das escarpas. Durante o escorregamento do manto residual, foi carreado também material coluvionar das partes menos íngremes do percurso, incorporando-o ao seu volume.

Relatos locais evidenciam que além, obviamente, da perda de sucção catalisada pela precipitação, alguns movimentos podem ter sido causados por microsismos gerados por trovões e pela movimentação de materiais próximos. (DOURADO, ARRAES e FERNANDES E SILVA, 2012).

Tiga (2013) efetuou um mapeamento dos deslizamentos causados pelo evento, detectando 7.268 movimentos de massa, totalizando uma área escorregada de 19,63 km² num total analisado de 1.217,67 km² (1,6 %). Além disso, estimou uma área média de escorregamentos de 62,7 m² com um volume de 29,4 m³ (espessura média de 0,47 m).

A partir dessas observações, obtém-se uma estimativa do volume total de material escorregado da ordem de $19,4 \text{ km}^2 \times 0,47 \text{ m} = 9.204.497 \text{ m}^3$.

Figura 27.- Áreas urbanas afetadas pelo *debris flow* de 2011 na Região Serrana / RJ (ROSSO e MAGNI, 2011)

5.4 Catástrofe de Março de 1967 em Caraguatatuba

5.4.1 Contextualização Geográfica e Evolução da Presença Humana

O Litoral Norte do Estado de São Paulo encontra-se numa estreita faixa de terreno de elevações relativamente baixas, muito próximas ao nível médio do mar, entre o Oceano Atlântico e a Serra do Mar. Essa última consiste de uma formação geológica de montanhas que se estende por cerca de 1.500 km ao longo da costa sudeste do Brasil.

O Município de Caraguatatuba, onde o estudo aqui apresentado se concentra, está localizado aproximadamente nas coordenadas 23°33'45" sul e 45°26'15" oeste, distante 182 km da capital, São Paulo, com uma área de 484 km², sendo cerca de 80% coberto pela Mata Atlântica nativa.

O clima é tropical, quente e úmido, apresentando uma taxa elevada de chuvas durante os meses de verão. Dentro do município se encontra também o Parque Estadual da Serra do Mar, uma área protegida de conservação da Mata Atlântica nativa.

A Bacia do Rio Santo Antônio, localizada no município em questão, possui superfície de 39,8 km². O Rio Santo Antônio, seu principal curso d'água, nasce na Serra do Mar e deságua no Oceano Atlântico percorrendo a região urbana de Caraguatatuba por cerca de 6 km e possui vários afluentes, como o rio do Ouro, o Mantegueira e o córrego Quinhentos Réis. O trecho mais a montante da bacia é caracterizado por encostas particularmente íngremes da Serra do Mar, enquanto o trecho a jusante tem como principais feições uma área muito plana e urbanizada.

O processo de ocupação da região costeira ocorreu principalmente devido à crescente demanda populacional, decorrente do crescente turismo e instalação de indústrias relacionadas ao petróleo, resultando em um ambiente em constante mudança (ocupação do solo, recursos hídricos, atmosfera, vegetação), causando uma considerável degradação da costa. Caraguatatuba, nos últimos anos, tem mostrado um processo de urbanização intenso, em ritmo desordenado, com construções sendo edificadas em áreas de encostas íngremes e na várzea inundável dos cursos d'água.

Essa configuração contribui com o aumento da probabilidade de prejuízos materiais e sociais relacionados a eventos climáticos extremos.

Assim como o restante do Litoral Norte paulista no início do século XX, a atividade econômica de Caraguatatuba era ínfima, girando basicamente em torno de um pequeno entreposto comercial, com população de cerca de 3.562 habitantes. A partir de 1927, foi iniciada uma mudança neste cenário, após a instalação da Fazenda dos Ingleses, cuja principal atividade consistia em cultivar bananas e laranjas exclusivamente para exportação para a Inglaterra através do porto no Rio Juqueriquerê, no próprio município.

Em 1938 iniciou-se a ligação rodoviária entre Caraguatatuba e as principais cidades da região. Nos anos 40, o turismo no Município começou a evoluir e então se iniciou um processo de rápido crescimento de sua população, que em 1967, o ano da grande catástrofe, era de cerca de 15.000 pessoas. Na década de 80 acentuou-se o ritmo de ocupação da região do Litoral Norte paulista. Já na década de 90, o número de domicílios e pessoas continuou a crescer, porém então, mais próximos a áreas de risco.

De acordo com o último censo realizado em 2010, a população chegou a 100.889 habitantes. Durante todo o verão, com a chegada do fluxo de população turística na região, este valor chega a triplicar.

A Figura 28 (ano de 1959), a Figura 29 (ano de 1973), a Figura 30 (ano de 1994), a Figura 31 (1997) e a Figura 32 (ano de 2012) ilustram a grande diferença na mancha urbana do município entre meados do século XX e os dias atuais.

Figura 28.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1959, com população aproximada de 9.697 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)

Figura 29.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1973, com população aproximada de 19.033 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)

Figura 30.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1994, com população aproximada de 60.960 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)

Figura 31.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 1997, com população aproximada de 69.565 habitantes (Fonte: Base Aerolevantamentos)

Figura 32.- Fotografia aérea do Município de Caraguatatuba em 2012, com população aproximada de 100.889 habitantes (GOOGLE BRASIL, 2012)

O desenvolvimento econômico do Município de Caraguatatuba, particularmente no comércio e no setor de serviços, decorrente desse aumento da população (tanto fixa quanto flutuante), acaba por atrair mais moradores. A taxa de aumento da população do município supera a média nacional, sendo a projeção de municípios para o ano de 2020 de aproximadamente 118.000 habitantes.

Esse aumento consistente na população culmina com o aumento da ocupação das áreas de risco, devido essencialmente à especulação imobiliária, que torna os custos de moradia muito altos na região plana e mais valorizada do município, que é muito menos suscetível a danos devido a fenômenos meteorológicos, em detrimento das mais suscetíveis áreas de encostas e várzeas de rio, assim como apresentado na Figura 33, na Figura 34 e na Figura 35.

Figura 33.- Zonas de baixo risco ambiental / alto custo imobiliário em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)

Figura 34.- Zonas de alto risco ambiental / baixo custo imobiliário em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)

Figura 35.- Zonas de alto risco ambiental / casas nas encostas em Caraguatatuba (WITISKI, 2012)

5.4.2 Catástrofe de 1967

O Município de Caraguatatuba, assim como outros municípios costeiros da região, possui características geoclimáticas que o tornam mais vulnerável aos fenômenos do tipo *debris flow*. As encostas íngremes da Serra do Mar possuem uma instabilidade natural característica, sendo sujeitas à ocorrência de diversos fenômenos envolvendo o movimento de massas, já que possuem um considerável número de trechos com altas inclinações, superiores a 40 %.

Somando-se à sua natural instabilidade, conforme já mencionado no item 5.3, verifica-se o fenômeno das intensas precipitações de origem orográfica, que por vezes pode ser intensificada por frentes frias e fenômenos meteorológicos. A vulnerabilidade da região aumenta drasticamente, especialmente quando a quantidade de chuva excede a capacidade de infiltração do solo, e este perde sua sucção (pressão negativa nos poros do solo originada pela existência de vácuo nos interstícios da mistura solo água em materiais não saturados) devido à saturação, sofrendo além disso, erosão devido ao excesso de escoamento superficial.

Desde o século XIX, foram registrados movimentos de massas associados às fortes chuvas na região. Entre os primeiros documentos destaca-se uma carta ao presidente da província de São Paulo, em 21 de fevereiro de 1859, do qual foi retirada a seguinte passagem: "...devido a tempestades repetidas com fortes chuvas, que há mais de um mês caem em toda a cidade, culminando no dia em 20 de janeiro, a vila de Caraguatatuba foi quase destruída...". Situação semelhante ocorreu nos anos de 1919 e 1944.

O evento climático ocorrido em 18 de março de 1967 ficou conhecido como "A catástrofe", caracterizado por uma grande quantidade de precipitação, que deu origem a uma série de deslizamentos de terra na Serra do Mar, seguido por uma maré meteorológica que causou a elevação do nível do mar.

A Figura 36 mostra a precipitação acumulada no mês de março de 1967 e a anomalia de precipitação no mesmo período.

Figura 36.- Precipitação acumulada e anomalia de precipitação – março de 1967

Na Figura 36, as áreas azuis representam as anomalias positivas de precipitação em comparação com a média mensal. Vale ressaltar que a região de Caraguatatuba, em ambos os mapas, atingiu a graduação máxima, tendo mais que 600mm acumulados e com anomalia de precipitação maior que 300mm; o que destaca tal período como um período de evento extremo.

Choveu quase todo dia no verão do episódio (CRUZ, 1974), sendo 541,2mm (20 dias de chuva) em janeiro e 268,6 mm (14 dias) em fevereiro e todos os dias em março até o dia da catástrofe, culminando em 115 mm no dia 17 e 420 mm no dia 18. Choveu sem parar a partir do dia 16 e aumentando de intensidade das 18 horas do dia 17.

Um dos movimentos de massa mais catastróficos do Brasil ocorreu durante este evento, houve deslizamentos generalizados nas encostas e a ocorrência de *debris flows* ao longo dos cursos de drenagem. Os escorregamentos mais significativos começaram a ocorrer nas primeiras horas do dia 18, sendo que a mobilização total do *debris flow* atingiu o pico por volta das 13 h do mesmo dia.

Na Figura 37 estão apresentadas as encostas do Vale do Rio Santo Antônio com destaque às principais áreas afetadas por deslizamentos de terra. Nela pode ser vista, em sua porção norte, que a área de em torno de seus afluentes foi claramente afetada por deslizamentos de terra.

Figura 37.- Distribuição dos escorregamentos na região de Caraguatatuba após o *debris flow* de março de 1967 (CRUZ, 1974)

A seguir estão elencados alguns dos resultados da série de eventos ocorridos nesse dia sobre a Bacia do Rio Santo Antônio:

- Foram observados cerca de 700 pontos de escorregamento;

Figura 38.- Pontos de escorregamento em Caraguatatuba, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 39.- Pontos de escorregamento em Caraguatatuba, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Cerca de 30.000 árvores foram carregadas das encostas em direção à parte plana, onde o município se estende;

Figura 40.- Árvores espalhadas pelo município, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 41.- Árvores espalhadas pelo município, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Ao longo do Rio Santo Antônio, formaram-se depósitos de 4 m a 5 m de altura, formados por blocos pesando entre 30 t e 100 t;

Figura 42.- Depósitos de rochas ao longo do Rio Santo Antônio, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Alargamento do Rio Santo Antônio: de sua largura normal entre 10 m e 20 m para 60 m a 80 m, sendo que o material fino proveniente das escarpas formou um delta e deixou o mar com cor amarelada por alguns meses;

Figura 43.- Alargamento do Rio Santo Antônio, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- 436 mortes registradas oficialmente (mas se estima um número muito superior), 400 casas destruídas, 3.000 desabrigados numa população total de 15.000 habitantes;

Figura 44.- Habitações destruídas, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 45.- Habitações destruídas, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Destruição da ponte sobre o Rio Santo Antônio;

Figura 46.- Ponte sobre o Rio Santo Antônio destruída, após *debris flow* de março de 1967
(Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Figura 47.- Ponte sobre o Rio Santo Antônio destruída e ponte provisória, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Estimativa de 7,56 milhões de toneladas de material movimentado (FÚLFARO, *et al.*, 1976)

Figura 48.- Material movimentado, após *debris flow* de março de 1967(Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

- Trechos da Rodovia dos Tamoios (SP-99, ligando São José dos Campos a Caraguatatuba) destruídos;

Figura 49.- Trechos da Rodovia dos Tamoios destruídos, após *debris flow* de março de 1967 (Fonte: Acervo do Arquivo Municipal de Caraguatatuba)

Fica evidenciado a partir desse evento, que as condições físicas e climáticas, aliadas à ação humana, ajudam a criar um ambiente de frágil estabilidade, principalmente nas áreas montanhosas e de várzeas de cursos d'água.

6 METODOLOGIA

De posse de dados suficientes para a modelagem do terreno e do evento de *debris flow* que ocorreu em Caraguatatuba no mês de março de 1967, foi realizada a sua aplicação no programa computacional FLO-2D (O'BRIEN, 1989). O modelo utilizado no programa pode simular o espalhamento de massas de água-sedimento sobre topografia e rugosidades complexas, observando princípios de conservação de massa e quantidade de movimento. Utiliza equações dinâmicas da hidráulica e um sistema de malhas finitas para prever a progressão do fluxo sobre um sistema em grade de elementos, representando topografia e construções.

Essa simulação foi realizada em colaboração com o Prof. Dr. Eng. Maurizio Rosso e o Engenheiro Luca Magni, do Politecnico di Torino (Itália).

6.1 Determinação do Hidrograma de Cheia

6.1.1 Hietograma

A metodologia utilizada para a obtenção do hietograma horário de projeto será fundamentada na metodologia do CETESB/DNOS (TORRICO, 1974), que permite a obtenção dos parâmetros da curva IDF, que é uma correlação entre as variáveis de intensidade, duração e frequência de precipitações de uma determinada região. Tais parâmetros são obtidos dos valores diários de precipitação, facilmente obtidos nas séries históricas disponíveis no local.

A transformação de tais valores para uma resolução horária foi efetuada a partir da adaptação do uso dos coeficientes de transformação do método, já apresentados na Tabela 6. Tais valores são válidos para o Estado de São Paulo, unidade da federação na qual o Município de Caraguatatuba se encontra.

Tabela 6.- Fatores multiplicativos para a transformação empírica de valores de precipitação diário para menores intervalos de tempo (modificado de TORRICO, 1974)

Relação	24h/1d	12h/24h	6h/12h	1h/6h	30m/1h	15m/30m	5m/15m
Fator de Correção	1,14	0,85	0,72	0,42	0,74	0,70	0,49

Para a transformação, por exemplo, da chuva de 1 dia obtida no pluviômetro para a chuva de 1 hora de duração, deve ser multiplicado o valor de 1 dia pelo fator

24 h / 1 d, o resultado dessa operação deve ser multiplicado pelo fator 12 h / 24 h, então pelo fator 6 h / 12 h e, por fim, pelo fator 1 h / 6 h.

A transformação de valores de acordo com o fator 24 h / 1 d é proposta devido a perdas eventuais na medição que um pluviômetro pode sofrer, causadas por diversos fatores, dentre eles a evaporação.

6.1.2 Avaliação do Parâmetro *CN* (*Curve Number*)

Um dos métodos de determinação do escoamento superficial que uma determinada bacia apresenta ao ser sujeita a uma determinada intensidade de precipitação, é o do *Soil Conservation Service* (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Nele, as características de permeabilidade e capacidade de absorção do solo são representadas por um único parâmetro adimensional, o *Curve Number* (CN). O método leva em conta o uso do solo e a condição de umidade anterior do mesmo para então determinar o coeficiente de escoamento superficial a partir de dados de pluviosidade.

Algumas considerações adotadas pelo método valem ser destacadas. Considera 4 tipos de solo, conforme segue:

- Grupo A: Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8 %, não deve haver topo rochoso, nem camadas argilosas e ou do mesmo material arenoso muito densificado até a profundidade de 1,5 m;
- Grupo B: Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15 %. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20 % graças à maior porosidade. Não deve ser verificado topo rochoso nem camadas argilosas até 1,5 m, são toleráveis camadas levemente mais densificada que a camada superficial ao longo de sua espessura;
- Grupo C: Solos areno argilosos, com teor total de argila de 20 % a 30 %, porém sem camadas predominantemente argilosas / impermeáveis, não deve conter ou contendo pedras até profundidades de 1,2 m. É tolerada a ocorrência até a cerca de 60 cm de profundidade, de camada mais

densificada que as do Grupo B, porém ainda longe das condições de impermeabilidade;

- Grupo D: Solos argilosos (30 % a 40 % de argila total) e ainda com camada mais compacta a até 50 cm de profundidade. Fazem parte deste grupo também, solos arenosos do Grupo B, mas com a presença de camadas argilosas quase impermeáveis ou horizonte rochoso.

Considera também 3 condições de umidade antecedente do solo, conforme segue:

- Condição I: solos secos, as chuvas nos últimos 5 dias não devem ter ultrapassar 15 mm;
- Condição II: situação média da época de cheias, as chuvas nos últimos 5 dias se estabelecem entre 15 mm e 40 mm;
- Condição III: solo úmido (próximo da saturação) - as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm, aliada a condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

A Tabela 7 apresenta os parâmetros CN para diferentes usos e tipos de solo na Condição II de umidade.

Tabela 7.- Parâmetro CN em função da cobertura vegetal e do tipo de solo (Condição II de umidade) (TUCCI, 1995)

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
Condições hidrológicas		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	condições boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	condições boas	61	73	81	84
Pasto:					
s/ curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	condições médias	49	69	79	84
	condições boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	condições médias	25	59	75	83
	condições boas	6	35	70	79
Campos					
condições boas		30	58	71	78
Florestas					
condições ruins		45	66	77	83
condições boas		36	60	73	79
condições médias		25	55	70	77

Para a conversão entre as diferentes condições de umidade, podem ser utilizadas as informações apresentadas na Tabela 8 ou na Equação (28).

Tabela 8.- Conversão de curvas CN para diferentes condições de umidade (TUCCI, 1995)

Condições de umidade		
I	II	III
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad (28)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

6.1.3 Hidrograma

A determinação do hidrograma de cheia, no formato de dados de entrada no modelo foi feito com a utilização do software HEC-HMS.

O software HEC-HMS é o sistema de análise de cheias do *Hydrologic Engineering Center* (HEC), do Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano.

Foi programado para simular os processos de precipitação / hidrogramas de determinadas bacias hidrográficas, sendo aplicável em uma ampla gama das demais bacias. O programa permite a modelagem, baseado na determinação de elementos conceituais que representam os processos físicos que ocorrem nas bacias.

Para executar esse software, é necessária a especificação de três conjuntos de dados:

- O componente *Basin Model*, que se trata da representação física das características da bacia, onde são especificados os elementos hidrológicos *Subbassin*, *Reach*, *Reservoir*, *Junction*, *Diversion*, *Source* e *Sink*, (sendo cada um destes identificado por meio de um símbolo), os métodos de cálculo das perdas de carga, de transformação chuva-vazão e, dos modelos que regem a dinâmica do fluxo nos cursos d'água;
- O conjunto de dados *Meteorologic Model* contém informações sobre a precipitação e evapotranspiração, sendo usado em conjunto com o componente *Basin Model*;
- Finalmente, o componente *Control Specifications*, que inclui o tempo de início e fim de uma simulação hidrológica, além do intervalo de tempo a ser usado nos cálculos.

Após inseridos os dados temporais requeridos, é possível então simular o modelo, escolhendo entre as opções de se fazer uma simulação da situação atual, ou de um ponto futuro. Os resultados da simulação hidrológica podem ser apresentados em forma de tabela ou gráfico. Para cada elemento hidrológico pode ser extraída uma resposta particular.

O hidrograma de cheia também será influenciado pelas características do solo e do seu uso. Tal análise foi feita pela avaliação de perdas por infiltração no terreno com o uso da formulação proposta pelo *Soil Conservation Service* (SCS).

Essa metodologia permite então, por meio de operações simples, estimar o quanto da precipitação se torna escoamento superficial, determinando um hidrograma de cheia a partir de um dado hietograma de entrada.

6.2 Determinação do *Debris*grama

De acordo com Cruz e Massad (1997), a determinação de um *debris*grama não pode ser feita de acordo com nenhuma fórmula matemática pré-estabelecida, pois seu comportamento pode variar muito de acordo com a bacia hidrográfica em que se encontra.

Nessa Dissertação foi adotada a metodologia sugerida por Witiski (2012) em estudo realizado para a mesma bacia, variando-se a concentração volumétrica de sólidos com resolução horária e impondo seu máximo valor na vazão de pico.

Como a simulação no programa FLO-2D apresenta comportamentos condizentes com o real apenas para valores de C_v acima de 0,2, este valor foi utilizado como mínimo na modelagem.

Os demais valores de C_v foram obtidos por meio da retroanálise do valor total de material movimentado. O procedimento adotado está detalhado no item 7.1.6.

6.3 Descrição do Software e Rotina de Cálculo

O programa computacional FLO-2D, é um modelo bidimensional desenvolvido para simular eventos de cheia para diversos tipos de aplicação, sendo a modelagem de eventos do tipo *debris flow* uma das especificidades atendidas pelo modelo. Faz parte dos modelos hidráulicos aprovados pela FEMA (*Federal Emergency Management Agency* ou Agência Federal de Gerenciamento de Emergência, dos Estados Unidos da América, em tradução livre) para este tipo de estudo.

A primeira versão da FLO-2D, chamada de *MUDFLOW*, foi desenvolvida a partir do ano de 1988 e consistia de algumas centenas de linhas em Fortran, limitando a simulação a apenas 250 “células” ou “quadrantes”. Após quinze anos de desenvolvimento, tanto do próprio software, quanto da capacidade de processamento dos computadores para suportar operações mais complexas, o programa chegou a um código capaz de simular o fluxo de uma célula em oito direções (octantes) com base no princípio da conservação de massa, com critérios eficientes de estabilidade numérica (a fim de evitar demasiadas falhas devido a inconsistências irrelevantes de

dados) e um número ilimitado de células para simular os canais de drenagem e a topografia da área circundante.

Para a modelagem de um sistema hidráulico complexo, o programa faz uso de um conjunto de componentes e rotinas que são calculadas para um certo número de unidades discretas, denominadas células da grade. Seu código contém elementos que podem simular a chuva, o escoamento em canais, o fluxo proveniente de fontes externas e ao longo de talvegues, a infiltração, o efeito das barragens, pontes, e muitos outros itens que podem bloquear ou propagar o fluxo de inundação / detritos de interesse.

O programa simula os canais em um fluxo unidimensional por meio de seções do leito de geometria conhecida (dados de entrada), enquanto nas áreas circundantes é simulado um fluxo bi-dimensional, assim que a vazão afluyente excede a capacidade do leito do canal (cheia em elementos rugosos). A simulação em duas dimensões é realizada com a utilização de integração numérica das equações de movimento e de conservação do volume de líquido.

As Equações (29), constitutivas do fluido, incluem a equação de continuidade e a equação de movimento bidimensional.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV}{\partial x} = i$$

$$S_f = S_o - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$$
(29)

Onde:

h – profundidade da lâmina d'água (m);

V – componente da velocidade média do fluxo no eixo x (m/s);

x – um dos oito eixos de referência de cada célula;

i – intensidade líquida de precipitação (m/s);

S_f – componente do fator de resistência ao movimento (adim.);

S_o – inclinação média do leito no ponto em questão (adim.);

t – tempo (s).

A segunda linha da Equação (29) representa as componentes de resistência ao fluxo (S_f) em função da declividade do fundo (S_o), do gradiente de pressões $\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)$, das acelerações convectivas $\left(\frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x}\right)$ e locais $\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}\right)$.

A representação bidimensional das equações de movimento utiliza um modelo de elementos finitos com base em elementos quadrados de uma malha. Suas equações de movimento são resolvidas pelo cálculo da velocidade média da corrente através da fronteira de cada elemento, numa direção de cada vez. São oito direções possíveis: as quatro principais (norte, sul, leste e oeste) e as quatro diagonais (nordeste, sudeste, sudoeste e noroeste). Cada cálculo de velocidade, de modo unidimensional é, então, resolvido de forma independente em cada direção.

A forma diferencial da equação da continuidade e de quantidade de movimento é calculada utilizando-se o método das diferenças finitas. O programa resolve a equação para a velocidade através da fronteira da célula para um elemento vizinho de cada vez. Tais diferenças numéricas são simples de ser realizadas, mas têm qualidade de resultado diretamente relacionada à das resoluções espacial da malha e temporal adotadas. Quanto menores intervalos de tempo e tamanho da malha, mais preciso e resoluto será o modelo, no entanto exigirá maior processamento e qualidade (resolução) de dados de entrada.

O algoritmo de solução para essas equações, utilizado pelo modelo, está descrito nos passos a seguir:

- São computadas a geometria do fluxo, a rugosidade e a declividade entre duas células da malha;
- A altura do fluxo dx para o cálculo da velocidade através das fronteiras da célula da próxima iteração ($t+1$) é estimada utilizando a média da altura entre ambas as células contíguas da iteração corrente (t);

$$d_x^{t+1} = \frac{d_x^t + d_{x+1}^t}{2} \quad (30)$$

- Com a estimativa da altura do fluxo, a primeira estimativa da velocidade do fluxo é calculada usando a equação da difusão do fluxo;
- Tal velocidade, para a iteração corrente, é utilizada como dado de entrada a fim de resolver a equação completa da difusão do fluxo. Vale ressaltar que para fluxos hiperconcentrados de sedimentos como *mud* e *debris flows*, os cálculos de velocidade incluem os termos adicionais viscosos e de tensão de cisalhamento;
- A vazão através de cada uma das oito fronteiras de cada célula é calculada ao se multiplicar a velocidade calculada pela área transversal correspondente a cada direção. Para o fluxo sobre o terreno, são considerados os coeficientes de redução de largura (WRF – *Width Reduction Factors* – a ser esclarecido no item 7.1.9) em função de barreiras físicas existentes;
- A vazão incremental de cada célula para cada iteração é determinada por meio da soma das vazões nas oito direções:

$$\Delta Q_x^{t+1} = Q_N + Q_L + Q_S + Q_O + Q_{NE} + Q_{SE} + Q_{SO} + Q_{NO} \quad (31)$$

Por consequência, a variação de volume (vazão incremental líquida a um determinado intervalo de tempo) é distribuída sobre a área de armazenamento disponível dentro de cada célula da malha, já considerando os coeficientes de redução de área (*ARF* – *Area Reduction Factors* – a ser esclarecido no item 7.1.9), ou de canais existentes na mesma, a fim de determinar o aumento / diminuição na profundidade do fluxo.

$$\Delta d_x^{t+1} = \Delta Q_x^{t+1} \cdot \Delta t / A_{superfície} \quad (32)$$

A variável independente no caso é a velocidade da corrente nos diferentes elementos. O modelo resolve cada uma das Equações (29) de forma a determinar a

velocidade (suas componentes) e então aplica a equação de Manning com a utilização dos fatores de resistência ao movimento nos eixos (S_f).

O FLO-2D simula a propagação de *debris flows*, tratando-os como um meio contínuo e viscoso. Neles, o movimento da matriz de fluido é regulado pela concentração de sedimentos, utilizando um modelo para prever as tensões viscosas como uma função da concentração de sedimentos, definido nas Equações (35).

Variando-se a concentração de sedimentos para um determinado elemento da malha, são simulados os efeitos de diluição, de cessação do fluxo e da possível remobilização do depósito ou reinício do movimento.

Como já esclarecido no item 5.1.4, fluxos hiperconcentrados são dominados por forças viscosas e dispersivas, tratando-se de um fenômeno muito diferente do convencional transporte de sedimentos em suspensão. A matriz fluida de um *debris flow* deve ter seu comportamento reológico tratado como uma mistura de água e sedimentos de diversas dimensões.

A partir dos conceitos reológicos, e com base no modelo do trabalho de Meyer-Peter e Müller (1948) e Einstein (1950), as tensões cisalhantes de um fluxo hiperconcentrado podem ser reescritas na forma de uma declividade adimensional para o mesmo, conforme apresentado na Equação (33).

$$S_f = S_y + S_v + S_{td}$$

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_f \cdot h} + \frac{K \cdot \mu_{mix} \cdot V}{8 \cdot \gamma_f \cdot h^2} + \frac{n_t^2 \cdot V^2}{h^{4/3}} \quad (33)$$

Onde:

S_f – fator de resistência ao movimento (adim.);

τ_y – tensão de cisalhamento (Pa);

γ_f – peso específico (N/m³);

h – altura (m);

K – parâmetro de resistência ao fluxo (adim.);

μ_{mix} – viscosidade dinâmica (Pa.s);

V – velocidade (m/s);

n_t – número de Manning para escoamentos hiperconcentrados turbulentos ($\text{s/m}^{1/3}$).

O valor de K pode ser extraído da Tabela 9:

Tabela 9.- Parâmetro de resistência ao fluxo viscoso (WOOLHISER, 1975)

Superfície	Variação de K
Concreto / Asfalto	24 - 108
Arenosa	30 - 120
Solo bem graduado	90 - 400
Argilosa	100 - 500
Vegetação esparsa	1.000 - 4.000
Gramma curta	3.000 - 10.000
Vegetação densa	7.000 - 50.000

Já o número de Manning para escoamentos hiperconcentrados turbulentos pode ser obtido em função da concentração volumétrica de sólidos da mistura a partir da Equação (34).

$$n_t = n \cdot 0,0538 \cdot e^{6,0896 \cdot C_V} \quad (34)$$

Onde:

n_t – número de Manning para escoamentos hiperconcentrados turbulentos ($\text{s/m}^{1/3}$);

n – número de Manning ($\text{s/m}^{1/3}$);

C_V – concentração volumétrica de sólidos (adim.).

A viscosidade e tensão tangencial do fluxo são representadas em função da concentração C_V de sedimentos finos como argila, silte, e, em alguns casos, areia fina, desconsiderando partículas mais grosseiras transportadas pela corrente. Fluxos viscosos possuem uma concentração elevada e, conseqüentemente, um elevado valor de tensão de cisalhamento, comportando-se geralmente como um fluxo laminar. Já os fluxos menos viscosos serão sempre turbulentos.

Na ausência de uma análise reológica do material movimentado no local, algumas relações, apresentadas nas Equações (35), são adotadas pelo programa,

com o intuito de determinar tensão de cisalhamento e a viscosidade de um determinado evento.

$$\tau_y = \alpha_2 \cdot e^{\beta_2 \cdot C_V} \quad (35)$$

$$\mu_{mix} = \alpha_1 \cdot e^{\beta_1 \cdot C_V}$$

Onde:

μ_{mix} – viscosidade dinâmica (poise);

τ_y – tensão cisalhante (dynes/cm²);

C_V – concentração volumétrica de sólidos;

$\alpha_1, \beta_1, \alpha_2$ e β_2 – parâmetros reológicos empíricos.

Os parâmetros reológicos supracitados, obtidos para diversos eventos registrados, estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10.- Parâmetros reológicos de diferentes fluxos (FLO-2D SOFTWARE INC., 2010)

Fonte	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$		$\mu_N = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α_1	β_1	α_2	β_2
Dados Retroanalizados				
Aspen Pit 1	0.181	25.7	0.0360	22.1
Aspen Pit 2	2.72	10.4	0.0538	14.5
Aspen Natural Soil	0.152	18.7	0.00136	28.4
Aspen Mine Fill	0.0473	21.1	0.128	12.0
Aspen Watershed	0.0383	19.6	0.000495	27.1
Aspen Mine Source Area	0.291	14.3	0.000201	33.1
Glenwood 1	0.0345	20.1	0.00283	23.0
Glenwood 2	0.0765	16.9	0.0648	6.20
Glenwood 3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood 4	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Dados da Literatura				
Iida (1938)	-	-	0.0000373	36.6
Dai et al. (1980)	2.60	17.48	0.00750	14.39
Kang e Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.2	-	-
	0.050	15.48	-	-
Chien e Ma (1958)	0.0588	19.1-32.7	-	-
Fei (1981)	0.166	25.6	-	-
	0.00470	22.2	-	-
Bertolo e Wieczorek (2005)	0.054	14.5	2.72	11

Para simular os *debris flows* no FLO-2D, o programa deve ser informado sobre a densidade do sedimento e os parâmetros empíricos α_1 e β_1 relacionados à viscosidade e os parâmetros empíricos α_2 e β_2 , que governam as tensões. A concentração volumétrica de sedimento (ou seu próprio volume) deve então ser atribuída a hidrogramas de entrada, temporalmente discretizado.

Do ponto de vista numérico, teórico e prático, a determinação dos parâmetros reológicos dos *debris flow* é muito difícil, e com eles a determinação dos demais parâmetros que regulam a dinâmica de propagação e o comportamento de tais eventos.

Logo, é necessária uma análise de sensibilidade do modelo, a fim de calibrar e verificar a resposta às variações dos parâmetros empíricos que regulam o comportamento reológico da corrida, e como estes influenciam nas alturas máximas de saída produzidas, nas velocidades de passagem por determinada seção e na largura e extensão do cone de dejeção.

Também devem ser consideradas na simulação de um evento real outras imprecisões: observa-se, na verdade, que muitos *mud* e *debris flows* seguem um padrão distinto de desenvolvimento de seu fluxo, levando-os a variações na concentração de sedimentos (finos ou de grandes dimensões) no decorrer do evento. Por exemplo, pode ocorrer que, inicialmente, chegue ao topo do cone de dejeção somente água proveniente da drenagem natural da bacia, seguida então por um pulso ou onda de lama ou detritos, determinando assim um aumento da concentração de volume do sedimento nesse trecho num determinado momento, que certamente diminuirá em fases posteriores do evento (WITISKI, 2012).

Quando é iniciada a simulação do espraçamento dos detritos no cone de dejeção, o FLO-2D mantém a continuidade, tanto para a água, quanto para o sedimento. Sua rotina de cálculo determina a variação do volume de água e sedimento de cada elemento da grade para cada intervalo de tempo de cálculo.

A simulação de pulsos de detritos é, obviamente, uma função da concentração de sedimentos inseridos dentro do modelo, aliada ao hidrograma de entrada, tal como descrito pelas equações e explicações anteriormente citadas.

7 ESTUDO DE CASO DO EVENTO NO SOFTWARE FLO-2D

7.1 Coleta de Dados Relevantes

Para a implementação do modelo e validação de seus resultados, são necessárias as inserções dos dados relevantes à simulação diretamente no mesmo, ou em programas auxiliares que auxiliam sua preparação anteriormente à inserção no modelo do FLO-2D.

No caso, os programas auxiliares utilizados foram o AutoCAD, o HEC-HMS e o HEC-RAS.

O HEC-HMS foi utilizado para a determinação do hidrograma líquido afluente na seção crítica do Rio Santo Antônio, onde se iniciará a simulação do espraiamento do cone de dejeção pelo FLO-2D. Nele são inseridas as informações geomorfológicas obtidas para a bacia, como o parâmetro *CN* do método *SCS*, assim como o hietograma e as declividades dos cursos d'água.

No HEC-RAS, foram definidas diversas seções transversais do rio, que foram posteriormente exportadas para o FLO-2D, permitido que esse as utilize para efetuar a análise do hidrograma / *debris*grama afluente no curso d'água de interesse.

A topografia foi trabalhada no AutoCAD visando de se transformar os dados obtidos de plantas impressas em uma nuvem de pontos tridimensionais, que foram exportados para o FLO-2D utilizar como terreno.

7.1.1 Dados Pluviométricos

Para a determinação do carregamento pluviométrico foram utilizados valores de série histórica provenientes da bibliografia e dos órgãos responsáveis pela coleta dos mesmos. Por se tratar de dados com resolução diária, não foram suficientes para o uso direto no tipo de simulação que realizamos, foi necessária a discretização de seus valores diários em diversos valores horários.

Para o período em questão, foram pesquisados dados no site da Agência Nacional de Águas (ANA, 2012) e informações obtidas de Cruz (1974) para o período em que ocorreu a catástrofe. Os dados obtidos estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11.- Precipitação diária (24 horas) observada em três pontos distintos da Bacia do Rio Santo Antônio na semana precedente ao desastre de 18 de março de 1967

Estação	Localização		Dias de Março de 1967 - Precipitação Diária (mm)						
			12	13	14	15	16	17	18
Rio do Ouro	S	23°38'	0,8	6,5	10,7	0,3	6,5	50,4	195,5
	O	45°26'							
Caputera	S	23°37'	7,4	0,1	2,7	63,1	7,2	9,2	240,8
	O	45°26'							
Fazenda São Sebastião	S	?	10	0	50	0	20	115	420
	O	?							

A partir dos valores apresentados na Tabela 11, os fatores de conversão apresentados na Tabela 6, e a descrição qualitativa do evento apresentada na revisão bibliográfica, foi composto o hietograma para as horas relativas ao evento, sendo a hora zero do cálculo as 0 h do dia 16 de março de 1967. Na Tabela 12, foi apresentada a intensidade por hora de precipitação resultante dessa análise.

Tabela 12.- Precipitação horária antes / durante a catástrofe de 18 de março de 1967

Dia	Hora	Precipitação / Percentual Diário do Período	Comportamento do Período	Precipitação Horária (mm/h)	Precipitação Total Acumulada (mm)	
16	0	15,30 mm / 114 %	Crescimento Linear	0,00	0,00	
	1			0,06	0,06	
	2			0,11	0,17	
	3			0,17	0,33	
	4			0,22	0,55	
	5			0,28	0,83	
	6			0,33	1,16	
	7			0,39	1,55	
	8			0,44	2,00	
	9			0,50	2,50	
	10			0,55	3,05	
	11			0,61	3,66	
	12			0,67	4,33	
	13			0,72	5,05	
	14			0,78	5,82	
	15			0,83	6,65	
	16			0,89	7,54	
	17			0,94	8,48	
	18			1,00	9,48	
	19			1,05	10,54	
	20			1,11	11,64	
	21			1,16	12,81	
	22			1,22	14,03	
	23			1,28	15,30	
17	24	32,02 mm / 44,232 % (114 % - 114 % x 85 % x 72 %)	Crescimento Linear	1,33	16,64	
	25			1,38	18,02	
	26			1,44	19,46	
	27			1,49	20,94	
	28			1,54	22,49	
	29			1,59	24,08	
	30			1,65	25,73	
	31			1,70	27,43	
	32			1,75	29,18	
	33			1,81	30,99	
	34			1,86	32,84	
	35			1,91	34,76	
	36			1,96	36,72	
	37			2,02	38,74	
	38			2,07	40,80	
	39			2,12	42,93	
	40			2,17	45,10	
	41			2,23	47,33	
	18	42	266,20 mm / 114 % x 85 % x 72 % x (Chuva dia 17) + 114 % x 85 % x (100 % - 72 % x 42 %) x (Chuva dia 18)	Crescimento Exponencial.	2,12	49,45
		43			2,58	52,02
		44			3,14	55,16
		45			3,82	58,98
		46			4,65	63,63
		47			5,66	69,29
		48			6,89	76,19
		49			8,39	84,58
		50			10,21	94,79
		51			12,43	107,22
52		15,14	122,36			
53		18,43	140,79			
54		22,43	163,22			
55		27,31	190,54			
56		33,25	223,78			
57		40,47	264,26			
58		49,27	313,53			
59		93,50 mm / 29,30 % (114 % x 85 % x 72 % x 42 %)	Pico	93,50	407,03	
60		54,56 mm / 17,1 % (114 % - 114 % x 85 %)	Descrécimo Exponencial	16,32	423,35	
61				11,51	434,86	
62				8,12	442,99	
63				5,73	448,71	
64				4,04	452,76	
65				2,85	455,61	
66	2,01			457,62		
67	1,42			459,03		
68	1,00			460,04		
69	0,71			460,74		
70	0,50			461,24		
71	0,35			461,59		

A distribuição da precipitação ao longo das horas do evento foi elaborada de acordo com os seguintes conceitos:

- Primeiramente foi determinada a média da precipitação diária para os três dias (16, 17 e 18 de março de 1967) considerando as três estações de medição apresentadas na Tabela 11. Os resultados são 13,43 mm para o dia 16, 72,4 mm para o dia 17 e 319,08 mm para o dia 18.
- Conforme descrição qualitativa do evento por Cruz (1974), começou a chover desde o início do dia 16, aumentando de intensidade a partir das 18 h do dia 17. Com tais informações foi assumido um crescimento linear para a precipitação durante a totalidade do dia 16, de modo que a precipitação diária se estabelecesse dentro do total para 24 h desse período, que segundo fatores de conversão obtidos da Tabela 6, corresponde a $13,43 \text{ mm} \times 1,14 = 15,30 \text{ mm} / 24 \text{ h}$. Elaborou-se então a Equação (36) para a intensidade horária nesse dia.

$$i_{16}(t) = t \cdot 0,0555 \quad (36)$$

Onde:

$i_{16}(t)$ – função da precipitação horária do dia 16 de janeiro de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

t – hora do dia 16, variando de 0 a 23 (0 a 23 do evento).

- Para o dia 17, até as 18 h (entre as horas 24 e 41 do evento), foi assumido também um aumento constante (linear) na intensidade de chuva com condição de contorno de início como a precipitação estimada ao se aplicar a hora 24 na equação para o dia 16. A altura total de precipitação nesse período foi determinada a partir da diferença entre o seu valor para 24 h e a precipitação durante as horas 18 a 23 (ou 42 a 47 do evento). De acordo com os dados obtidos da Tabela 6, para a conversão de uma precipitação diária em 6 h, é necessária a utilização dos fatores de 1,14, 0,85 e 0,72. Foi então adotado que a precipitação no período em questão seria correspondente a 44,232 % (114 % - 114

% x 85 % x 72 %) do seu valor diário. Por conseguinte, foi determinada a Equação (37) para o período.

$$i_{17}(t) = i_{16}(24) + t \cdot 0,0524 \quad (37)$$

Onde:

$i_{17}(t)$ – função da precipitação horária do dia 17 de janeiro de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

t – hora do dia 17, variando de 0 a 17 (24 a 41 do evento).

- De acordo com a descrição de Cruz (1974), às 18 h do dia 17 foi o momento que a precipitação efetivamente começou a aumentar em intensidade, causando o início das avalanches nas primeiras horas do dia 18 e as mobilizando totalmente entre as 12 h e 13 h do mesmo dia (para refletir esse fato, estimou-se que a chuva de pico ocorreu na hora 11 do dia 18 ou hora 59 do evento). Para a determinação da distribuição horária da chuva nesse período, foi adotado um período de 6 horas ao final do dia 17, correspondente às horas 18 a 23 deste (42 a 47 do evento) somada a um período de 12 horas inicial do dia 18 (48 a 59 do evento). Tal consideração foi feita ao se somar 69,768 % (114 % x 85 % x 72 %) da precipitação correspondente ao dia 17 de março a 96,90 % (114 % x 85 %) da precipitação correspondente ao dia 18. O resultado é uma altura de precipitação em 18 horas de 359,7 mm. Já a intensidade horária da precipitação de pico foi estabelecida como 93,50 mm/h, correspondente a 29,30 % (114 % x 85 % x 72 % x 42 %) da altura total de chuva do dia 18. Logo, para se estabelecer o comportamento do hietograma anterior a esse pico, foi utilizado um crescimento exponencial, com condições de contorno de início próximas à precipitação $i_{17}(17)$ e final de 93,50 mm/h, que resultem numa precipitação acumulada durante as 17 horas anteriores ao pico de 266,20 mm (359,7 mm/18h – 93,50 mm/h_{pico}):

$$i_{antes}(t) = 1,739 \cdot e^{(t \cdot 0,1967)} \quad (38)$$

Onde:

$i_{antes}(t)$ – função da precipitação horária das 17 horas precedentes ao ápice de

precipitação, que ocorreu à hora 11 do dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

t – hora a partir do início do aumento da intensidade de chuvas, variando de 1 a 17 (42 a 58 do evento ou hora 18 do dia 17 de março à hora 11 do dia 18).

- Como já descrito no item anterior, a precipitação para a hora de pico é dada pode ser determinada pela Equação (39).

$$i_{pico,horária} = i_{diária} \cdot 1,14 \cdot 0,85 \cdot 0,72 \cdot 0,42 = 319,08 \text{ mm} \cdot 29,303 \quad (39)$$

$$i_{pico,horária} = 93,50 \text{ mm/h}$$

Onde:

$i_{pico,horária}$ – precipitação horária de pico, na hora 11 do dia 18, ou hora 59 do evento (mm/h);

$i_{diária}$ – 319,08mm para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio em Caraguatatuba.

- A intensidade de chuva da hora posterior ao pico até o fim do dia 18 de março de 1967 também foi determinada a partir de uma função exponencial, no caso decrescente, de condições de contorno de 93,50 mm/h no início e zero no fim. Como precipitação acumulada para esse período, foi utilizado 54,56 mm, correspondente a um percentual de 17,1 % (114 % - 114 % x 85 %) do total do dia 18 conforme Equação (40).

$$i_{depois}(t) = 1,739 \cdot e^{(t \cdot 0,1967)} \quad (40)$$

Onde:

$i_{depois}(t)$ – função da precipitação horária das 12 horas posteriores ao ápice de precipitação, que ocorreu à hora 11 do dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio, em Caraguatatuba (mm/h);

t – tempo, entre as horas 12 e 23 do dia 18 de março de 1967, variando de 1 a 12 (horas 60 a 71 do evento).

O gráfico da Figura 50, traduz o resultado obtido na Tabela 12.

Figura 50.- Precipitação horária antes / durante a catástrofe de 18 de março de 1967

No item 8.1.1. os valores obtidos no hietograma do caso analisado foram verificados do ponto de vista de aderência a demais eventos e a relações empíricas existentes na bibliografia.

7.1.2 Dados Topográficos / Geográficos

Foram utilizadas plantas topográficas do Instituto de Geográfico e Cartográfico do Estado de São Paulo (IGC-SP) na escala 1:2.000 para a definição da topografia da região mais baixa da bacia, associada a mapas com escala menor (CRUZ, 1974), para os trechos mais altos da mesma.

A transformação de dados foi feita a partir da digitalização dos documentos em papel para o programa AutoCAD e posterior traçado das curvas de nível sobre as imagens. Para cada uma delas foi definida a elevação em relação ao nível médio dos mares, e os dados foram então exportados para o FLO-2D para posterior simulação do evento.

Figura 51.- Modelo digital da Bacia do Rio Santo Antônio com curvas de nível de 50 m em 50 m

Os dados trabalhados foram transformados em diversos pontos de coordenadas X, Y e Z representando o terreno, conforme apresentado na Figura 52.

The image shows a screenshot of a Windows Notepad application window titled "Curvas - Bloco de notas". The window contains a list of 40 rows of terrain coordinates. Each row consists of three numerical values: X (easting), Y (northing), and Z (elevation). The X and Y values are in UTM format, and the Z value represents altitude in meters. The data is as follows:

X	Y	Z
457488.06	7388091.04	6.00
457488.06	7388091.04	6.00
457487.56	7388091.05	6.00
457486.96	7388090.56	6.00
457482.74	7388086.28	6.00
457479.57	7388083.66	6.00
457478.20	7388082.69	6.00
457477.77	7388082.61	6.00
457476.16	7388081.98	6.00
457474.64	7388081.42	6.00
457473.28	7388081.04	6.00
457472.61	7388080.97	6.00
457470.33	7388080.52	6.00
457469.57	7388080.45	6.00
457467.45	7388079.91	6.00
457465.84	7388079.36	6.00
457464.91	7388079.13	6.00
457464.74	7388078.96	6.00
457464.06	7388078.73	6.00
457463.55	7388078.40	6.00
457462.87	7388078.17	6.00
457458.11	7388075.92	6.00
457456.15	7388075.04	6.00
457455.48	7388074.81	6.00
457454.96	7388074.48	6.00
457454.37	7388074.33	6.00
457452.50	7388073.53	6.00
457447.60	7388072.30	6.00
457445.65	7388072.01	6.00
457442.46	7388071.91	6.00
457436.33	7388072.39	6.00
457433.65	7388073.04	6.00
457429.72	7388073.89	6.00
457428.30	7388074.09	6.00
457424.95	7388075.01	6.00
457424.28	7388075.11	6.00
457422.78	7388075.57	6.00
457422.19	7388075.67	6.00
457422.11	7388075.84	6.00
457421.78	7388075.84	6.00
457419.35	7388076.32	6.00
457416.51	7388077.14	6.00
457412.84	7388078.32	6.00
457410.50	7388079.13	6.00
457408.75	7388079.68	6.00
457407.91	7388079.78	6.00
457403.06	7388080.99	6.00

Figura 52.- Arquivo TXT com coordenadas X, Y (UTM) e Z (Altitude) do terreno

O programa FLO-2D trabalha esses pontos e os simplifica por meio da interpolação simples, em uma malha regular na resolução espacial desejada, que no

caso foi definida em diversos elementos de 30 m x 30 m, cada um com uma elevação representativa, conforme Figura 53.

Figura 53.- Malha de elementos 30 mx30 m representando o terreno, juntamente com o limite de simulação (linha vermelha)

Foram obtidos alguns dados da bacia a partir de WITISKI (2012), coligidos na Tabela 13.

Tabela 13.- Parâmetros geológicos da bacia

Informações da Bacia do Rio Santo Antônio		
Superfície total da Bacia	39,8	km ²
Perímetro	30,82	km
Comprimento do Talvegue Principal	11,98	km
Declividade Média das Encostas	22,97	%
Declividade Média do Talvegue Principal	7,39	%
Elevação Máxima da Bacia	850	m
Elevação Média da Bacia	425	m
Elevação da Seção Mais a Jusante	0	m
Fator de Comprimento	0,59	
Coeficiente de Uniformidade	1,38	

O fator de comprimento é a relação entre a largura média da bacia, medida pelo eixo de seu talvegue principal, e o comprimento total do mesmo. Geralmente apresenta valores entre 0 e 1. Quanto mais próximo da unidade, mais a sua forma se assemelha a um quadrado, e por conseguinte, mais propensa a grandes enchentes, dado ao seu menor tempo de concentração em relação à sua área total. Valores entre 1,00 e 0,75 representam uma bacia bastante sujeita a enchentes, entre 0,50 e 0,75 uma tendência mediana, e abaixo de 0,50 uma baixa propensão às enchentes.

O coeficiente de uniformidade, ou de compacidade, é uma relação entre o perímetro da bacia e o perímetro de uma circunferência circunscrita a uma área igual à mesma. Sua gama de valores é sempre maior que 1. Quanto mais próximo da unidade, mais seu formato se assemelha a um círculo, com consequências semelhantes ao fator de comprimento. Valores entre 1,00 e 1,25 representam uma bacia com alta propensão a grandes enchentes, entre 1,25 e 1,50 uma tendência mediana; e acima de 1,50 menor propensão às enchentes.

7.1.3 Dados Geológicos

Foram realizadas algumas sondagens de reconhecimento ao longo de um possível alinhamento para o do túnel de fuga da represa de Paraibuna, que se encontra na porção de planalto, acima da Serra do Mar de Caraguatatuba. Tais sondagens correm a Bacia do Rio Santo Antônio dos seus pontos mais altos até os

mais baixos na planície costeira de sua foz no Oceano Atlântico. Algumas informações coletadas (CRUZ, 1974) estão apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14.- Espessuras de material coluvial, material de decomposição de rocha e material pouco decomposto nas escarpas da Bacia do Rio Santo Antônio (CRUZ, 1974)

Profundidades da Camada de Solo Residual / Coluvial					
Região	Sondagem	Cota da Boca do Furo (m)	Camadas (da mais superficial pra mais profunda)		
			Espessura Solo Residual / Coluvial (m)	Espessura Decomposição de Rocha (m)	Espessura Pouco Decomposta (m)
Escarpas	SR-722	679,4	3	4,15	3,55
	SR-707	708,44	4	51	0
	SR-723	609,24	43,33	6,24	0
	SR-724	496,36	10,58	0,82	2,42
	CFO-1	387,25	14,1	1,9	0,5
	SR-783	288,86	10	0	0
	SR-782	125,01	30,7	24,3	0
	SR-781	299,56	44	2,4	0
	SR-780	171,84	4,6	3,9	0,6

Tais informações não foram utilizadas diretamente na simulação, porém estão representadas a fim de caracterizar o subsolo da região e ilustrar as espessuras de materiais que podem eventualmente ser carregados pelo fluxo. Conforme MASSAD (2002), uma espessura comum para escorregamentos que originam *debris flows* é de 1,00 m.

7.1.4 Dados Hidrográficos

Os perfis dos cursos d'água afluentes ao Rio Santo Antônio, que percorrem os pontos mais íngremes da bacia de mesmo nome foram analisados, e suas declividades chegam a 53,13 ° no córrego Quinhentos Réis, 55,01 ° no rio Mantegueira e 46,17 ° no rio do Ouro. O valor médio de declividade nos afluentes analisados é de 16,59 °. Já o Rio Santo Antônio em si, formado pela confluência dos três cursos d'água supracitados, possui menores declividades por se encontrar na porção mais baixa da bacia.

Na Figura 54, é apresentada uma planta dos cursos d'água supracitados.

Figura 54.- Planta de locação dos afluentes do Rio Santo Antônio (CRUZ, 1974)

As tabelas apresentadas no apêndice 12.7 mostram a altitude Y (m) em função da distância X (m) de vários pontos do Córrego Quinhentos Réis, do Rio Mantegueira e do Rio do Ouro, à sua foz no Rio Santo Antônio, além de mostrarem a inclinação dos diferentes trechos discriminados. Os resultados gráficos obtidos por meio de informações das mesmas estão apresentados, na Figura 55, Figura 56 e Figura 57.

Figura 55.- Declividades e altitudes – Córrego Quinhentos Réis

Figura 56.- Declividades e altitudes – Rio Mantegueira

Figura 57.- Declividades e altitudes – Rio do Ouro

7.1.5 Hidrograma de Cheia

A partir da utilização dos dados descritos nos itens anteriores em conjunto com a aplicação do modelo do HEC-HMS, foi obtido um hidrograma de cheia para o evento em questão.

Adotou-se como intervalo de estudo, as 24 horas do dia 18 de março de 1967, que é o período de interesse da análise, onde as vazões possuem valores mais elevados.

Foi necessária também a adoção de um parâmetro CN para a bacia em questão, baseado em análises do uso e da ocupação do solo, para o caso de condição de umidade mais severo, onde a pré-saturação do solo é maior (condição III de umidade).

O conceito de evapotranspiração não foi considerado no modelo, dado que as condições do período de simulação não favoreciam a perda d'água superficial por este fenômeno, uma vez que em condições de elevada umidade do ar, sua intensidade é sensivelmente reduzida. Outra razão para ignorarmos o fenômeno, é que qualquer parâmetro adotado para este não teria comprovação experimental no caso da bacia hidrográfica em questão, sendo então pouco representativo da realidade.

A consideração utilizada foi a de solos do tipo B, para florestas em condições acima da média, já que a Mata Atlântica das regiões íngremes da bacia está bem conservada (CN II ~ 53,16). Aplicou-se então a Equação (28) para a conversão desse valor para a condição III de umidade, cujo resultado está apresentado na Equação (41).

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0,13 \cdot CN(II)} = \frac{23 \cdot 53,16}{10 + 0,13 \cdot 53,16} = 72,3 \quad (41)$$

O comportamento da vazão resultante da análise está apresentado na Tabela 15 e no gráfico da Figura 58.

Tabela 15.- Hidrograma de cheia para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio para o intervalo de tempo de interesse

Hora	Vazão média no horário (m³/s)
0	26,45
1	32,20
2	39,20
3	47,72
4	58,09
5	70,72
6	86,09
7	104,80
8	127,58
9	155,32
10	189,08
11	358,78
12	62,63
13	44,18
14	31,17
15	21,98
16	15,51
17	10,94
18	7,72
19	5,44
20	3,84
21	2,71
22	1,91
23	1,35

Figura 58.- Hidrograma de cheia – Rio Santo Antônio – 18 de março de 1967

Logo, como vazão máxima na seção crítica do Rio Santo Antônio durante o evento de análise, foi obtido o valor de 358,78 m³/s. No item 8.1.1 foram efetuadas verificações de aderência dos valores obtidos em relação à bibliografia consultada.

7.1.6 Debrisgrama

A partir da formulação de Takahashi, apresentada na Equação (20) no item referente à revisão bibliográfica, pode ser determinada a concentração volumétrica de um *debris flow*. Foi utilizado como peso específico da parcela líquida o valor de aproximadamente 10 kN/m³, a declividade do canal como 16,59 ° (item 7.1.4), ângulo de atrito do material como 35 ° e densidade das partículas sólidas 26,5 kN/m³. O cálculo está detalhado na Equação (42).

$$C_v = \gamma_0 \cdot \frac{tg\theta}{(\delta - \gamma_0) \cdot (tg\phi - tg\theta)} = 10 \cdot \frac{tg(16,59^\circ)}{(26,5 - 10) \cdot (tg(35^\circ) - tg(16,59^\circ))} \quad (42)$$

$$C_v = 0,449$$

O valor acima obtido para a concentração volumétrica de sólidos foi, então, lançado no hidrograma como um ponto de máxima concentração, com o intuito de se

obter o volume total de sólidos próximo ao apresentado por Fúlfaro *et al.* (1976). Segundo Witiski (2012) o comportamento da concentração de sólidos tende a variar durante um *debris flows*, de maneira irregular, porém com seu maior valor geralmente atrelado à vazão de pico.

Para que o modelo do FLO-2D não apresente inconsistências, é necessário que a concentração volumétrica de sólidos utilizada seja de no mínimo 0,2 na simulação de enchentes.

A partir do formato do *debris*grama sugerido por Cruz e Massad (1997), verifica-se que anteriormente à vazão de pico, quase nenhum volume é mobilizado. No entanto, para a bacia em estudo, como a descrição do evento por Cruz (1974) trata do início da mobilização das encostas aproximadamente 6 horas antes da vazão de pico, foi adotada a concentração crescente nesse intervalo.

Os dados apresentados na Tabela 16 e no gráfico da Figura 61 refletem as considerações adotadas para a Bacia do Rio Santo Antônio durante o evento do dia 18 de março de 1967:

Tabela 16.- *Debrisgrama* para o dia 18 de março de 1967 na Bacia do Rio Santo Antônio

Hora	Vazão média no horário (m³/s) - Água	C _v	Vazão média no horário (m³/s) – Sólidos (<i>Debrisgrama</i>)	Vazão média no horário (m³/s) – Total
0	26,448	0,200	6,612	33,060
1	32,197	0,200	8,049	40,246
2	39,196	0,200	9,799	48,995
3	47,716	0,200	11,929	59,645
4	58,088	0,200	14,522	72,611
5	70,716	0,200	17,679	88,395
6	86,088	0,220	24,281	110,369
7	104,801	0,280	40,756	145,558
8	127,583	0,330	62,839	190,422
9	155,317	0,396	101,686	257,003
10	189,079	0,440	148,562	337,642
11	358,784	0,449	292,366	651,150
12	62,635	0,250	20,878	83,513
13	44,182	0,200	11,046	55,228
14	31,166	0,200	7,791	38,957
15	21,984	0,200	5,496	27,480
16	15,507	0,200	3,877	19,384
17	10,939	0,200	2,735	13,674
18	7,716	0,200	1,929	9,645
19	5,443	0,200	1,361	6,804
20	3,839	0,200	0,960	4,799
21	2,708	0,200	0,677	3,385
22	1,910	0,200	0,478	2,388
23	1,348	0,200	0,337	1,684

Figura 59.- Vazão total, *debrisgrama* e hidrograma – Rio Santo Antônio – 18 de março de 1967

Assim como o hietograma, o *debrisgrama* também foi objeto de validação no item 8.1.1.

7.1.7 Ortofoto

Obtida a partir do Google Earth e da exportação de acordo com as coordenadas UTM, as imagens do terreno foram lançadas no modelo, conforme apresentado na Figura 60.

Figura 60.- Ortofoto do Google Earth aplicada sobre a malha de elementos do terreno

7.1.8 Seções do Leito do Rio

Para inserir os dados referentes às seções do leito do Rio Santo Antônio foi utilizado modelo o hidráulico HEC-RAS, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano, capaz de realizar simulações unidimensionais do

fenômeno da propagação das ondas de cheia em cursos de água. O modelo de cálculo do FLO-2D assume que é fornecida toda a informação necessária sobre os cursos d'água e, em particular, a geometria de um número suficiente de seções transversais.

A inserção dessas informações no modelo foi possível, pois o programa permite inserir seções transversais fictícias, por meio da interpolação dos dados detectados, de modo a garantir que o passo de discretização espacial não exceda um valor limite atribuído.

Infelizmente, os dados disponíveis para a realização de um modelo preciso de análise e simulação do comportamento hidráulico do Rio Santo Antônio ainda são deficientes, não apresentando a precisão suficiente para traçar, com a resolução requerida pelo programa, as seções o rio em questão.

De fato existem algumas informações da década de 70, porém com seções caracterizadas por um leito enorme e desproporcional ao que se observa hoje no local, pois se encontravam diretamente afetadas pelo alargamento sofrido durante a catástrofe de 1967.

Para lidar com tal falta de dados sobre a configuração atual do rio foram utilizadas algumas informações obtidas a partir de pesquisas realizadas por observações locais, ortofotos e imagens do Google Earth, no intuito de determinar a largura das seções. Essas informações foram combinadas com os dados de profundidade estimados na década de 70 e foram então inferidas as profundidades das seções ao longo do perfil do leito do rio no momento atual. Elaboraram-se ao todo 30 seções para o rio no HEC-RAS, que foram exportadas para o FLO-2D utilizar em sua simulação.

A Figura 61 apresenta a locação em planta das seções elaboradas para o Rio Santo Antônio.

Figura 61.- Localização em planta das seções do rio incluídas no HEC-RAS

As seções transversais podem ser visualizadas no apêndice 12.6.

7.1.9 Ruas e Edificações (Area Reduction Factors – ARF / Width Reduction Factors – WRF)

A fim de aproximar o modelo com a realidade, o FLO-2D permite a inserção de dados referentes às ruas e edifícios existentes no domínio de soluções, cada um com diferentes características de restrição e condições de contorno dos fluxos analisados.

O fluxo em ruas é simulado como uma vazão que corre sobre um canal retangular de largura definida pelo usuário e altura máxima correspondente à calçada (altura das guias laterais). A tais elementos são atribuídos diferentes valores de rugosidade específica (n) de Manning. Quando a altura das guias é excedida pelo fluxo afluente, o programa “transborda” parte da vazão das ruas para as partes externas do elemento, e a partir daí, para os elementos vizinhos. Também é simulada a situação contrária, com o fluxo vindo das áreas adjacentes para as ruas.

A consideração dos edifícios se dá ao inserir, elemento por elemento, os coeficientes de redução de largura (WRFs, width reduction factors) e os coeficientes de redução de área ARFs, já descritos anteriormente. Os WRFs podem ser atribuídos a cada uma das oito direções de contato de um elemento da malha, permitindo um bloqueio parcial ou até total do fluxo em cada uma delas pela inserção da porcentagem de obstrução estimada para cada uma das direções. Já os ARFs reduzem a capacidade de armazenamento da célula ao “retirarem” uma determinada área em planta das mesmas, também especificados como um percentual estimado de ocupação da célula por edificações, e demais restrições ao armazenamento.

Ambas as informações descritas acima foram extraídas das ortofotos atuais sobrepostas aos elementos do modelo, conforme apresentado na Figura 62 e na Figura 63.

Figura 62.- Dados de ruas e edificações incluídas na malha de elementos do modelo

Figura 63.- Aplicação dos WRFs (área amarela, mais a montante)

7.1.10 Valores de Manning e Parâmetros Reológicos

Para simular a rugosidade do terreno, foi atribuído para cada elemento do modelo um valor de rugosidade (n) de Manning com base no uso do solo preponderante observado na área. Na Figura 64, a área mais a montante foi estimada com um valor de Manning de 0,08; em razão de sua preponderância de vegetação e relativa alta rugosidade, enquanto a área em mais a jusante foi estabelecida com um valor de 0,04, representando uma região mais impermeabilizada e consequente menor rugosidade.

Figura 64.- Valores de Manning

Além dos valores de Manning estimados para a superfície, são necessários alguns outros parâmetros para a completa caracterização do fluxo hiperconcentrado sobre a topografia adotada, conforme estabelecido no item 6.3: os coeficientes a serem utilizados na determinação da tensão cisalhante e na viscosidade dinâmica do fluido, o fator de rugosidade K e a densidade adotada para os sólidos.

A partir da Tabela 9, e considerando-se um atrito característico de vegetação esparsa, o fator K utilizado para a bacia foi definido como 1.000.

A densidade do material sólido, foi adotada como 26,5 kN/m³.

Em relação aos parâmetros para a definição da tensão cisalhante, α_2 e β_2 , foram definidos como 0,05 e 15 respectivamente. Já para a definição da viscosidade dinâmica, α_1 e β_1 foram definidos como 0,005 e 20 respectivamente. Para quesitos de referência, podem ser comparados aos fatores apresentados na Tabela 10, e foram avaliados no item 8.1.2.

7.2 Apresentação dos Resultados

Após a inserção dos dados apresentados no item 7.1, foram obtidos os seguintes resultados referentes à área de impacto dos *debris flows* (Figura 65 e Figura 66) no cenário atual de um evento meteorológico semelhante ao de março de 1967:

Figura 65.- Área de deposição do cone de dejeção de *debris flow* sobre o Município de Caraguatatuba atualmente em função de um evento semelhante ao de março de 1967

Figura 66.- Profundidade de depósitos de *debris flow* sobre o Município de Caraguatatuba atualmente em função de um evento semelhante ao de março de 1967

Verifica-se uma área de impacto muito semelhante à que ocorreu no ano de 1967 (visualizável parcialmente na Figura 43 e em planta na Figura 29), no entanto com algumas diferenças devido à ocupação atual, sendo notável o impacto muito maior na região B destacada da Figura 66, já que o fluxo é “barrado” pelo relevo mais

elevado localizado no tardo da cidade. Nessa área são observados depósitos de materiais com até 6,0m de altura.

De acordo com a Figura 29, datada do ano de 1973, a zona onde os acúmulos de detritos permaneceram se concentram na região A, destacada na Figura 66, logo após a seção crítica do Rio Santo Antônio. Na época, conforme Figura 28, a ocupação local era mínima, porém nos dias atuais (Figura 32), pode ser verificada uma considerável ocupação nessa área.

A região C, onde se concentra a maior população, teria áreas afetadas reduzidas em relação às duas anteriormente citadas, limitadas a lotes vizinhos do Rio Santo Antônio, com depósitos da ordem de grandeza de 2,0 m. Alguns outros locais próximos às ruas principais também serão afetados.

Conforme pode ser visualizado no item 12.4, em relação às velocidades do fluxo fora do eixo do Rio Santo Antônio, pode ser notado um comportamento diferenciado. Estão previstos maiores valores na região C, em relação às regiões A e B. A maior impermeabilização e resistência ao fluxo dessa área, refletida no coeficiente de Manning adotado para a mesma, é a provável razão desse tipo de resultados.

Como a energia de impacto está diretamente associada à velocidade, qualquer estrutura ao longo das margens do curso d'água nessa área, provavelmente sofrerá grandes impactos.

A velocidade também é calculada ao longo do canal principal de estudo, porém não apresenta resultados gráficos. No apêndice 12.5 estão relacionados os valores obtidos para a velocidade do fluxo no Rio Santo Antônio em ordem decrescente, associados aos pontos da malha em que o rio se encontra. De maneira geral, as maiores velocidades estão mais próximas à seção crítica, diminuindo em direção a montante, sendo a máxima 9,05 m/s ocorrendo aproximadamente na hora 12 do evento.

Logo, nas regiões A e B da Figura 66, mesmo que não verificadas altas velocidades fora do trecho do canal, devem ser analisados os riscos associados ao

carregamento de blocos / matacões / árvores de grande porte pelo fluxo hiperconcentrado do rio. A partir da Equação (17), aplicável dada a inclinação média da bacia em análise, estima-se que o fluxo possa carregar consigo rochas de até 3,30 m ($0,04 \times 9,05^2$) de diâmetro (Figura 3). Efetuando-se uma relação simples para energia de impacto de uma rocha dessa magnitude, tal movimentação teria energia na ordem de 2.042 kJ ($49.864 \text{ kg} \times 9,05 \text{ m/s}^2 / 2$).

7.3 Ações Mitigadoras Estruturais

Segundo Cruz e Massad (1997) os parâmetros chave para o dimensionamento de estruturas de proteção em relação ao efeito de *debris flow* são: vazão, forças de impacto e pressões, velocidade e volume de sedimentos transportados.

Como resultado da simulação efetuada nessa Dissertação, obtêm-se todos os parâmetros acima com resolução espacial e temporal coerente com o necessário para o dimensionamento de tais estruturas, porém somente na área correspondente ao cone de dejeção.

As intervenções mais comuns para *debris flows* e outras movimentações de massa estão resumidas na Tabela 2.

As obras de mitigação são muito mais simplificadas nas áreas de fornecimento de material da bacia, uma vez que as velocidades e energias de impacto são reduzidas quando o material ainda não foi mobilizado.

No caso da Bacia do Rio Santo Antônio, podem ser verificadas áreas íngremes de encostas com recobrimento de Mata Atlântica muito reduzido, conforme Figura 65 em grande quantidade e, em menor proporção, em fotos aéreas que mostram a parte inabitada e de maiores declividades da bacia. Esse descobrimento vegetal se dá parte em razão do próprio *debris flow* ocorrido em 1967, e parte devido à ação antrópica.

Conforme já discutido no item 5.2, dentre as soluções mitigadoras para as áreas de fornecimento de material para os *debris flows*, está o reflorestamento, uma vez que encostas sem o recobrimento vegetal são muito mais suscetíveis a sofrerem erosão e escorregamentos translacionais ou rotacionais.

As soluções do tipo contenções estruturais não devem ser assumidas como regra geral para a bacia, uma vez que as áreas habitadas efetivamente próximas às encostas de maiores declividades se tratam de edificações isoladas. Além disso, o custo e o impacto ambiental resultante da implantação de obras desse tipo nas porções mais íngremes da bacia as tornam soluções inviáveis.

Exceção se faz às margens da Rodovia dos Tamoios, que constantemente é afetada por deslizamentos de menor magnitude. Nesses locais a utilização de contenções estruturais passa a ser uma alternativa não só viável, como necessária em muitos pontos.

Massad *et al.* (2004) afirmam que para o controle de *debris flows* é necessário executar um conjunto de obras sequenciais, com objetivos diversos e complementares. Como exemplo do conjunto de intervenções possíveis para uma bacia sujeita a *debris flows*, pode ser assumida a obra de controle das movimentações de materiais no entorno da Refinaria Presidente Bernardes em Cubatão / SP, apresentado na Figura 67.

Figura 67.- Estruturas de proteção a *debris flows* da Refinaria Presidente Bernardes de Cubatão / SP (MASSAD *et al.*, 2004)

Pode ser verificado que foi adotado no caso alguns conceitos essenciais, um misto de quebra de energia / acumulação, traduzido nas barragens permeáveis BF-1, BF-2, B-5, BS-1 e BS-2; com acumulação, no reservatório W-10; seguida de direcionamento do fluxo de lama remanescente, através das demais estruturas a jusante.

Uma série de dispositivos semelhantes pode ser utilizada nos três tributários principais do Rio Santo Antônio: o Córrego Quinhentos Réis, o Rio do Ouro e o Rio Mantegueira.

Para uma verificação preliminar, é necessária a verificação da vazão de pico estimada para cada tributário. A partir da Equação (46), combinada à adoção de um volume total de material movimentado conforme Tabela 19, foi determinada na Equação (43) uma estimativa para a magnitude da vazão de pico da bacia.

$$Q = 613,529 \cdot q_T \rightarrow q_T = \frac{8.287.328,528}{613,529} = 13.507,631 \text{ m}^3/\text{s} \quad (43)$$

Assumindo que os tributários tenham contribuições equivalentes no Rio Santo Antônio, cada um teria uma vazão de pico total de aproximadamente 4.502 m³/s, valor 6 vezes maior que os 740 m³/s utilizados nas obras de proteção à Refinaria Presidente Bernardes. Isso é compreensível, uma vez que a área da Bacia do Rio Santo Antônio é de aproximadamente 39,8 km², resultando em aproximadamente 13,27 km² por tributário, enquanto a Bacia do Córrego das Pedras, referente à refinaria, é de aproximadamente 2,64 km². Ressalta-se que por se tratar de uma vazão de pico, a ocorrência de vazão dessa magnitude não dura mais que algumas dezenas de segundos, podendo então apresentar valores muito maiores que as vazões totais (*debris* + água) da hora de pico de *debris flows*, já apresentadas de outros eventos e calculadas nessa Dissertação

Obviamente, assim como descrito por Massad *et al.* (2004), não é necessária a construção de todos os tipos de estruturas com vazão de projeto dessa magnitude, uma vez que podem ser adotadas vazões com menores intervalos de recorrência dependendo da posição e os riscos envolvidos quando do galgamento de uma barragem de amortecimento, por exemplo.

Sugere-se então a instalação de diversas barragens seletivas ao longo dos três tributários do Rio Santo Antônio, conforme o conceito de Pinto (1998), gerando volumes de acumulação individuais ao longo de seu eixo principal, quebrando a declividade das drenagens e diminuindo a energia de um eventual fluxo.

A implantação de um reservatório na confluência dos três tributários de volume suficiente para o amortecimento da cheia é aconselhável. Seu volume será determinado a partir da nova configuração do *debris*grama da bacia, resultante da presença dos diques seletivos ao longo dos cursos d'água principais. A principal influência física dos diques é o acúmulo temporário de líquidos e sedimentos menores, retardando a cheia de projeto (PINTO, 1998). Além disso, deve ser dimensionado estruturalmente para suportar o impacto dos sedimentos maiores, barrando-os completamente e impedindo seu avanço às áreas mais planas e, no caso, mais populosas da bacia hidrográfica.

A magnitude e formato geral do hidrograma resultante será, portanto, muito mais abrandada que o seu valor original, implicando em um volume de acumulação necessário para o reservatório muito menor do que o necessário caso fosse adotada a vazão não amortecida de pico.

Outro tipo de obra de mitigação dos danos causados por um *debris flow* são as proteções das margens dos canais de drenagem. Segundo Massad *et al.* (2004), para determinadas situações, o carreamento de material do leito e das margens dos canais é muito representativo. No caso da Bacia do Rio Santo Antônio, ao longo da mesma região onde deverão ser implantados os diques seletivos, podem ser implantadas medidas para a estabilização das margens, como por exemplo, a instalação de colchões reno, paredes em gabião, etc.

8 DISCUSSÃO

Em comparação aos relatos e fotografias do evento extremo ocorrido no dia 18 de março de 1967, a princípio, os resultados da simulação apresentaram uma aderência muito boa e consistente.

Para verificar quantitativamente essa afirmação, propõe-se aqui a comparação entre os dados coletados e trabalhados como entrada para a simulação (principalmente relativos à região anterior à seção crítica da corrente d'água) efetuada nessa Dissertação, aliados aos resultados obtidos com a mesma (relativos ao cone de dejeção e comportamento pós seção crítica) com as relações já conhecidas indicadas no item referente à revisão bibliográfica.

Após essa validação, foram tecidos alguns comentários relativos aos resultados obtidos com a simulação.

8.1 Aderência dos Dados Obtidos / Retroanalizados

8.1.1 Dados de Entrada Relativos ao Evento

Primeiramente, foi analisada a precipitação e seu comportamento, apresentados no item 7.1.1. A precipitação de pico obtida foi de $i_{pico} = 93,50$ mm/h com comportamento apresentado na Tabela 12 e na Figura 50.

De acordo com dados obtidos do evento ocorrido em 2011 na Região Serrana do Rio de Janeiro, reproduz-se aqui o hietograma obtido para a estação pluviométrica de Ypu, no Município de Nova Friburgo, entre os dias 11/01/2011 e 12/01/2011 (para mais informações vide item 5.3.6):

Figura 68.- Precipitação /15min na estação pluviométrica de YPU – Nova Friburgo/RJ entre os dias 11/01/2011 e 12/01/2011 (DOURADO, ARRAES e FERNANDES E SILVA, 2012)

Nessa estação pluviométrica, a precipitação de pico chegou a 61,8 mm/h à meia-noite do período em questão.

O comportamento observado pode ser considerado levemente diferenciado ao do hietograma obtido no caso da Bacia do Rio Santo Antônio, uma vez que neste, as encostas começaram a descer nas primeiras horas da manhã do dia 18 de março de 1967 (CRUZ, 1974). Isso impactou no fato de serem impostos maiores índices pluviométricos para a porção do hietograma anterior à precipitação de pico em detrimento da posterior. Como exemplo da contrariedade dos comportamentos, o gráfico da Figura 68, apresenta precipitações maiores após a ocorrência do pico.

Em relação às grandezas de precipitação, foi elaborada a Tabela 17, coligindo valores de precipitações para a Bacia do Rio Santo Antônio para o dia 18 de março de 1967 e quatro estações pluviométricas de Nova Friburgo entre os dias 11 e 12 de janeiro de 2011:

Tabela 17.- Comparativo entre grandezas de precipitação para os eventos de Caraguatatuba em 1967 e Nova Friburgo 2011

Local	Precipitação de 24 h (mm)	Precipitação de Pico (mm/h)	Relação Pico / 24 h
Bacia do Rio Santo Antônio (dados retroanalizados)	363,75*	93,50	25,70%
Ypu	222,80	61,80	27,74%
Sítio Santa Paula	240,00	50,00	20,83%
Olaria	241,80	54,80	22,66%
Estação Nova Friburgo	182,00	40,00	21,97%

* Média da precipitação entre as três estações (Rio do Ouro, Caputera e Fazenda São Sebastião) multiplicada pelo fator 1,14 (retirado da Tabela 6, para conversão de chuva diária em precipitação de 24 horas)

Ao se observar as relações apresentadas na última coluna da Tabela 17, observa-se que os dados retroanalizados para a Bacia do Rio Santo Antônio se mostraram coerentes com os valores reais medidos em Nova Friburgo.

Massad (2002), a partir da consideração de uma espessura média de escorregamentos de 1,00m, porosidade média do terreno como 40% e concentração volumétrica de sólidos de 50%, efetuou uma análise da precipitação de ignição dos *debris flows* da Bacia do Rio Santo Antônio para o mesmo evento e determinou valor de pico de 72 mm/h.

Para se conduzir uma análise criteriosa desse cálculo, faz-se necessária uma verificação mais aprofundada do *debris*grama que foi determinado para o projeto. Fundamentado nos dados contidos na Tabela 16, quantificaram-se os volumes totais mobilizados, conforme apresentado na Tabela 18:

Tabela 18.- Volume de material mobilizado para o evento de 18 de março de 1967 em Caraguatatuba

Hora	C _v	Vazão média no horário (m ³ /s) – Sólidos (<i>Debris</i> grama)	Volume de Sólidos Mobilizado no horário (m ³)	Volume de Sólidos Acumulado (m ³)
0	0,200	6,612	23.802,882	23.802,882
1	0,200	8,049	28.977,124	52.780,006
2	0,200	9,799	35.276,135	88.056,141
3	0,200	11,929	42.944,418	131.000,559
4	0,200	14,522	52.279,623	183.280,182
5	0,200	17,679	63.644,103	246.924,285
6	0,220	24,281	87.412,183	334.336,468
7	0,280	40,756	146.721,969	481.058,437
8	0,330	62,839	226.221,810	707.280,248
9	0,396	101,686	366.070,404	1.073.350,652
10	0,440	148,562	534.824,674	1.608.175,326
11	0,449	292,366	1.052.519,035	2.660.694,361
12	0,250	20,878	75.161,567	2.735.855,929
13	0,200	11,046	39.763,840	2.775.619,769
14	0,200	7,791	28.049,140	2.803.668,908
15	0,200	5,496	19.785,670	2.823.454,578
16	0,200	3,877	13.956,676	2.837.411,254
17	0,200	2,735	9.844,943	2.847.256,198
18	0,200	1,929	6.944,555	2.854.200,753
19	0,200	1,361	4.898,642	2.859.099,395
20	0,200	0,960	3.455,468	2.862.554,863
21	0,200	0,677	2.437,464	2.864.992,326
22	0,200	0,478	1.719,370	2.866.711,697
23	0,200	0,337	1.212,832	2.867.924,528

Observa-se que o volume total de sólidos mobilizado, combinado a uma densidade de 2,65 t/m³ resulta em uma massa total mobilizada de 7.600.000 t, conforme dados de Fúlfaro *et al.* (1976), uma vez que os coeficientes volumétricos foram retroanalizados de forma a obter tais volumes totais.

Na Tabela 19, determinou-se também o volume total de sólidos + água do *debris flow* retroanalizado.

Tabela 19.- Volume de sólidos + água mobilizado para o evento de 18 de março de 1967 em Caraguatatuba

Hora	C _v	Vazão média no horário (m³/s) – Total	Volume de Total Mobilizado no horário (m³)	Volume Total Acumulado (m³)
0	0,200	6,612	119.014,411	119.014,411
1	0,200	8,049	144.885,618	263.900,029
2	0,200	9,799	176.380,676	440.280,705
3	0,200	11,929	214.722,090	655.002,795
4	0,200	14,522	261.398,115	916.400,910
5	0,200	17,679	318.220,516	1.234.621,426
6	0,220	24,281	397.328,104	1.631.949,530
7	0,280	40,756	524.007,032	2.155.956,562
8	0,330	62,839	685.520,638	2.841.477,200
9	0,396	101,686	925.211,047	3.766.688,247
10	0,440	148,562	1.215.510,623	4.982.198,870
11	0,449	292,366	2.344.140,391	7.326.339,260
12	0,250	20,878	300.646,270	7.626.985,530
13	0,200	11,046	198.819,200	7.825.804,730
14	0,200	7,791	140.245,698	7.966.050,427
15	0,200	5,496	98.928,352	8.064.978,779
16	0,200	3,877	69.783,380	8.134.762,159
17	0,200	2,735	49.224,717	8.183.986,875
18	0,200	1,929	34.722,777	8.218.709,652
19	0,200	1,361	24.493,208	8.243.202,861
20	0,200	0,960	17.277,341	8.260.480,202
21	0,200	0,677	12.187,318	8.272.667,519
22	0,200	0,478	8.596,850	8.281.264,369
23	0,200	0,337	6.064,159	8.287.328,528

A partir da relação entre o volume acumulado de sólidos e o volume total de sólidos mais água mobilizado, obtém-se um valor de C_v médio para o evento 0,346.

Massad (2002) apresenta uma relação entre o volume total mobilizado de um *debris flow* e o volume escorregado das encostas, a Equação (44). De acordo com Fúlfaro *et al.* (1976) o volume total escorregado para o evento se encontra na faixa de 4.200.000m³:

$$Q = \frac{(1 - \eta) \cdot Q_{esc}}{(1 - p) \cdot C_v} \rightarrow 8.827.328,528 \text{ m}^3 = \frac{(1 - \eta) \cdot 4.200.000 \text{ m}^3}{(1 - 0) \cdot 0,346} \rightarrow \eta = 31,7 \% \quad (44)$$

Onde:

Q – volume total mobilizado (m^3);

η – porosidade do solo das encostas (adim.);

Q_{esc} – volume de material escorregado (m^3);

p – relação entre volumes de sólidos mobilizados nos leitos e margens com o volume total mobilizado (adotado 0, remoção de materiais somente das encostas);

C_v – concentração volumétrica de sólidos dos *debris flows* (adim.).

Pela relação apresentada, é obtida uma porosidade média de 31,7 % para o solo das encostas da Bacia do Rio Santo Antônio.

A partir dos dados apresentados nessa Dissertação (concentração de sólidos de pico, volume total mobilizado e área da bacia) e a utilização das relações propostas por Massad *et al.* (1997), pela Equação (22), e Takahashi (1991), pela Equação (23), estimou-se então a precipitação deflagradora para o evento na Equação (45).

$$q_T = \frac{Q}{500}$$

$$Q = \frac{500 \cdot 2}{(1 - C_v)} \cdot A_T \cdot I_1 \rightarrow 8.287.328,528 = \frac{500 \cdot 2}{(1 - 0,449)} \cdot 39,8 \text{ km}^2 \cdot I_1 \quad (45)$$

$$I_1 = 114,73 \text{ mm/h}$$

Como verificado no cálculo realizado na Equação (45), a precipitação de acordo com o método proposto por Massad (2002), apresentou resultados um pouco superiores ao estimado nessa Dissertação: 114,73mm/h em relação a 93,5mm/h. De acordo com o próprio Massad (2002), a relação de Takahashi entre a vazão de pico de um *debris flow* e seu volume total mobilizado apresenta grande dispersão.

Assumindo então que os valores de volumetria de Fúlfaro *et al.* (1976) e de precipitação de ignição (Tabela 17) possuem relativa consistência, pode-se estimar uma relação, a Equação (46), entre volume total mobilizado e vazão de pico de *debris flow* para o evento em questão.

$$Q = 613,529 \cdot q_T \quad (46)$$

Onde:

Q – volume total mobilizado (m^3);

q_T – vazão de pico do *debris flow* (m^3/s).

De acordo com as sondagens obtidas para as encostas (Tabela 14) podem ser assumidas como consistentes com a configuração das escarpas íngremes da Serra do Mar, as sondagens SR-722 e SR-707, por apresentarem material residual de espessura entre 3 m e 4 m. Fúlfaro *et al.* (1976) não apresentaram diretamente o valor de espessura média adotado para a determinação do volume escorregado na Bacia do Rio Santo Antônio. Massad (2002), quando da verificação do percentual de área escorregada da bacia, adotou espessura média de deslizamentos da ordem de 1 m.

8.1.2 Reologia do Modelo Adotado

Os parâmetros reológicos apresentados no item 7.1.10, em associação às Equações (35) resultam nas seguintes relações:

$$\begin{aligned}\tau_y &= 0,05 \cdot e^{15 \cdot C_V} \\ \mu_{mix} &= 0,005 \cdot e^{20 \cdot C_V}\end{aligned}\tag{47}$$

De acordo com Bagnold, 1954, a viscosidade dinâmica do fluido pode ser relacionada à sua concentração volumétrica de sólidos de acordo com relações apresentadas na Equação (3) e Equação (7). Assumindo a viscosidade dinâmica do fluido como sendo a da água (0,89 cP) e o valor da concentração de máxima compacidade para o material em questão como o de areias ($c_{*0} = 0,644$), obtém-se a seguinte relação para a mistura em função de C_V (BAGNOLD, 1954):

$$\mu_{mix} = \left(1 + \frac{1}{\sqrt[3]{\left(\frac{0,644}{C_V}\right)} - 1}\right) \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{\left(\frac{0,644}{C_V}\right)} - 1}\right) \cdot 0,89\tag{48}$$

Obtiveram-se então os valores de viscosidade dinâmica da mistura para alguns valores de C_V , conforme Equação (47) (utilizada no modelo FLO-2D) e Equação (48) (BAGNOLD, 1954), apresentados na Tabela 20.

Tabela 20.- Viscosidade dinâmica do fluxo hiperconcentrado – FLO-2D x BAGNOLD, 1954

C_v	Viscosidade Dinâmica FLO-2D (cP)	Viscosidade Dinâmica (BAGNOLD 1954) (cP)
0,20	2,73	3,05
0,25	7,42	3,73
0,30	20,17	4,64
0,35	54,83	5,91
0,40	149,05	7,83
0,45	405,15	11,02

Verifica-se que o valor de viscosidade dinâmica da mistura, de acordo com a formulação imposta no FLO-2D e o teórico, proposto por Bagnold (1954), para concentrações volumétricas de sólidos da ordem de 0,2, são aderentes.

No entanto, para as demais gamas de concentração de sólidos, observa-se uma grande variação e incerteza no valor, apontando que o modelo pode eventualmente não responder bem quando a viscosidade atua como fator preponderante no regime do fluxo (a baixas velocidades e pequenas vazões). Uma área exemplo disso é a região C da Figura 66.

Em relação às tensões cisalhantes atuantes, estas seguirão regime semelhante no caso de regime macroviscoso, que é o caso das áreas de baixa velocidade e escoamento laminar do terreno, onde as tensões turbulentas não são representativas e a viscosidade do fluido tem influência relevante na sua movimentação.

8.1.3 Velocidades e Energias de Impacto

Conforme já mencionado no item 7.2, a velocidade máxima verificada no *debris flow* simulado é de 9,05 m/s, nas proximidades de sua seção crítica. Tal magnitude é suficiente para carrear blocos de 49,9 t e diâmetro médio de 3,30 m, com uma energia próxima a 2.000 kJ (comparável a uma rocha de 20 t caindo de uma altura de 10 m). Já no item 5.4.2, relativo à descrição do evento, menciona-se a observação de blocos entre 30 t a 100 t. Essa discrepância de valores pode ser esclarecida pela origem dos blocos, já que para inclinações maiores de encostas, a velocidade necessária para mobilizar um determinado diâmetro de material é menor, conforme pode ser notado na Equações (18) e (19).

Quanto à velocidade observada, para quesitos comparativos, foram utilizadas as relações apresentadas nas Equações (12), (13), (14) e (15) apresentadas na Tabela 21. Adotaram-se duas alturas para o fluxo, a retirada da seção 300 (Figura 119), 4 m, e a maior altura de fluxo verificada nesta mesma seção (Figura 70) durante a simulação, 8,7 m. A inclinação do canal é a média da bacia até a seção crítica 16,59 ° (item 7.1.4).

Tabela 21.- Velocidades estimadas para o *debris flow* (S=16,59°)

Autor	Seção 300 (h = 4,00 m)	Altura Máxima (h = 8,70 m)
Kherkheulidze, 1967	15,45 m/s	23,69 m/s
Zhang <i>et al.</i> , 1985	22,30 m/s	32,38 m/s
Kherkheulidze, 1975	8,34 m/s	12,78 m/s
Sribni, 1966	9,63 m/s	16,21 m/s

Verifica-se que as relações apresentadas mostram valores relativamente maiores que os obtidos com o modelo. Uma possível razão para isso é a adoção da declividade na seção crítica como sendo a média da bacia a montante da mesma, o que aparenta estar superestimado. Efetuou-se então um reestudo, apresentado na Tabela 22, com a utilização de inclinação de 5 ° para o canal, obtendo-se ordens de grandeza mais coerentes, principalmente na coluna relativa à altura máxima de *debris flow* observada.

Tabela 22.- Velocidades estimadas para o *debris flow* (S=5°)

Autor	Seção 300 (h = 4,00 m)	Altura Máxima (h = 8,70 m)
Kherkheulidze, 1967	10,31 m/s	15,81 m/s
Zhang <i>et al.</i> , 1985	12,08 m/s	17,55 m/s
Kherkheulidze, 1975	5,56 m/s	8,53 m/s
Sribni, 1966	7,09 m/s	11,93 m/s

8.2 Análise dos Resultados Obtidos

Verifica-se que as ruas e estradas, existentes em um número muito maior nos dias atuais em relação à época em que ocorreu o evento, têm um papel importante na

distribuição do cone de dejeção. A consequência é que o fluxo, num evento nos dias de hoje, tende a se espalhar muito mais facilmente e rapidamente, afetando uma área muito maior do que a verificada em março de 1967.

Na área B (Figura 66), em razão da existência de uma configuração elevada do terreno na margem esquerda do Rio Santo Antônio, cria-se um barramento natural ao fluxo e seu acúmulo consequente em sua margem direita, repleta de prédios e casas.

Os resultados encontrados nas áreas em torno da região C da Figura 66, principalmente na praia são muito sensíveis a pequenas variações na reologia do fluxo, logo não devem ser assumidos com o mesmo rigor que pode ser adotado para as áreas B e A da Figura 66.

Vale ressaltar que durante o evento de 1967, o leito do rio Santo Antônio medido em média, 10 m a 20 m, passou a valores da ordem de 60 m a 80 m. Devido à crescente ocupação de suas margens, visível nas fotografias já apresentadas nessa Dissertação, grande parte dessa várzea pode e certamente seria afetada na ocorrência de um evento de semelhante magnitude. Como o modelo utilizado se vale de seções de largura fixa, esse fenômeno não é capaz de ser simulado.

9 CONCLUSÕES

Considerando-se a complexidade e muitas vezes difícil determinação e mensuração das variáveis envolvidas no fenômeno dos *debris flows*, o processo de retroanálise com base em informações disponíveis é uma boa ferramenta para a avaliação dos parâmetros de entrada adotados em simulações e consequente dimensionamento de obras de mitigação e remediação de danos.

No entanto, dados e registros de variáveis ambientais de maneira acessível e consistente facilitariam muito as análises e estudos, além de torná-las muito mais assertivas, possibilitando o seu tratamento estatístico a fim de associá-lo a probabilidades de ocorrência (SAKAI *et al.*, 2013). Algo tão importante quanto realizar análises ou elaborar planos de prevenção de danos causados por eventos extremos, é a implantação de um sistema de informações eficiente, a fim de fornecer dados de qualidade para a tomada de decisões mais coerente.

O panorama que surge a partir dos resultados obtidos confirma as afirmações levantadas como justificativas para a elaboração da Dissertação: um fenômeno do porte do ocorrido em 1967, no arranjo atual do município, seria catastrófico, dado o substancial crescimento demográfico observado no período (de 15.000 a mais de 100.000 habitantes).

Caraguatatuba apresenta uma série de sintomas relativos ao desenvolvimento econômico: a construção de vias, o crescimento populacional e as demandas provenientes da extração de petróleo da Bacia de Santos vêm mudando a aparência do município nas últimas décadas.

Qualquer adensamento da população em uma região de alta sensibilidade ambiental é preocupante. Dada a falta de espaço já observada nas áreas planas do município, parte da população já se estabelece próxima ou nas próprias encostas, aumentando sua vulnerabilidade a eventos do gênero.

Dada essa situação e os resultados da análise, muito pode ser proposto para a região, a fim de evitar futuras tragédias e danos:

- Impedir a urbanização de áreas de alto risco;

- Elaboração de planos de contingência e evacuação;
- Organizar projetos de mitigação das áreas de risco e auxílio à população afetada;
- Implementar projetos educacionais em relação às áreas e tipos de riscos associados às mesmas.

Ressalta-se que a dificuldade na obtenção de dados de entrada, como a precipitação com a resolução horária, modelo digital do terreno atualizado, seções do leito do rio e a caracterização do subsolo, indicam que há margem para uma eventual melhora na qualidade dos resultados da modelagem, caso for possível a obtenção de dados de entrada de melhor qualidade.

O objetivo principal que foi alcançado com a Dissertação aqui apresentada é a formulação de uma metodologia aplicável para qualquer bacia hidrográfica de características geomorfológicas semelhantes. Desejou-se mostrar que uma análise de *debris flows* associados a precipitações extremas é possível mesmo que com a deficiência de diversos dados de entrada, obtendo-se um resultado suficiente para auxiliar na tomada de decisões que venham a ser benéficas para uma determinada população / região sujeita ao risco associado a tais fenômenos.

10 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como eventuais estudos relacionados aos resultados obtidos nessa Dissertação, podem ser enumerados os seguintes:

- Detalhamento e dimensionamento de obras mitigadoras onde necessário, não deixando de se considerar a hipótese da desocupação de áreas muito vulneráveis;
- Determinação de estudos associados a períodos de recorrência variados, a fim de associar uma probabilidade aos danos potenciais, criando mapas de vulnerabilidade a eventos extremos da região;
- Implementação de planos diretores baseados nas cartas de vulnerabilidade, restringindo certos tipos de ocupação a determinadas áreas em função da vulnerabilidade a eventos extremos;
- Validação de parâmetros reológicos do FLO-2D por meio de análises de *mud flows*, e verificação de sua aderência a resultados reais (pois em *mud flows* as viscosidades e tensões cisalhantes são muito mais representativas na determinação da movimentação do material em relação aos *debris flows*);
- Aplicação da metodologia para a retroanálise de um evento de *debris flow* para outra bacia da Serra do Mar, para verificar o comportamento da metodologia utilizada nessa Dissertação a outros contextos geomorfológicos;
- Efetuar simulação semelhante, associada à consideração de marés meteorológicas que venham a barrar o fluxo e produzir resultados de diferentes magnitudes;
- Gerar alguma condição que simule a restrição do fluxo causada por objetos como a ponte que desmoronou, causando um acúmulo de volume a montante, como observado na Figura 46 e Figura 47.

11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA. <http://hidroweb.ana.gov.br/>. **Site da ANA - Agência Nacional de Águas**, 2012. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br/>>. Acesso em: 03 Janeiro 2012.

ARAI, M.; TAKAHASHI, T. The mechanics of mud flow. **Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers**, nº375, 1986. 69-77.

BAGNOLD, R. A. **Experiments on a Gravity free dispersion of large solid spheres in a newtonian fluid under shear**. Proceedings of the Royal Society of London, Series A, v.225. [S.l.]: [s.n.]. 1954. p. 49-63.

BAGNOLD, R. A. The shearing and the dilatation of dry sands and the "singing" mechanism. **Proceedings of the Royal Society of London, Series A**, v.295, 1966. 219-232.

CECI, M. B. Mapeamento de blocos rochosos na frente da corrida de massa do Quitite: etapa fundamental ao entendimento da fenomenologia do acidente. **Simpósio de Geologia dos Sudeste, V; Atas Itatiaia**, 1997. 276-278.

CONTI, J. B. **Circulação secundária e efeito orográfico na gênese das chuvas na região nordeste paulista**. IGEOC/USP. São Paulo. 1975.

COSTA NUNES, A. J. Landslides in soils of decomposed rock due to intense rainstorms. **ICSMFE, 7, México, Proceedings, v2**, 1969. 547-554.

COSTA, J. E. Physical Geomorphology of Debris Flows. In: COSTA, J. E.; FLEISHER, P. J. **Developments and Applications of Geomorphology. Cap.9**. [S.l.]: Springer-Verlag, 1984. p. 268-317.

CROSTA, G.; IMPOSIMATO, S. R. D. G. Continuum numerical modeling of flow-like landslides. **Landslides from massive Rock Slope Failure, Evans et al. (eds.), Springer**, 2006. 211-232.

CRUZ, O. **A Serra do Mar e o Litoral na Área de Caraguatatuba-SP – Contribuição à Geomorfologia Litorânea Tropical**. São Paulo: [s.n.], 1974.

Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo (FFLCH-USP). Departamento de Geografia (FLG).

CRUZ, P. T.; MASSAD, F. **Debris Flow**: an attempt to define design parameters. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Junho. 6p. Rio de Janeiro: [s.n.]. 1997.

D'AGOSTINO, V.; CERATO, M.; COALI, R. Il trasporto solido di eventi estremi nei torrenti del Trentino orientale. **International Symposium Interpraevent**, Garmisch-Partenkirchen, Alemanha, 1, 1996. 377-386.

DAVIES, T. R. Debris flow behavior - an integrated overview. In: WALLING, D. E. **Erosion, Debris Flows and Environment in Mountain Regions**. Julho, IAHS, n.209. Chengdu, China: [s.n.], 1992. p. 217-225.

DÉCOURT, A. foi um RIO que passou. **foi um RIO que passou**, 2010. Disponível em: <<http://www.rioquepassou.com.br/2010/01/02/rua-gal-glicerio-janeiro-de-1967/>>. Acesso em: fev. 2014.

DOURADO, F.; ARRAES, T. C.; FERNANDES E SILVA, M. O Megadesastre da Região Serrana do Rio de Janeiro - as Causas do Evento, os Mecanismos dos Movimentos de Massa e a Distribuição Espacial dos Investimentos de Reconstrução no Pós-Desastre. **Anuário do Instituto de Geociências - UFRF ISSN 0101-9759 e-ISSN 1982-3908 - Volume 35 - 2/2012**, 2012. 43-54.

EINSTEIN, H. A. **The bed-load function for sediment transport in alluvial streams**. USDA Tech Bull. nº 1026. [S.l.]. 1950.

ESCANDIUZZI, F. A pior enchente de Santa Catarina deixou 199 mortos em 1974. **Agência de Notícias São Joaquim Online**, 2008. Disponível em: <<http://saojoaquimonline.com.br/2008/12/11/a-pior-enchente-de-santa-catarina-deixou-199-mortos-em-tubarao-em-1974/>>. Acesso em: fev. 2014.

FLO-2D SOFTWARE INC. **FLO-2D Pro Reference Manual**. Nutrioso, AZ, Estados Unidos da América. 2010.

FÚLFARO, V. J.; PONÇANO, W. L.; BISTRICHI, C. A.; STEIN, D. P. **Escorregamentos de Caraguatatuba**: expressão atual, e registro na coluna sedimentar da planície costeira adjacente. 1º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, v.2. Rio de Janeiro: [s.n.]. 1976. p. 341-350.

GOOGLE BRASIL. Google Maps, 2012. Disponível em: <<http://maps.google.com.br/maps?hl=pt-BR&tab=wl>>. Acesso em: 25 jan. 2012.

GRAMANI, M. F. **Caracterização Geológico-Geotécnica das Corridas de Detritos ("debris-flows") no Brasil e Comparação Com Alguns Casos Internacionais**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP-USP) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF). São Paulo. 2001.

GRAMANI, M. F.; AUGUSTO FILHO, O. Analysis of the triggering of debris flow potentiality and the run-out reach estimative: an application essay in the Serra do Mar mountain range. **Landslides: Evaluation and Stabilization**, LACERDA, EHRLICH, FONTOURA & SAYÃO (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 1535 665 2, Julho 2004. 1477-1483.

GUIDICINI, G.; IWASA, O. Y. Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamento em meio tropical úmido. In: IPT **Publicação 1080**. [S.l.]: 48p, 1976.

HONG, X. Y. **The Debris Flow in Han Yu Torrent of Mi Yun county of Beijing**. International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention. Setembro. Tsukuba, Japão: [s.n.]. 1985. p. 191-193.

HSÜ, K. J. Albert Heim: observations on landslides and relevance to modern interpretation. In: VOIGHT, B. **Rockslides and Avalanches, 1, Natural Phenomena. 14A. Cap. 1**. [S.l.]: Elsevier Scientific Publishing Company, Developments in Geotechnical Engineering, 1978. p. 71-93.

HUTCHINSON, J. N. General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: _____ **Landslides, v1**. [S.l.]: Balkema, 1988. p. 3-35.

IBGE. **IBGE CIDADES@**, 2012. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/cidadesat/painel/painel.php?codmun=351050#>>. Acesso em: 18 Junho 2012.

IKEYA, H. A method of designation for area in danger of debris flow. **Erosion and sediment transport in Pacific Rim Steeplands, Proceedings of the Christchurch Symposium, International Association of Hydrological Sciences, Publication No.132**, 1981. 576-588.

IPT. **Relatórios nº25.065 e 25.636 - Estudo das Instabilizações de Encostas da Serra do Mar na Região de Cubatão, objetivando a caracterização do fenômeno "corrida de lama" e a prevenção de seus efeitos**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas. São Paulo. 1987.

IPT. **Relatório nº57.540 - Plano de Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Litoral Norte**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas. São Paulo. 2001.

ITA. **Mudanças Climáticas Globais e Impactos na Zona Costeira: Modelos, Indicadores, Obras Cíveis e Fatores de Mitigação/Adaptação**. Instituto Tecnológico da Aeronáutica. São José dos Campos. 2009.

JICA. **Sabo and River Improvement Works in Japan and Master Plan on the Disaster Prevention in Serra do Mar, Cubatão Region, State of São Paulo**. Japan International Cooperation Agency. [S.I.]. 1990.

JICA. **The Study on The Disaster Prevention and Restoration Project in Serra do Mar, Cubatão Region, State of São Paulo**. Japan International Cooperation Agency. [S.I.]. 1990.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAÚJO FILHO, H. A. **Basic and common characteristics of debris flows**. 2º Panamerican Symposium on Landslides, 2ºCOBRAE. Rio de Janeiro: [s.n.]. 1997. p. 223-231.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAÚJO FILHO, H. A. **Main Factors Intervening in the Risk Assessment of Debris Flows**. International Workshop on the Debris Flow Disaster. Caracas, Venezuela: [s.n.]. 2000.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAÚJO FILHO, H. A. **Environmental effects of debris flows and their protection measures**. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, (3). [S.l.]: Balkema. 2001. p. 1913-1916.

MACIAS, J.; AMARAL, C.; VARGAS JÚNIOR, E. Retroanálise do comportamento mecânico das corridas de massa de 1996 no Rio de Janeiro: Determinação da velocidade de deslocamento e da viscosidade dos materiais envolvidos. **2º Pan-American Symposium on Landslides (II PSL) / 2º Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (2ª COBRAE)**, 1, Rio de Janeiro, 1997. 243-251.

MASSAD, F. **Corridas de Massas Geradas por Escorregamentos de Terra: Relação Entre Área Deslizada e a Intensidade de Chuva**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, 2. São Paulo: ABMS. 2002. p. 1223-1234.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A. **Comparison between estimated and measured debris flow discharges and volume of sediments**. 2º Panamerican Symposium on Landslides, 2º COBRAE. Rio de Janeiro: [s.n.]. 1997. p. 213-222.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A.; ARAÚJO FILHO, H. A. Concepção e Função das Obras de Controle de Debris Flows, Construídas em Cubatão, São Paulo, Brasil. **9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Portugal, v.3**, 2004. 155-164.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A.; ARAÚJO FILHO, H. O. Serra de Cubatão: Cenários de riscos de debris flows e seu possível controle. **2º SIBRADEN**, 2007.

MELO, D. F. M. D. **Comportamento reológico de solos sujeitos a corridas de lama por liquefação estática**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo. 2013.

MEYER-PETER, E.; MÜLLER, R. **Formulas for bedload transport**. Proceedings of IAHR, 2nd Congress. Estocolmo, Suécia: [s.n.]. 1948. p. 39-64.

O'BRIEN, J. S. **FLO-2D: 2 Dimensional Flood Routing Model Software**. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Nutrioso, Arizona, Estados Unidos da América. 1989.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y. **Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows**. Specialty Conference on Delineation of Landslides, Flash Flood & Debris Flow Hazards in Utah. d. p. Utah, Estados Unidos da América: s.l. Water Research Laboratory. 1985. p. 260-279.

PAIVA, A. 1967 - SERRA DAS ARARAS A MAIOR TRAGÉDIA. **Blog do Paulinho**, 2011. Disponível em: <<http://bogdopaulinho.blogspot.com.br/2011/01/1967-serra-das-araras-maior-tragedia.html>>. Acesso em: fev. 2014.

PINTO, D. P. **Diques Seletivos na Sistematização de Torrentes**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP-USP) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (PHD). São Paulo. 1998.

POMÉS, C. H. **Desenvolvimento de um Modelo Conceitual Para Simulação de uma Avalanche de Detritos (Debris Flow) qualquer**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 139p. [S.l.]. 1994.

PREFEITURA MUNICIPAL DE CARAGUATATUBA. PREFEITURA MUNICIPAL DE CARAGUATATUBA, 2012. Disponível em: <<http://www.caraguatatuba.sp.gov.br>>. Acesso em: 13 março 2012.

RICKENMANN, D. Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. **Journal of Hydraulic Engineering**, V.117, n11, 1991. 1419-1439.

ROSSO, M.; MAGNI, L. **Preliminary Short Course On Debris-Flow**. Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica Trasporti e Infrastrutture Civili. Torino. 2011.

SAKAI, R. O.; CARTACHO, D. L.; ARASAKI, E.; ALFREDINI, P.; PEZZOLI, A.; SOUSA JÚNIOR, W. C.; ROSSO, M.; MAGNI, L. Extreme Events Assessment Methodology Coupling Debris Flow, Flooding and Tidal Levels in the Coastal

Floodplain of the São Paulo North Coast (Brazil). **International Journal of Geosciences**, Vol. 4, nº5B, set. 2013. 30-38.

SAURET, B. **Coulées de débris canalisées - Compte rendu bibliographique**. 150/151. [S.I.]: Bull. Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées. 1987. p. 65-77.

SESTINI, M. F. **Variáveis Geomorfológicas no Estudo de Deslizamentos em Caraguatatuba-SP utilizando imagens TM-LANDSAT e SIG**. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE). São José dos Campos. 2000.

SHOUCANG, S.; SHENLIANG, X. **Structure mode and rheologic property of mud debris flow**. International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention. Setembro. Tsukuba, Japão: [s.n.]. 1985. p. 227-230.

SUWA, S.; OKUDA, S. **Deposition of Debris Flows on a Fan Surface, Mt. Yakedake, Japan**. Zeitschrift für Geomorphology, Suppl.-Bd.46. Stuttgart, Alemanha: [s.n.]. 1983. p. 79-101.

TAKAHASHI, T. **Debris Flow**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1991.

TATIZANA, C. **Análise da correlação entre chuvas e escorregamentos - Serra do Mar, Município de Cubatão**. 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, v2 - ABGE. [S.I.]: [s.n.]. 1987. p. 225-236.

TATIZANA, C. **Modelamento Numérico da Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos**. 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, v2 - ABGE. [S.I.]: [s.n.]. 1987. p. 237-248.

TAVARES, F. M. Enchente de 1974 e Tubarão / SC. **Bio Tavares**, 2013. Disponível em: <<http://biotavares.blogspot.com.br/2013/10/enchente-de-1974-em-tubaraosc.html>>. Acesso em: fev. 2014.

TIGA, J. F. **Análise Espacial e Estatística dos Movimentos de Massa Deflagrados pelas Chuvas dos dias 11 e 12 de Janeiro de 2011 na Região Serrana do Estado do Rio de Janeiro, Brasil**. Publicação G.DM-220/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99p. [S.I.]. 2013.

TORRICO, J. J. T. **Práticas Hidrológicas**. Rio de Janeiro: Transcon, 1974.

TUCCI, C. E. M. **Drenagem Urbana**. 1ª. ed. Porto Alegre/RS: Editora da UFRGS, 1995.

VAN DINE, D.F. Debris flows and debris torrents in the Southern Canadian Cordillera. **Canadian Geotechnical Journal**, **22**, 1985. 44-68.

VIEIRA; AL., B. C. Estudo Comparativo dos Movimentos de Massa Ocorridos em Fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e do Papagaio (RJ): Uma Abordagem Geomorfológica. **2nd Panamerican Symposium on Landslides, 2º COBRAE. Rio de Janeiro**. 165-174.

WHIPPLE, K. X. Predicting debris flow runout and deposition on fans: the importance of the flow hydrograph. In: WALLING, D. E. **Erosion, Debris Flows and Environment in Mountain Regions. Julho, IAHS, nº209**. Chengdu, China: [s.n.], 1992. p. 329-336.

WHIPPLE, K. X. Open-Channel Flow of Bingham Fluids: Applications in Debris Flow Research. **The Journal of Geology**, **v105**, 1997. 243-262.

WITISKI, H. D. M. **Modellazione numerica di debris-flow per il bacino del Rio Santo Antônio, in Caraguatatuba, costa nord dello Stato di São Paulo, Brasile**. [S.l.]. 2012.

WOLLE, C. M. **Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar, no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 1988.

WOOLHISER, D. A. Simulation of Unsteady Overland Flow. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. **Unsteady Flow in Open Channels**. Fort Collins, CO, Estados Unidos da América: Water Resources Publications, 1975.

12 APÊNDICE

12.1 Hora de Ocorrência da Máxima Profundidade de *Debris Flow*

Figura 69.- Hora de ocorrência da máxima profundidade de *debris flow*

12.2 Profundidade Máxima do *Debris Flow* no Rio Santo Antônio

Figura 70.- Profundidade máxima do *debris flow* no Rio Santo Antônio

12.3 Profundidade do Fluxo de *Debris Flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Resolução Horária)

Figura 71.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 1)

Figura 72.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 2)

Figura 73.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 3)

Figura 74.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 4)

Figura 75.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 5)

Figura 76.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 6)

Figura 77.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 7)

Figura 78.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 8)

Figura 79.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 9)

Figura 80.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 10)

Figura 81.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 11)

Figura 82.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 12)

Figura 83.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 13)

Figura 84.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 14)

Figura 85.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 15)

Figura 86.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 16)

Figura 87.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 17)

Figura 88.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 18)

Figura 89.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 19)

Figura 90.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 20)

Figura 91.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 21)

Figura 92.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 22)

Figura 93.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 23)

Figura 94.- Profundidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 24)

12.4 Velocidade do *Debris Flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Resolução Horária)

Figura 95.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 1)

Figura 96.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 2)

Figura 97.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 3)

Figura 98.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 4)

Figura 99.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 5)

Figura 100.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 6)

Figura 101.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 7)

Figura 102.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 8)

Figura 103.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 9)

Figura 104.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 10)

Figura 105.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 11)

Figura 106.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 12)

Figura 107.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 13)

Figura 108.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 14)

Figura 109.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 15)

Figura 110.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 16)

Figura 111.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 17)

Figura 112.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 18)

Figura 113.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 19)

Figura 114.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 20)

Figura 115.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 21)

Figura 116.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 22)

Figura 117.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 23)

Figura 118.- Velocidade do fluxo de *debris flow* na Bacia do Rio Santo Antônio (Hora 24)

12.5 Velocidades Máximas no Canal

Tabela 23.- Velocidades máximas no canal

MAXIMUM CHANNEL VELOCITIES LISTED IN DESCENDING ORDER		
NODE	MAXIMUM VELOCITY	TIME OF OCCURRENCE
	(FPS OR MPS)	(HRS)
2821	9.05	11.99
2822	8.92	12.00
2823	7.46	12.00
2820	7.39	11.99
2819	7.37	12.01
2818	6.71	12.02
4783	6.38	12.05
2824	6.13	12.00
4914	5.99	12.05
2963	5.85	11.99
3109	5.45	11.98
4650	5.37	12.05
3255	5.26	11.98
4517	5.12	12.04
3400	5.10	11.98
3545	4.99	12.04
3688	4.91	12.04
3829	4.86	12.04
3970	4.84	12.04
4382	4.83	12.04
4108	4.79	12.04
4246	4.78	12.04
5043	4.58	12.05
2825	4.55	11.97
5170	4.22	12.05
5169	4.13	12.05
5168	4.09	12.05
5166	4.08	12.05
5167	4.07	12.05
5292	4.06	12.05
5417	4.04	12.05
5653	4.03	12.04
5655	4.03	12.04
5656	4.03	12.04
5774	4.03	12.04
5654	4.02	12.04
5416	4.02	12.05
5657	4.02	12.04
5658	4.01	12.04
5893	4.01	12.04
5659	4.01	12.04
5539	4.00	12.05
5537	4.00	12.04
5538	3.99	12.06
5892	3.99	12.04
5891	3.96	12.05
6007	3.90	12.05
6006	3.84	12.05
5383	3.82	12.62
5507	3.81	12.62
4325	3.78	12.71
3919	3.77	12.64
4058	3.75	12.64
6120	3.75	12.06
4189	3.74	12.70
4197	3.72	12.64
4334	3.71	12.63
4737	3.71	12.63
4872	3.70	12.63
5257	3.70	12.62
4470	3.69	12.63
3777	3.69	12.64
5003	3.68	12.63
4604	3.67	12.63
4869	3.67	12.63
6231	3.67	12.05
5631	3.67	12.62
4871	3.67	12.63
4724	3.66	12.71
5131	3.66	12.63
4723	3.66	12.71
5958	3.65	13.12
3633	3.65	12.64
3776	3.65	12.64

4982	3.64	12.71
5957	3.64	13.12
5632	3.63	12.62
4981	3.63	12.71
4853	3.63	12.71
4592	3.63	12.71
3632	3.63	12.64
4870	3.62	12.63
6230	3.60	12.22
6071	3.59	13.12
4459	3.58	12.71
3631	3.57	12.64
6339	3.53	12.22
5108	3.53	12.71
3772	3.50	12.65
6446	3.49	12.21
2826	3.49	12.00
3912	3.45	12.65
4051	3.44	12.70
6445	3.43	12.21
6182	3.38	13.12
6444	3.35	12.21
5603	3.32	12.71
5234	3.31	12.70
5724	3.27	12.71
6291	3.25	13.12
6548	3.24	12.04
5633	3.18	12.62
5359	3.18	12.71
5842	3.17	12.72
6398	3.15	12.71
6547	3.11	12.17
6502	3.08	12.71
5723	3.07	12.71
6546	3.03	12.75
5481	3.00	12.71
6604	3.00	12.71
6545	2.96	12.74
5358	2.94	12.71
5759	2.91	12.74
5880	2.90	12.73
5997	2.90	12.73
6603	2.88	12.71
5757	2.88	12.74
5758	2.86	12.74
6439	2.86	12.74
5634	2.86	12.74
6111	2.85	12.73
6702	2.82	12.71
6110	2.80	12.74
6799	2.79	12.71
6894	2.75	12.71
6331	2.71	12.74
6221	2.70	12.74
6893	2.69	12.71
6985	2.59	12.71
7247	2.54	13.12
7075	2.50	13.12
7330	2.47	13.12
7248	2.46	13.12
7163	2.45	13.12
7410	2.40	13.12
7641	2.39	13.12
7488	2.37	13.12
7487	2.36	13.12
7564	2.36	13.12
7717	0.44	2.49
7793	0.37	2.51
7792	0.29	13.23
7791	0.24	13.23
7718	0.00	0.00
7867	0.00	0.00
7943	0.00	0.00

12.6 Seções do Rio Santo Antônio (Arranjadas de montante para jusante)

Figura 119.- Seção 300 – Rio Santo Antônio

Figura 120.- Seção 290 – Rio Santo Antônio

Figura 121.- Seção 280 – Rio Santo Antônio

Figura 122.- Seção 270 – Rio Santo Antônio

Figura 123.- Seção 260 – Rio Santo Antônio

Figura 124.- Seção 250 – Rio Santo Antônio

Figura 125.- Seção 240 – Rio Santo Antônio

Figura 126.- Seção 230 – Rio Santo Antônio

Figura 127.- Seção 220 – Rio Santo Antônio

Figura 128.- Seção 210 – Rio Santo Antônio

Figura 129.- Seção 200 – Rio Santo Antônio

Figura 130.- Seção 190 – Rio Santo Antônio

Figura 131.- Seção 180 – Rio Santo Antônio

Figura 132.- Seção 170 – Rio Santo Antônio

Figura 133.- Seção 160 – Rio Santo Antônio

Figura 134.- Seção 150 – Rio Santo Antônio

Figura 135.- Seção 140 – Rio Santo Antônio

Figura 136.- Seção 130 – Rio Santo Antônio

Figura 137.- Seção 120 – Rio Santo Antônio

Figura 138.- Seção 110 – Rio Santo Antônio

Figura 139.- Seção 100 – Rio Santo Antônio

Figura 140.- Seção 90 – Rio Santo Antônio

Figura 141.- Seção 80 – Rio Santo Antônio

Figura 142.- Seção 70 – Rio Santo Antônio

Figura 143.- Seção 60 – Rio Santo Antônio

Figura 144.- Seção 50 – Rio Santo Antônio

Figura 145.- Seção 40 – Rio Santo Antônio

Figura 146.- Seção 30 – Rio Santo Antônio

Figura 147.- Seção 20 – Rio Santo Antônio

Figura 148.- Seção 10 – Rio Santo Antônio

12.7 Tabelas de Declividades e Altitudes em Função da Distância à Foz – Afluentes do Rio Santo Antônio

Tabela 24.- Declividades e altitudes – Córrego Quinhentos Réis

Quinhentos Réis				Córrego Quinhentos Réis											
X	Y	i (%)	i (Graus)												
0	38	3,33	1,91	3º afluente											
450	53	7,01	4,01	X	Y	i (%)	i (Graus)	2º afluente							
985	90	5,31	3,04	985	90	12,90	7,35	X	Y	i (%)	i (Graus)	1º afluente			
1550	120	7,27	4,16	1063	100	50,00	26,57	1550	120	40,00	21,80	X	Y	i (%)	i (Graus)
1963	150	12,50	7,13	1263	200	66,67	33,69	1625	150	26,67	14,93	1963	150	25,00	14,04
2363	200	15,36	8,73	1338	250	28,65	15,99	1813	200	40,00	21,80	2163	200	13,99	7,96
2688	250	54,35	28,52	1512	300	19,38	10,97	1938	250	25,00	14,04	2520	250	35,09	19,33
2780	300	67,57	34,05	1770	350	31,25	17,35	2138	300	39,84	21,72	2663	300	18,69	10,59
2928	400	21,13	11,93	1930	400	46,51	24,94	2263	350	87,72	41,26	2930	350	45,45	24,44
3070	430			2038	450	33,33	18,43	2320	400	15,75	8,95	3040	400	55,56	29,05
				2188	500	15,38	8,75	2638	450	25,97	14,56	3130	450	103,09	45,87
				2513	550	17,39	9,87	2830	500	64,10	32,66	3227	550		
				2800	600	41,67	22,62	2908	550	40,98	22,29				
				2920	650	46,75	25,06	3030	600	60,61	31,22				
				3113	740			3113	650	133,33	53,13				
								3150	700	8,57	4,90				
								3500	730						

Tabela 25.- Declividades e altitudes – Rio Mantegueira

Rio Mantegueira				Rio Mantegueira			
X	Y	i (%)	i (Graus)				
0	38	3,31	1,90				
362	50	7,54	4,31	Afluente			
1025	100	8,89	5,08	X	Y	i (%)	i (Graus)
1250	120	10,32	5,89	1250	120	16,04	9,11
2025	200	11,42	6,51	1437	150	11,49	6,56
2463	250	16,39	9,31	1872	200	15,63	8,88
2768	300	24,75	13,90	2512	300	20,16	11,40
2970	350	55,56	29,05	2760	350	28,90	16,12
3150	450	41,67	22,62	2933	400	31,85	17,67
3270	500	54,35	28,52	3090	450	39,37	21,49
3362	550	46,30	24,84	3217	500	53,76	28,26
3470	600	142,86	55,01	3310	550	45,45	24,44
3505	650	64,10	32,66	3420	600	100,00	45,00
3583	700	3,89	2,22	3470	650	55,56	29,05
4870	750	4,15	2,38	3560	700	87,72	41,26
6075	800	13,85	7,89	3617	750	17,34	9,84
6436	850	43,48	23,50	3790	780		
6505	880						

Tabela 26.- Declividades e altitudes – Rio do Ouro

Rio do Ouro				Rio do Ouro			
X	Y	i (%)	i (Graus)				
0	38	2,40	1,37				
500	50	11,11	6,34	2º afluente			
950	100	6,67	3,81	X	Y	i (%)	i (Graus)
1475	135	8,57	4,90	1475	135	15,00	8,53
1650	150	14,29	8,13	1575	150	7,84	4,48
2000	200	11,11	6,34	2060	188	21,38	12,07
2090	210	21,62	12,20	2350	250	13,16	7,50
2275	250	16,39	9,31	2730	300	21,74	12,26
2580	300	20,83	11,77	2960	350	29,41	16,39
2820	350	26,32	14,74	3130	400	15,15	8,62
3010	400	33,33	18,43	3460	450	21,74	12,26
3160	450	41,67	22,62	3690	500	29,41	16,39
3280	500	71,43	35,54	3860	550	38,46	21,04
3350	550	100,00	45,00	3990	600	33,33	18,43
3400	600	25,00	14,04	4140	650	21,74	12,26
3600	650	31,25	17,35	4370	700	7,09	4,06
3760	700	17,24	9,78	5075	750	6,78	3,88
4050	750	26,79	15,00	5812	800	40,00	21,80
4162	780			5912	840		
				1º afluente			
				X	Y	i (%)	i (Graus)
				2275	250	14,49	8,25
				2482	280	10,10	5,77
				2680	300	15,63	8,88
				3000	350	20,00	11,31
				3250	400	41,67	22,62
				3370	450	23,81	13,39
				3580	500	19,23	10,89
				3840	550	33,33	18,43
				3990	600	31,25	17,35
				4150	650	20,00	11,31
				4400	700	7,35	4,21
				5080	750	17,67	10,02
				5363	800	29,94	16,67
				5530	850		
				Aflu/ 1º Aflu			
				X	Y	i (%)	i (Graus)
				2482	280	41,67	22,62
				2530	300	29,41	16,39
				2700	350	11,76	6,71
				3125	400	26,74	14,97
				3312	450	71,43	35,54
				3382	500	104,17	46,17
				3430	550	55,56	29,05
				3520	600	27,78	15,52
				3700	650	11,11	6,34
				4150	700	2,62	1,50
				6062	750	14,42	8,21
				6270	780		