

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

ESTUDO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE
ESTRUTURAS AFETADAS POR FLUXO DE DETRITOS

FLÁVIO DA SILVA ORNELAS

ORIENTADOR: HERNAN EDUARDO MARTINEZ

CARVAJAL, DSc

COORIENTADOR: LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO,

DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-292/17

BRASÍLIA / DF: AGOSTO / 2017

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
ESTUDO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE ESTRUTURAS
AFETADAS POR FLUXO DE DETRITOS

FLÁVIO DA SILVA ORNELAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM GEOTECNIA.

APROVADA POR:

HERNAN EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)

LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)
(COORDENADOR)

ANDRÉ LUIS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

TEREZINHA DE JESUS ESPÓSITO BARBOSA, DSc (UFMG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 10 DE AGOSTO DE 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

ORNELAS, FLÁVIO DA SILVA

Estudo da vulnerabilidade física de estruturas afetadas por fluxo de detritos [Distrito Federal] 2017

xv, 148 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|----------------------|--------------------|
| 1. Análise de Risco | 2. Vulnerabilidade |
| 3. Fluxo de detritos | 4. Edificações |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ORNELAS, F. S. (2017). Estudo da vulnerabilidade física de estruturas afetadas por fluxo de detritos. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Publicação G.DM 292/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 148 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Flávio da Silva Ornelas

TÍTULO DA TESE DE MESTRADO: Estudo da vulnerabilidade física de estruturas afetadas por fluxo de detritos.

GRAU/ANO: Mestre / 2017

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

Flávio da Silva Ornelas

308 Sul, alameda 10, lote HM 2.1, Apto 1303, Residencial Astúrias

77.021-068 – Palmas-TO – Brasil

(ornelas.eng@gmail.com)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha querida companheira Aline, aos meus pais Waldemar e Fátima, a Vinícius e Neliane, meus sobrinhos Ester, Samuel e João Pedro, minha avó, aos meus amigos e aos professores que repassaram conhecimento e sabedoria!

AGRADECIMENTOS

À Deus toda honra, toda glória e todo o louvor, pela graça e misericórdia, pelo cuidado em todos os momentos!

À minha família e amigos.

Aos meus Orientadores, Hernán Carvajal e Luís Fernando Ribeiro pela orientação, apoio, compreensão, paciência e pelos ensinamentos.

Aos professores da Pós Graduação em Geotecnia da UNB, pelos ensinamentos, por partilharem a preciosa sabedoria, pela paciência, pela dedicação e pelos exemplos de humanidade e inteligência muito preciosos.

Aos colegas do programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UNB pelas tantas horas de estudos, discussões, apoio, companhia, amizade e momentos de confraternização. Todos são muito queridos, mas em especial cito o Renato Paulinelli, Michael Vargas, Bernardo Albuquerque, Chang, Carlos Quartas, Andressa, Leandro Hasmussem, Thais, Liosber Medina, Lucas Parreira, Lucas Leandro, Yasletty, Vinícius, Jader, Cristina, Nelson, Burgos, Heidy, Joya, Didier, Jaime, Carlos Moreno, Mariela, Marcelo, Jogério, Edilce, Matheus, Igor, Nima, Eliu, Catherin, Letícia, Luan, e tantos outros colegas que compartilham a amizade dentro e fora do SG-12. Além dos brasileiros compartilhamos culturas com colegas costarriquenhos, cubanos, colombianos, paquistaneses, iranianos, bolivianos e peruanos.

Aos meus amigos e colegas de trabalho do IFTO – Campus Palmas, pelo apoio e incentivo.

Ao programa de pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB).

Enfim, gostaria de agradecer a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste objetivo. Obrigado!

RESUMO

ESTUDO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE ESTRUTURAS AFETADAS POR FLUXO DE DETRITOS

A academia, as empresas e o governo, voltam-se cada vez mais para os estudos de análise de risco para possíveis eventos em barragens de reservatórios ou de rejeitos após o evento ocorrido no distrito de Bento Rodrigues, município de Mariana-MG. O desastre provocou uma comoção mundial e despertou as entidades para os estudos de impactos e previsões das consequências de modo a evitar uma repetição desse trágico evento. Para a academia abriu a possibilidade de aplicar ou calibrar modelos de análises de risco que possam ser usados como indicadores dos riscos em grandes obras e estruturas para garantir melhor execução, manutenção, fiscalização e até uma normalização que impeça construções consideradas inseguras. As consequências de eventos como o fluxo de detritos ocorrido em Bento Rodrigues podem ser trágicas e irreversíveis. Destas, destacam-se as perdas de vidas humanas, danos ao meio ambiente, destruição de estruturas e edificações históricas. A atividade de mineração é fundamental para a economia e desenvolvimento local e do país. Isso motiva a pesquisa dos riscos, efeitos e consequências possíveis ao realizar uma obra proveniente desta atividade e assim colabora para que se destinem mais recursos para otimização de técnicas construtivas e de gerenciamento de riscos. Este trabalho apresenta uma compilação de informações sobre análise de risco, o histórico de eventos catastróficos, os tipos e técnicas construtivas de barragens de rejeitos e as análises existentes na Geotecnia. O trabalho parte para um tema mais específico: a vulnerabilidade física de edificações. A partir deste, é realizado um estudo dos tipos de modelos já utilizados no mundo, sendo escolhidos três possíveis modelos de serem utilizados com dados obtidos em visitas realizadas ao local do evento em Bento Rodrigues. Foram escolhidos os modelos de Li et. al (2010), Guimarães Silva (2015) e o de Kang & Kim (2015). Os modelos apresentaram bom desempenho tendo sua utilização considerada satisfatória para utilização em gerenciamentos de riscos, constituindo uma forma possível de determinar as consequências tanto em eventos naturais de fluxo de detritos quanto nortear para o bom desempenho das obras da atividade de mineração.

ABSTRACT

STUDY OF THE PHYSICAL VULNERABILITY OF STRUCTURES AFFECTED BY WASTE FLOW

The academy, enterprises and government are turning increasingly for studies of analysis of risk for possible events in dams of reservoir or tailings after the event occurred in Bento Rodrigues District, in Mariana – MG. The disaster caused a worldwide commotion and awakened entities for studies of impacts and predictions of consequences in order to avoid a repetition of this tragic event. For the academy, it has opened up the possibility of applying or calibrating models of analysis of risk that can be used as risk indicators in great works and structures to guarantee better execution, maintenance, inspection and even a normalization that prevents constructions considered unsafe. The consequences of events such as the waste flow that occurred in Bento Rodrigues can be tragic and irrecoverable. From those, stand out loss of human lives, damages to the environment, destruction of structures and historic buildings. The mining activity is fundamental for the local and national economy and development. That motivates the research of the risks, effects and possible consequences to carry out a work from this activity and thus collaborates to more resources to optimize construction techniques and risk management. This work presents a compilation of information about analysis of risk, the historic of catastrophic events, types and constructive techniques of tailings dams and the existing analyzes in Geotechnics. The work goes to more specific theme: the physical vulnerability of buildings. From this, a study of the types of models already used in the world is carried out, being chosen three possible models to be used with data obtained in visits to the place of the event in Bento Rodrigues. The models of Li et. al (2010), Guimarães Silva (2015) and Kang & Kim (2015) were chosen. The models presented good performance and their use considered satisfactory for use in risk management, constituting a possible way of determining the consequences as in natural events of the waste flow as to guide the good performance of the works of the mining activity.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Motivação	1
1.3	Objetivos.....	5
1.4	Estrutura da Dissertação	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	Identificação da fonte de risco.....	7
2.2	Caracterização de fluxo de detritos	7
2.3	Barragens de rejeitos de mineração	10
2.4	Algumas catastrofes causadas por rupturas de barragem	13
2.5	Análise de risco para rupturas de barragem de rejeitos.....	18
2.6	Gerenciamento de Risco	21
2.6.1	Programa de Gerenciamento de Risco - PGR	22
2.6.2	Plano de Ações Emergenciais - PAE.....	23
2.7	Vulnerabilidade	24
2.8	Vulnerabilidade Física.....	24
2.9	Modelos de vulnerabilidade física para deslizamentos de terra	26
2.9.1	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Li et al. (2010).....	27
2.9.2	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Uzielli et al. (2014)	30
2.9.3	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Silva & Pereira (2014)	36
2.9.4	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Guimarães Silva (2015).....	38
2.10	Modelos de vulnerabilidade física para fluxo de detritos.....	46
2.10.1	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Rheinberger et al. (2013).....	46
2.10.2	Modelo de vulnerabilidade física desenvolvido por Kang & Kim (2015)	50
2.11	Análise do grau de danos em edificações para determinação do valor da vulnerabilidade física	53
2.11.1	Danos estruturais conforme Normas Técnicas brasileiras.....	53
2.11.2	Análises de indenizações e da integridade de edificações.....	54
3	ESTUDO DE CASO.....	56
4	METODOLOGIA	61
4.1	Obtenção de dados no local	62
4.2	Critério de danos observados no local.....	63

4.3	Georeferenciamento.....	65
4.4	Determinação da intensidade.....	71
4.4.1	Determinação da velocidade.....	72
4.4.2	Determinação da densidade média do material.....	73
4.5	Resistência das edificações.....	79
4.6	Parâmetros do modelo de Kang & Kim (2015).....	80
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	82
5.1	Resultados da determinação da vulnerabilidade física de edificações pelo método de Li et al. (2010).....	82
5.2	Resultados da determinação da vulnerabilidade física de edificações pelo método de Guimarães Silva (2015).....	84
5.3	Resultados da determinação da vulnerabilidade física de edificações pelo método de Kang & Kim (2015).....	87
5.4	Resultados gerais da vulnerabilidade física de edificações.....	88
5.5	Análise estatística dos resultados.....	92
6	CONCLUSÕES.....	95
6.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	98
	Referências.....	100
	APÊNDICE I.....	105
	APÊNDICE II.....	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Rupturas de barragens de rejeitos no Brasil (Modificado - ICOLD, 2014)	2
Tabela 2.2: Valores para o fator de resistência para tipologia estrutural (LI et al, 2010)	29
Tabela 2.3: Valores do fator de resistência para o número de pavimentos (LI et al, 2010).	29
Tabela 2.4: Valores de resistência para o fator do estado de manutenção (LI et al, 2010)	30
Tabela 2.5: Valor para fator da diferença entre profundidade de detritos e fundação (LI et al, 2010)	30
Tabela 2.6: Relevância dos fatores estruturais para danos em edificações por componentes (UZIELLI et al., 2014)	34
Tabela 2.7: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para tipos estruturais para os edifícios como classificados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI, et al., 2014)	35
Tabela 2.8: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para o tipo de fundação como categorizados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI et al., 2014)	35
Tabela 2.9: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para a idade dos edifícios como classificados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI, et al. 2014)	35
Tabela 2.10: Características de edifícios e pesos de resistência correspondentes (SILVA & PEREIRA, 2014).....	38
Tabela 2.11: Ajuste para o coeficiente δ . (GUIMARÃES SILVA, 2015)	43
Tabela 2.12: Classificação de danos em edifícios por fluxos de detritos (KANG & KIM, 2015). 52	
Tabela 2.13: Funções de Vulnerabilidade para os diferentes tipos de estruturas de edificações (KANG & KIM, 2015).....	52
Tabela 4.1: Classificação de danos para avaliação das Edificações.....	64
Tabela 4.2: Identificação das edificações observadas e catalogadas.....	71
Tabela 4.3 Identificação de normas usadas nos ensaios.....	75
Tabela 5.1: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Li et al. (2010).....	83
Tabela 5.2: Edificações utilizadas para calibração do valor de T1	84
Tabela 5.3: Análise do percentual de acerto da diferença entre a vulnerabilidade observada e a calculada utilizando os valores 1, 3 e 5 para coeficiente δ	85
Tabela 5.4: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Guimarães Silva (2015)	86
Tabela 5.5: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Kang & Kim (2015)	87
Tabela 5.6 Resultados de valores de vulnerabilidade dos modelos para as edificações analisadas	88
Tabela 5.7 Percentual de erro na comparação com a vulnerabilidade observada	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Vista do município de Miraf -MG (AGÊNCIA BRASIL, 2014)	3
Figura 2.1: Huascarán, Peru, antes e após 1970 soterrada pela avalanche de detritos (adaptado de PRESS et. al, 2006)	8
Figura 2.2 Fluxos gravitacionais e características (modificado de TEIXEIRA et. al, 2000).....	9
Figura 2.3 Diagrama de Fluxos e características (DIAS, 2006).....	9
Figura 2.3: Representação esquemática de fluxos gravitacionais inconsolidados e imagens correlacionadas de eventos - (adaptado de PRESS et. al, 2006)	10
Figura 2.4: Estruturas de uma barragem de rejeitos (SAMARCO, 2016)	11
Figura 2.5: Métodos construtivos de barragens de rejeitos: (a) jusante; (b) linha de centro; (c) montante (PEREIRA, 2005).....	12
Figura 2.11: Desastre de Buffalo Creek (WEST VIRGINIA UNIVESTY, 2014)	14
Figura 2.7: Barragens de rejeitos da mina de Prestavel e imagens da catástrofe (modificado - NATURAL HAZARDS, 2012).....	15
Figura 2.9: barragem de rejeitos Merriespruit após ruptura. (USSD, 2013).....	16
Figura 2.10: Barragem de rejeitos da Usina de alumina em Ajka, Hungria (USSD, 2013).....	16
Figura 2.12: barragem de rejeitos Mount Polley após ruptura e o fluxo pelo vale do lago (CBC, 2014)	17
Figura 2.13: Onda de cheia de acordo com a distância da jusante da barragem (ANA, 2013) 19	
Figura 2.14: Processo de redução de riscos (CETESB, 2011).....	22
Figura 2.15: Teoria da tendência de mudança de Vulnerabilidade com I/R (a) e com a Intensidade (b) (adaptado de LI et al. 2010).	27
Figura 2.16: Intensidade - funções de vulnerabilidade para valores discretos selecionados de resiliência (UZIELLI et al.,2014).....	32
Figura 2.17: Fluxograma metodológico para avaliar PV do edifício e a perda potencial devido a deslizamentos rasos (SILVA & PEREIRA, 2014)	37
Figura 2.18: Diagrama esquemático para a função $V = f(T)$ (GUIMARÃES SILVA, 2015) 39	
2.12	40
Figura 2.19: Análise do efeito do coeficiente δ na determinação da vulnerabilidade. (GUIMARÃES SILVA, 2015).....	45
Figura 2.20: Superfície de Vulnerabilidade considerando a função T e o coeficiente δ . (GUIMARÃES SILVA, 2015).....	46

Figura 2.21: Quadro conceitual para a análise empírica dos dados da perda proporcional (adaptado de RHEINBERGER et. al, 2013)	47
Figura 2.22: Previsões de perda proporcional pelo Modelo I para profundidades e velocidades de fluxo de detritos comumente observadas. Para construir este gráfico, o ângulo de impacto foi fixado nos meios de amostra de 64 ° (RHEINBERGER et. al, 2013).....	49
Figura 2.23: Curvas de vulnerabilidade: A função da profundidade do fluxo, B função da velocidade do fluxo e C função da pressão de impacto (KANG & KIM, 2015)	53
Figura 3.1: Complexo de Germano antes do evento (SAMARCO, 2015).....	56
Figura 3.2: Imagem aérea do evento antes e depois (adaptado do Google Earth, 2016)	57
Figura 3.4: Edificação antes e após o evento (adaptado do Google street view, 2016).....	60
Figura 4.1: Edificação atingida pelo evento.....	63
Figura 4.2: Identificação e posição das edificações analisadas (adaptado do GLOBALGEO).....	65
Figura 4.3: Modelo numérico do terreno do Google Earth Pro® e mancha de inundação sobreposta em cotas topográficas no AutoCAD Civil 3D®	66
Figura 4.5: Verificação de cotas com GPS no local do evento	68
Figura 4.6: Medição de diferença de cota em edificação soterrada	69
Figura 4.7: Distância do percurso do córrego Santarém a partir da barragem no AutoCAD Civil 3D®	69
Figura 4.8: Informações geométricas obtidas pelo Google Earth	70
Figura 4.9: local de coleta de amostras de material dentro de edificações (adaptado de GlobalGEO)	73
Figura 4.10: Primeiro ponto de coleta de amostras do material dentro de edificação	74
Figura 4.11: Segundo ponto de coleta de amostras do material dentro de edificação	74
Figura 4.12: Execução de ensaio densidade real dos sólidos pelo Picnômetro.....	75
Figura 4.13: Coleta de alturas de inundação e de material retido dentro de edificação.....	76
Figura 4.14: Obtenção do índice de vazios por moldagem de amostra.....	77
Figura 4.15: Obtenção do índice de vazios por método semi-empírico de massa aparente.....	78
Figura 4.16: imagem do Google Earth Pro® e áreas da seção do canal fornecida pelo AutoCAD Civil 3D®.....	81
Figura 5.1: Identificação de um dos vários sistemas construtivos nas edificações locais	82
Figura 5.2: Gráfico da comparação dos resultados da vulnerabilidade física conforme Li et. al (2010) com a vulnerabilidade observada nas edificações afetadas no evento	89

Figura 5.3: Gráfico da comparação dos resultados da vulnerabilidade física conforme Guimarães Silva (2015) com a vulnerabilidade observada nas edificações afetadas no evento

90

Figura 5.4: Gráfico da comparação da Vulnerabilidade calculada dos parâmetros de Kang & Kim (2015), com a Vulnerabilidade observada nas edificações afetadas no evento. 91

Figura 5.5: Distribuição normalizada para os resultados de percentual de erro dos modelos. 94

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agencia Nacional de Águas
ASF	Autoridade de Supervisão de Seguros e Fundos de Pensões
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CETESB	Companhia Ambiental do estado de São Paulo
COBRAMSEG	Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
ELU	Estado limite último
g	Grama
Gs	Densidade dos grãos
h	Hora
H	Horizontal
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICOLD	Comissão Internacional de Grandes Barragens
ICMM	Conselho Internacional de Mineração e Metais
IFTO	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
INPE	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
ISO	Organização Internacional para Padronização
kPa	Quilo Pascal
L	Comprimento
L	distância horizontal

LABGEO	Laboratório de Geotecnia
M	Massa
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
min	Minuto
mm	Milímetro
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
q	Vazão
Qp	Vazão de pico
SIG	Sistemas de Informação Geográfica
s	Segundo
S	Inclinação local
UnB	Universidade de Brasília
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos
USP	Universidade de São Paulo
v	Velocidade
V	Volume
Z	Gradiente modificado
δ	Coefficiente de interação entre o deslizamento e a estrutura
ΔH	Diferença em altura

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O risco é, em muitos casos, caracterizado pela referência aos eventos potenciais e às consequências, ou à combinação destes. Pode ser expresso em termos de uma combinação de consequências de um evento e a probabilidade de ocorrência do evento. Após uma identificação de um risco potencial, deve ser realizado o processo de avaliação deste, que é o processo global de identificação, análise e avaliação. Esta avaliação compara os resultados de uma análise de risco e determina se o seu nível é aceitável ou tolerável, auxiliando assim, na tomada de decisões. O tratamento de riscos constitui, entre as variáveis, a ação de minimizar, assumir ou aumentar o risco, remover a fonte, alterar a probabilidade deste ou das suas consequências. Um evento pode levar a uma série de consequências com efeitos positivos ou negativos sobre os elementos envolvidos, expressos quantitativa ou qualitativamente, e até gerar reações em cadeia. As consequências e a probabilidade de ocorrência de um evento são a expressão da magnitude do risco e podem ser determinadas por modelagem dos resultados de um evento ou de um conjunto de eventos, ou por extrapolação a partir de estudos experimentais ou a partir dos dados disponíveis (ISO, 2009).

1.2 MOTIVAÇÃO

Eventos de rompimento de barragens de rejeito têm ocorrido de forma catastrófica no Brasil e no mundo, gerando graves consequências ambientais e sociais. Ao longo das últimas décadas houveram vários rompimentos de barragens no país, embora a maioria dos casos tenha gerado pouca repercussão. Dentre esses casos, seis rupturas aconteceram em Minas Gerais, de 1985 até hoje, envolvendo barragens de rejeito de mineração. Wolney apud Mello (2016), informou que o índice aceitável de acidentes é de 1 acidente em 10.000 barragens por ano, no entanto, no Brasil o atraso em adotar um programa de segurança de barragens levou a um índice de 1 acidente para 250 barragens por ano. Este mesmo autor expõe que acidentes quando bem analisados e divulgados costumam acarretar progressos nos procedimentos relativos à segurança de empreendimentos de grande vulto como são as grandes barragens. Na Tabela 1.1, pode ser observado alguns dos acidentes ocorridos no Brasil, registrados pela Comissão Internacional de Grandes Barragens. (ICOLD, 2014).

Tabela 1.1: Rupturas de barragens de rejeitos no Brasil (Modificado - ICOLD, 2014)

Barragem	Data evento	Mortes
Mineração Herculano, Itabirito, Minas Gerais, Brasil	10/Set/14	3
Mineração Rio Pomba Cataguases, Mirai, Minas Gerais, Brasil	jan/03, mar/06 e jan/07	-
Mineração Rio Verde, São Sebastião das Águas Claras, distrito Nova Lima, Minas Gerais, Brasil	22/jun/01	5
Mineração Serra Grande-Crixas, Goiás, Brasil	Fev/94	-
Mina do Pico de São Luís, Minas Gerais, Brasil	2/Out/86	-
Mina de Fernandinho, Itabirito, Minas Gerais, Brasil	Mai/86	7

Os acidentes contínuos levaram à constituição da Lei N° 12.334, (BRASIL, 2010) que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). A Lei aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características:

I - altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 m (quinze metros);

II - capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos);

III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;

IV - categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas.

A Lei descreve que a classificação de risco pode ser feita também, conforme os danos econômicos e a partir deste deve ser elaborado o Plano de Segurança da Barragem (PSB) e o Plano de Ação Emergencial (PAE).

De acordo com tabela de barragens disponível no site ANA (2016), o Brasil tem 663 barragens de contenção de rejeitos de mineração e 295 barragens de resíduos industriais. Mello (2016), pontuou a existência no Brasil de mais de 1400 grandes barragens de acumulação de água e mais de 750 barragens de acumulação de rejeitos de mineração.

Em 29 de março de 2003, em Cataguases-MG, a barragem de resíduos industriais rompeu liberando 900 mil metros cúbicos de lignina e sódio gerando grandes prejuízos ambientais.

Em 10 de janeiro de 2007, uma barragem com rejeitos da mineradora Rio Pomba Cataguases, rompeu e inundou as cidades de Mirai e Muriaé com mais de 2 milhões de litros de lama de bauxita. Mais de 4 mil pessoas ficaram desalojadas e 1.200 casas foram atingidas. Em Muriaé o desastre arrastou casas, carros e propriedades rurais inteiras. Um ano antes, em março de 2006, a mesma barragem já havia rompido-se e causado problemas, quando um vazamento contaminou córregos e rios, matando centenas de peixes e interrompendo o fornecimento de água em MG e no RJ. Muriaé e Patrocínio de Muriaé, também na Zona da Mata Mineira, Laje de Muriaé e Itaperuna no Rio de Janeiro, foram os municípios mais atingidos pelo rompimento da barragem de rejeitos de bauxita da empresa Mineração Rio Pomba Cataguases, terceira maior produtora de bauxita do Brasil. A bauxita extraída pela Rio Pomba era encaminhada para o município de Cataguases, a cerca de 30 km de Mirai, e servia como matéria prima, juntamente com o ácido sulfúrico, vindo de outra empresa da cidade de Juiz de Fora (MG), para a produção de cerca de 80% do sulfato de alumínio do Brasil (DNPM, 2007). Logo após o acidente, o governo de Minas Gerais determinou o fechamento da Mineração Rio Pomba Cataguases. A Figura 1.1 mostra uma vista do rio Pomba em Cataguases-MG após a ruptura.



Figura 1.1: Vista do município de Mirai -MG (AGÊNCIA BRASIL, 2014)

Em novembro de 2015 ocorreu o desastre de Bento Rodrigues e após este evento, a engenharia brasileira novamente despertou para a importância da segurança de barragens e este tema, tornou-se o mais discutido em universidades, eventos, simpósios, congressos e palestras. Recentemente a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), entidade de caráter técnico e científico, fundada em 1950, após as discussões

ocorridas no XVIII COBRAMSEG, publicou uma carta aberta sobre Barragens de Disposição de Rejeitos. Dentre as recomendações, as barragens de disposição de rejeitos exigem uma engenharia complexa, que inclui variabilidade de propriedades e carregamentos. Dada a inserção dessas estruturas nos meios social e ambiental, com eventuais danos, é necessário que se promova uma rigorosa gestão de risco, que considere os prováveis modos de falha do barramento e seus potenciais danos e prejuízos à sociedade. Da mesma forma, os planos de ações emergenciais devem ser discutidos e transmitidos com transparência para a sociedade.

O Conselho Internacional de Mineração e Metais - ICMM (International Council on Mining and Metals) publicou recentemente os princípios de maior relevância para prevenção de falhas catastróficas, entre eles o Princípio 4: implementar estratégias e sistemas de gestão de riscos eficazes baseados em ciência sólida e que respondam pela percepção dos riscos por parte das partes interessadas. Essa informação mostra a busca pelas empresas mineradoras em embasamentos para determinar e controlar os riscos ocasionados pela atividade de mineração.

A importância de qualquer acidente em engenharia com consequências dramáticas, destruição e mortes precisa gerar um laudo isento e de elevado padrão técnico sobre as causas para produzir resultados e lições importantes para evolução do conhecimento e maior segurança em obras futuras (SAYÃO, 2016).

O desastre ocorrido em Bento Rodrigues representa a motivação desta possibilidade de gerar dados importantes para gestão de riscos pela verificação de modelos que podem ser utilizados para determinar as consequências, bem como pela importância da continuidade da atividade de mineração, que é um setor básico para a economia do país. Estes estudos tendem a garantir a efetividade e continuidade das atividades de mineração dentro de um padrão seguro no contexto dos riscos associados às estruturas de contenção de rejeitos.

Mesmo com os avanços nas aplicações de métodos de simulações numéricas capazes de prever as consequências, ainda são registrados casos de grandes desastres comprovados pelo fato das mortes causadas e danos às estruturas existentes, fato que surpreende tanto a população quanto consultores e especialistas da área.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é realizar uma aplicação de modelos existentes para determinação da vulnerabilidade física de edificações sujeitas a um evento de fluxo de detritos, com aplicação dos dados do evento ocorrido em Bento Rodrigues distrito de Mariana-MG.

Espera-se com esta pesquisa demonstrar a possibilidade de utilização destes modelos em análises de riscos de potenciais cenários de eventos como o ocorrido.

Os objetivos específicos são:

- Realizar uma compilação de estudos e informações de processos de análise de risco, determinação do perigo, intensidades e vulnerabilidade como parte do processo de análise de risco para rupturas de barragens de rejeitos;
- Estudar modelos que possam ser utilizados em uma retroanálise e escolher os que possam ser aplicados em cenários semelhantes.
- Obter e aplicar dados do evento ocorrido em Bento Rodrigues nos modelos selecionados e apresentar os resultados.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em seis capítulos. O Capítulo 1 apresenta as considerações preliminares sobre análises de risco e os eventos catastróficos ocorridos ao longo dos últimos anos com fluxo de detritos causados por rupturas de barragens de rejeitos. As motivações acadêmicas e para a indústria da mineração em seus atuais e futuros empreendimentos, apresentando os objetivos e a justificativa do trabalho proposto, além de sua estrutura organizacional.

O Capítulo 2 mostra a fundamentação teórica com os principais conceitos referentes à identificação dos componentes para a análise de risco iniciando pelos estudos de fluxo gravitacional de materiais inconsolidados e detritos que causam o perigo e histórico de eventos. Neste capítulo, também foi exposto as barragens de rejeitos, estruturas e métodos construtivos e tipos de materiais componentes e um histórico de eventos de rupturas catastróficas ocorridas no mundo. As análises de risco que existem para barragens de retenção de água, a gestão de risco e seus programas e plano de ações emergenciais. Ainda neste capítulo, foram compilados conceitos de vulnerabilidade e os estudos para vulnerabilidade física de edificações para

deslizamentos de terra e para fluxo de detritos e os modelos calibrados em eventos ocorridos em alguns países. Finalmente foram expostas as metodologias de análises de danos em estruturas conforme Normas Brasileiras e critérios utilizados em seguradoras.

O Capítulo 3 descreve o estudo de caso do evento ocorrido em Bento Rodrigues, as causas e consequências, mostrando informações divulgadas pelo evento que puderam ser utilizadas neste trabalho e podem fornecer dados para outras análises.

O Capítulo 4 é composto pela metodologia da pesquisa, as investigações de campo para coleta dos dados, o padrão de danos para análise de vulnerabilidade em edificações, os ensaios realizados e aplicação dos dados obtidos nos modelos escolhidos utilizados na pesquisa.

O Capítulo 5 apresenta os resultados e discussões destes resultados obtidos durante a pesquisa.

Finalmente, o Capítulo 6 apresenta as conclusões e as propostas para a realização de trabalhos futuros.

Ao final da dissertação, são apresentados dois apêndices. O primeiro contém os registros das edificações e a compilação dos dados de cada uma. O segundo contém os ensaios e cálculos realizados para atender aos parâmetros solicitados pelos modelos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 IDENTIFICAÇÃO DA FONTE DE RISCO

Um grande empreendimento sempre envolve riscos de diversos tipos. Em barragens, a natureza de um determinado risco pode ser a ruptura e neste caso, o potencial destrutivo é uma das consequências que pode gerar reações em cadeia.

A fonte de um risco é um elemento que individualmente ou combinado, tem o potencial intrínseco para dar origem ao risco (ISO, 2009). As fontes observadas para este estudo, tem parâmetros baseados em movimentos de massa que são processos naturais que inclui todos os processos pelos quais massas rochosas e solo se movimentam encostas abaixo sobre a influência da gravidade geralmente pela evolução e formação geológica. No entanto, o evento ocorrido tem causa antrópica onde a fonte é determinada pela barragem de rejeitos que a partir de uma ruptura pode causar movimento de massa do tipo fluxo de detritos.

De acordo com o projeto de revisão ABNT NBR 13028 (2017), rejeito é todo e qualquer material descartado durante o processo de beneficiamento de minérios. Segundo essa mesma norma, a disposição de rejeito é uma forma planejada e organizada de acumular rejeitos com minimização de riscos estruturais e ambientais.

A ICMM (2017), esclarece que os rejeitos são o material sólido e água (resíduo) de processo restante depois que os metais e minerais recuperáveis foram extraídos do minério. Os rejeitos são mais comumente armazenados em instalações de superfície, o que pode representar uma área significativa de perturbação nas operações de mineração.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DE FLUXO DE DETRITOS

Fluxo de detritos, ou uma avalanche, pode ser descrito como um fenômeno que ocorre devido uma massa de material acumulado e estático como neve, solo fino saturado ou lama, deixa sua estabilidade de modo brusco e movimenta-se de forma rápida e impetuosa, fluindo em uma encosta ou canal de uma bacia de drenagem ou vale. A massa de fluxo de detritos pode arrancar e mover árvores, rochas, destruir edificações e à medida que se desenvolve, carregar estes como materiais inertes constituintes. A avalanche de detritos é o mais rápido fluxo inconsolidado, devido ao seu alto conteúdo de água e deslocamento em encostas de alta declividade.

Em 1970, uma avalanche de rocha e neve induzida por terremoto no monte nevado Huascarán, no Peru, soterrou as cidades de Yungay e Ranrahirca. A avalanche percorreu 17km numa velocidade superior a 280km/h e estima-se que tenha atingido o volume de 100 milhões de metros cúbicos de água, lama e rochas. As mortes provocadas pelo terremoto e deslizamento foram de 66.794 pessoas (PRESS et. al, 2006). Várias cidades foram quase totalmente destruídas. Com fatores de deslizamentos de terra e inundações, foi um dos maiores desastres no Hemisfério Sul.



Figura 2.1: Huascarán, Peru, antes e após 1970 soterrada pela avalanche de detritos (adaptado de PRESS et. al, 2006)

Os movimentos de massa existentes na natureza para processos sedimentares de formação de paisagens sem interferência do ser humano foram expostos por Teixeira et. al (2000). Os autores sugerem que, fisicamente, há diferenças substanciais entre o transporte sedimentar pelas águas de um rio e pela massa viscosa de desmoronamento numa encosta. A diferença reside no modo como os dois tipos de forças, de corpo e de superfície, atuam nos sedimentos. Reconhecem-se assim dois tipos de transporte sedimentar mecânico. Quando forças de corpo e de superfície atuam sobre cada grão, apresentam suficiente liberdade de movimento em um fluido pouco viscoso, onde ocorre o transporte de grãos livres. Quando a força-peso age mais sobre a massa de grãos que estão muito próximos uns dos outros, em alta concentração em relação ao fluido, ocorre o transporte gravitacional ou denso. Neste último tipo de transporte mecânico, a grande proximidade entre grãos vizinhos favorece a forte interação entre eles. Como consequência, acentuam-se as forças de superfície dentro da massa como coesão, fricção ou tensão cisalhante (ligada à capacidade de transportar massa). Outro efeito possível é a mistura entre fluido e sedimentos finos podendo criar uma massa pseudofluidal viscosa e densa, capaz de exercer forte empuxo e resistência viscosa sobre grãos maiores e anular o efeito da força peso. A Figura 2.2 apresenta as categorias de transporte mecânico, sempre com meio fluido com alta ou baixa

viscosidade e os fluxos densos ou gravitacionais. Fluxos densos ou gravitacionais constituem um tipo de fluxo viscoso em que a viscosidade elevada deve-se à grande concentração de sedimentos no fluido (TEIXEIRA et. al, 2000).

REOLOGIA	TIPO DE PROCESSO GRAVITACIONAL	MECANISMO DE INTERAÇÃO INTERGRANULAR E/OU GRÃO / FLUIDO (SUSTENTAÇÃO DO MOVIMENTO)	REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO MECANISMO DE INTERAÇÃO	PRODUTO	REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO PRODUTO
Dúctil ou plástica (de massa)	Fluxo granular (<i>grain flow</i> ou <i>sand flow</i>)	Pressão dispersiva (choque entre grãos) e peneiramento cinético		Lentes delgadas de areia (espessura máxima subdecimétrica) com gradação inversa e empacotamento aberto	
	Fluxo de detritos ou de lama (<i>debris flow</i> ou <i>mud flow</i>)	Tensão interna (densidade/ viscosidade) da matriz: empuxo e/ou turbulência viscosa		Depósitos rudáceos com organização incipiente	

Figura 2.2 Fluxos gravitacionais e suas características (modificado de TEIXEIRA et. al, 2000).

Os fluxos detríticos são fluxos saturados com água em mistura homogênea com detritos variados, em que a percentagem de materiais grosseiros (areias e cascalhos) é elevada (em geral mais de 50%). A quantidade de materiais finos (siltes e argilas) em suspensão turbulenta é, também, elevada conforme explica Dias (2006). Este autor relata que os detritos envolvidos nestes fluxos podem ter dimensões muito variadas, desde partículas muito pequenas, como as argilas, até blocos com várias dezenas de metros. É esta mistura densa que serve de sustentáculo ao transporte em suspensão de elementos maiores. Um diagrama de fluxos pode ser observado na figura 2.3.

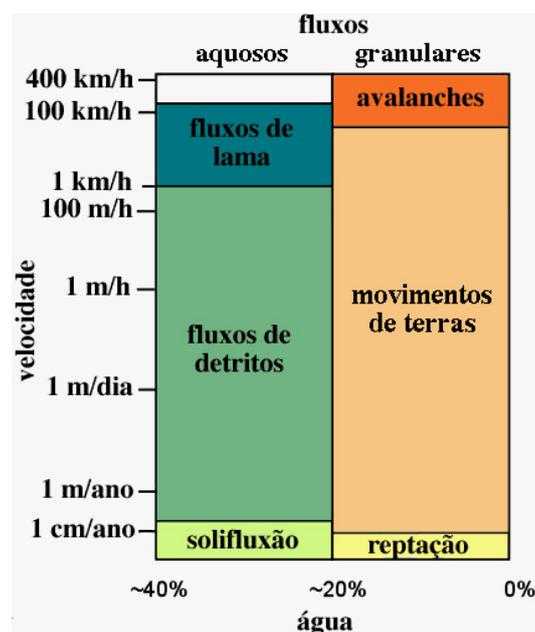


Figura 2.3 Diagrama de Fluxos e características (DIAS, 2006).

Os movimentos de massa são classificados de acordo com o material dominante o conteúdo de água ou ar e a velocidade do movimento (PRESS et. al, 2006). A Figura 2.3 mostra o esquema do movimento e imagem de eventos respectivos.



Figura 2.3: Representação esquemática de fluxos gravitacionais inconsolidados e imagens correlacionadas de eventos - (adaptado de PRESS et. al, 2006)

2.3 BARRAGENS DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

As barragens, definidas como obstáculos artificiais com a capacidade de reter água, qualquer outro líquido, rejeitos, detritos, para fins de armazenamento ou controle, podem variar em tamanho desde pequenos maciços de terra, usados frequentemente em fazendas, a enormes estruturas de concreto ou de aterro, geralmente usadas para fornecimento de água, de energia hidrelétrica, para controle de cheias e para irrigação, além de diversas outras finalidades (CBDB, 2016). Estas estruturas se caracterizam pelo elevado gradiente hidráulico e grande energia potencial que acumulam.

O descarte dos rejeitos é condicionado ao processo de beneficiamento, podendo ser feito na forma sólida ou na forma de polpa, esta, mais comumente empregada. A polpa é transportada por tubulações, denominadas rejeitodutos, por gravidade ou mediante a utilização de sistemas de bombeamento. O sistema de disposição em barragens de contenção de rejeitos consiste na técnica de lançamento dos materiais sob a forma de polpa. A disposição normalmente é executada a partir de um dique inicial de terra compactada ou de enrocamento. Na maioria dos casos, os alteamentos são executados através da técnica de aterros hidráulicos, processo consideravelmente atrativo do ponto de vista econômico, executivo e operacional (PEREIRA, 2005).

O rejeito pode ser o produto final quando se separa o minério da rocha e é depositado em forma de polpa, ou seja, uma mistura de sólidos e água. A barragem funciona como uma barreira, onde são depositados os rejeitos. À medida que o rejeito é depositado, a parte sólida se acomoda no fundo da barragem. A água presente na parte superior é então drenada e tratada, com parte sendo reutilizada no processo de mineração e o restante devolvido ao meio ambiente. Com o passar do tempo, a barragem vai “secando”, até que deixa de receber rejeitos (SAMARCO, 2016). Estas barragens são compostas por um conjunto de estruturas conforme expostas na Figura 2.4 e descritas a seguir:



Figura 2.4: Estruturas de uma barragem de rejeitos (SAMARCO, 2016)

- 1- Dique principal ou barramento: estrutura construída no fundo de um vale, com a função de conter os rejeitos. É o ponto mais baixo da barragem.
- 2- Crista: local onde começa o depósito do rejeito. É o ponto mais alto da barragem.
- 3- Reservatório de rejeito: local onde ocorre o depósito de rejeito.

- 4- Diques auxiliares: estruturas laterais que delimitam as áreas de depósito de rejeitos.
- 5- Ombreira: terreno natural onde a barragem se encaixa.
- 6- Vertedouro: estrutura que permite a saída de água do reservatório no alto da barragem.
- 7- Drenagem interna: estrutura que canaliza a água no fundo da barragem

O histórico das barragens construídas com a técnica de aterros hidráulicos tem revelado muitos insucessos com relação ao desempenho e estabilidade desse tipo de estrutura. De uma maneira geral, os problemas estavam relacionados às características dos projetos e a falta de controle da metodologia construtiva. Estes problemas foram tão importantes, gerando inúmeras rupturas que culminaram no abandono da técnica do aterro hidráulico no mundo ocidental, principalmente, aplicada à construção de barragens de acumulação de água. Contudo, à técnica de aterro hidráulico por pressões econômicas e de ordem prática se manteve aplicada à disposição de rejeitos. (RIBEIRO, 2000)

As atividades de beneficiamento, na maioria das vezes, são realizadas de forma a favorecer o descarte de rejeitos úmidos, cujo meio de transporte mais prático e econômico é por via hidráulica, viabilizando, assim, a utilização da técnica de aterros hidráulicos. No contexto desta técnica, três metodologias construtivas de barramentos podem ser caracterizadas: método de jusante, método de linha de centro e método de montante, cada um com especificidades próprias de projeto e vantagens operacionais, segundo expôs Pereira (2005) em ilustração dos métodos construtivos conforme Figura 2.5.

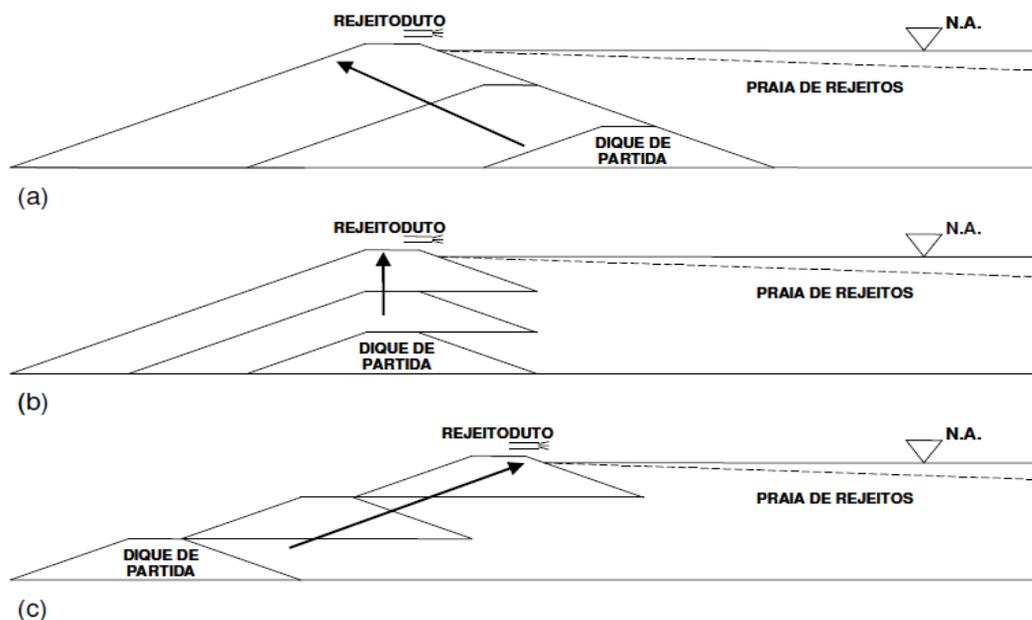


Figura 2.5: Métodos construtivos de barragens de rejeitos: (a) jusante; (b) linha de centro; (c) montante (PEREIRA, 2005)

O método de alteamento para montante (Figura 2.6c) constitui o mais antigo dos métodos construtivos, cujo baixo controle construtivo é consequência do seu empirismo ao longo dos anos. O método consiste na construção inicial de um dique de partida, geralmente construído com materiais de boa capacidade de resistência, como enrocamento ou solo compactado, sendo que os seus respectivos alteamentos são executados à montante do dique anterior. A execução dos alteamentos é condicionada à formação da praia de rejeitos que, pela característica granular, será responsável pelo empréstimo de materiais e constituirá a base para a construção do alteamento. As barragens construídas com a utilização deste método podem apresentar problemas relacionados à segurança. O procedimento executivo faz com que o material constituinte de um determinado alteamento seja sempre depositado sobre camadas potencialmente fofas, constituídas pelo próprio rejeito. Assim, os riscos de ruptura provocados pela elevação da linha freática, gerando possíveis instabilidades e problemas associados a piping e processos de liquefação, estão presentes. (PEREIRA, 2005).

As principais vantagens do método de montante são em função da facilidade executiva e à economia gerada devido aos pequenos volumes necessários para a construção e ao emprego de um baixo número de equipamentos e de pessoal, era o modelo de aplicação mais corrente em estruturas de contenção de rejeitos no Brasil, no entanto, devido aos problemas ocorridos, atualmente o modelo de linha de centro é o mais aplicado.

2.4 ALGUMAS CATASTROFES CAUSADAS POR RUPTURAS DE BARRAGEM

As rupturas em obras de engenharia não ocorrem sem um aviso, contudo, estes avisos muitas vezes não são percebidos a tempo, ou são simplesmente ignorados (SAYÃO, 2016). Sayão (2016) cita o exemplo clássico do desastre de Vajont, nos Alpes dolomitas, na fronteira entre as províncias de Belluno e Udine, na Itália. Este autor relata que o acidente, talvez uma das maiores catástrofes da engenharia moderna, ocorreu na noite de 9 de outubro de 1963, causado por um enorme deslizamento com mais de 250 milhões de m³ de material do Monte Toc, na margem esquerda do reservatório, ao final do enchimento. Ao atingir o lago, o deslizamento gerou uma onda com mais de 100 m de altura, galgou a barragem de concreto recém construída e arrasou a vila de Longarone e arredores, no Vale do Rio Piave, a jusante da barragem. O fato resultou na morte de quase a metade dos 4,5 mil habitantes da região. Apesar do impacto da onda, a estrutura da barragem, de concreto em arco duplo, com 261m de altura, ficou intacta, sofrendo apenas danos na crista. O deslizamento na encosta foi em decorrência das condições

adversas de clima (chuvas intensas) e geologia (rocha estratificada com mergulho desfavorável). Houve também negligência no nível do reservatório de Vajont, além do limite de segurança, e desatenção aos avisos e indícios prévios de instabilidade do terreno. Anos antes do desastre, os geólogos Edoardo Semenza e Leopold Müller já haviam avisado ao responsável pelo projeto, sobre uma enorme trinca periférica na encosta alertando para o alto risco de deslizamento.

No mundo vários países também sofreram com acidentes ocorridos em barragem de rejeitos, em vários destes países foram alteradas as formas de disposição e criados modelos de análise de risco para evitar novos eventos. Em uma compilação de eventos realizado pela ICOLD, foram identificados 185 incidentes em barragens de rejeitos em todo o mundo entre 1917 e 1989 a partir de publicações, questionários e informações anedóticas.

A inundação de Buffalo Creek foi um desastre que ocorreu em 26 de fevereiro, 1972, quando uma lama de carvˆo da barragem n  3 da Pittston Coal Company. Localizada em uma encosta no Condado de Logan, West Virginia, rompeu, quatro dias depois de ter sido declarado "satisfatória" por um inspetor federal. A inundação resultante desencadeou aproximadamente 132 milhões de galões (500.000 m³) de águas residuais preta, inundando mais de 9 metros de altura de lama de carvˆo, sobre os moradores de 16 cidades. 125 foram mortos, 1.121 feridos e mais de 4.000 ficaram desabrigadas. 507 casas foram destruídas, além de quarenta e quatro casas móveis e 30 empresas (WEST VIRGINIA UNIVESTY, 2014). A Figura 2.11 mostra as imagens do desastre.



Figura 2.11: Desastre de Buffalo Creek (WEST VIRGINIA UNIVESTY, 2014)

Em 19 de julho de 1985 às 12:22h, em Stava, na Itália, ocorreu a catástrofe do Val di Stava, quando as barragens de rejeitos da mina de Prestavel romperam e descarregaram 180.000 m³ de lama sobre a área de Stava, uma pequena fração do município de Tesero, matando 268 pessoas. O banco da bacia superior cedeu e caiu sobre a bacia inferior, que também entrou em colapso (NATURAL HAZARDS, 2012). A massa de lama composta de areia, lodo e água se

moveu em declive a uma velocidade de aproximadamente 90 km/h (entre 25 e 23 m/s), matando pessoas e destruindo árvores, edifícios e tudo em seu caminho, até que ele chegou ao rio Avisio. Poucos dos que foram atingidos por essa onda de destruição sobreviveram. Considerada a mais trágica de seu tipo, além das mortes deixou um custo de 155 milhões de euros em danos, foi uma das piores catástrofes industriais do mundo (NATURAL HAZARDS, 2012). A Figura 2.7 mostra as barragens e imagens da catástrofe.

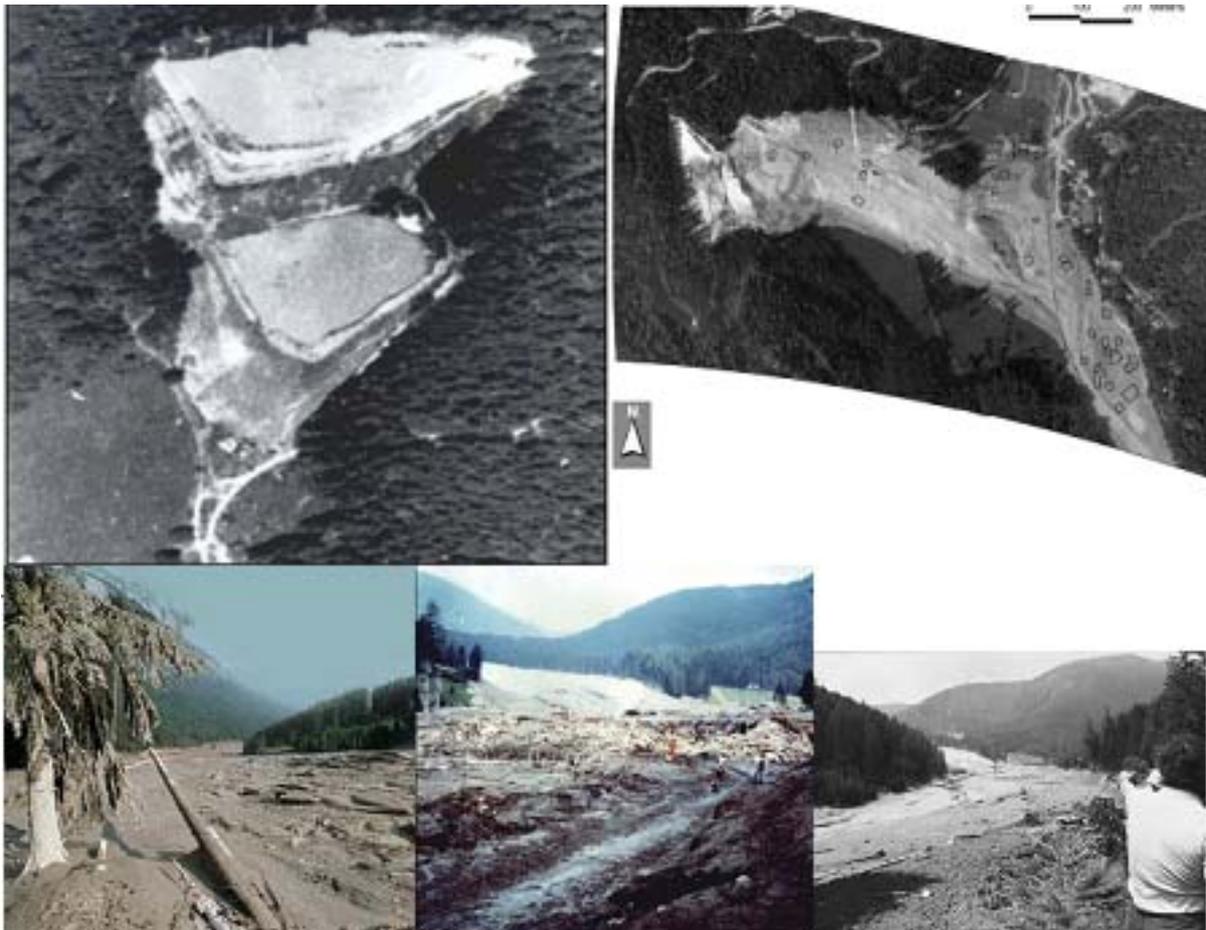


Figura 2.7: Barragens de rejeitos da mina de Prestavel e imagens da catástrofe (modificado - NATURAL HAZARDS, 2012)

O desastre da barragem de rejeitos Merriespruit ocorreu na noite de 22 de fevereiro 1994, quando esta rompeu e inundou o subúrbio de Merriespruit, Virginia, Free State, África do Sul. No final da tarde no dia da falha, um temporal ocorreu e cerca de 50 mm de chuva caíram em 30 minutos (USSD, 2013). A Figura 2.9 mostra a barragem após a ruptura.

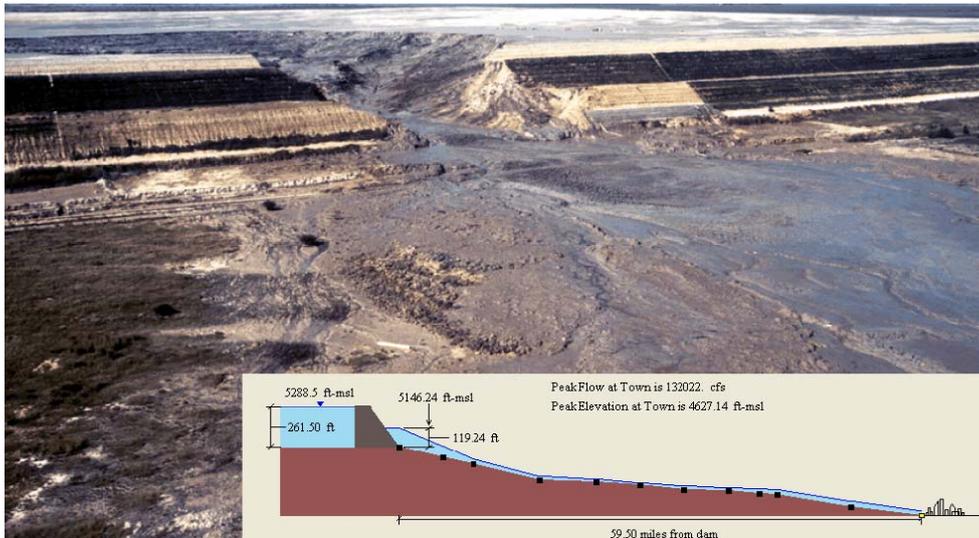


Figura 2.9: barragem de rejeitos Merriespruit após ruptura. (USSD, 2013)

Em 4 de outubro de 2010 aproximadamente 1.000.000 m³ de líquido de resíduos / lamas, foram liberados da usina de alumina em Ajka, na Hungria. A lama foi lançada como uma onda com até dois metros de altura, inundando várias localidades próximas, 9 pessoas morreram e 122 pessoas ficaram feridas, 40 km² de terra foram afetados. O vazamento atingiu o rio Danúbio, em 7 de Outubro de 2010 (USSD, 2013). A Figura 2.10 mostra a barragem após a ruptura.



Figura 2.10: Barragem de rejeitos da Usina de alumina em Ajka, Hungria (USSD, 2013)

O desastre ambiental da mina Mount Polley ocorreu na região de Cariboo do centro de Columbia Britânica, no Canadá, que começou em 4 de agosto de 2014 com uma ruptura da barragem de rejeitos de mineração de cobre, liberando a água e lama dos resíduos minerais de

anos e inundando o vale do lago Polley. Em 8 de agosto, a lagoa de quatro quilômetros quadrados de rejeitos estava vazia. De acordo com os registros das minas do Mount Polley arquivados no meio ambiente no Canadá em 2013, haviam 326 toneladas de níquel, mais de 400 toneladas de arsênio, 177 toneladas de chumbo e 18,400 toneladas de cobre e seus compostos colocados na lagoa de rejeitos em 2012. Testes de água apresentaram níveis elevados de selênio, arsênico e outros metais semelhantes a testes históricos antes do desastre. A causa da ruptura da barragem foi investigada com um relatório final publicado em 31 de Janeiro de 2015. Imperial Metals tinha um histórico de operar a lagoa além da capacidade, pelo menos desde 2011. A lama contaminada fluiu transportando árvores derrubadas, lama e detritos (CBC, 2014). A Figura 2.12 mostra as imagens do evento.



Figura 2.12: barragem de rejeitos Mount Polley após ruptura e o fluxo pelo vale do lago (CBC, 2014)

2.5 ANÁLISE DE RISCO PARA RUPTURAS DE BARRAGEM DE REJEITOS

O tema “Segurança de Barragens” ganhou mais destaque no Brasil após rompimento da barragem de Fundão controlada pela SAMARCO (WOLNEY, 2016)

Como toda obra de engenharia, nenhuma barragem pode ser considerada como sendo à prova de falhas ou como tendo risco-zero, explica Assis (2015), devido a fatores como:

- complexidade da obra
- impossibilidade da completa compreensão dos fenômenos da natureza
- inviabilidade da realização de todos os estudos possíveis
- existência de eventuais defeitos
- possíveis falhas no projeto, execução e operação

Uma das ferramentas para a análise de riscos para barragens de acumulação de água é o *Dambreak*. O CNPGB (2005), relata que é uma análise que possibilita uma estimativa dos efeitos da onda de cheia resultante da ruptura da barragem; a análise inclui também o mecanismo de ruptura da barragem, bem como a propagação da onda de cheia através do canal de jusante e das áreas suscetíveis de serem inundadas.

No contexto da segurança nos vales a jusante das barragens, o evento que interessa é a ocorrência de uma cheia induzida e as consequências que daí podem acontecer, incluindo a perda de vidas humanas, perdas econômicas ou outras consequências adversas (ambientais, sociais, etc.). Uma cheia induzida é uma cheia não natural, provocada pelas deteriorações que afetam uma barragem, sejam elas uma ruptura ou qualquer outro acidente que implique descargas não controladas com impacto no vale a jusante, nomeadamente a operação inadequada dos órgãos de segurança. As características da cheia induzida são usualmente diferentes das cheias naturais e determinadas recorrendo a modelos numéricos de simulação (ANA, 2013).

Ainda segundo a ANA (2013), a simulação da cheia induzida permite:

- mapear as áreas submersas pela cheia induzida – identificar pessoas e bens em “exposição”;
- estimar o grau de periculosidade da cheia induzida (velocidades, alturas da onda) conhecer o perigo;
- conhecer a vulnerabilidade do vale a jusante (por ex. o número de pessoas que residem na

área de risco, i.e., o número total de pessoas potencialmente em risco) – conhecer a vulnerabilidade;

- definir a classificação do dano potencial associado e contribuir para definir o risco associado à barragem;
- definir estratégias de mitigação do risco – desenvolver planos de ação emergenciais;

A Figura 2.13, mostra a propagação da onda de cheia de acordo com a distância da jusante:

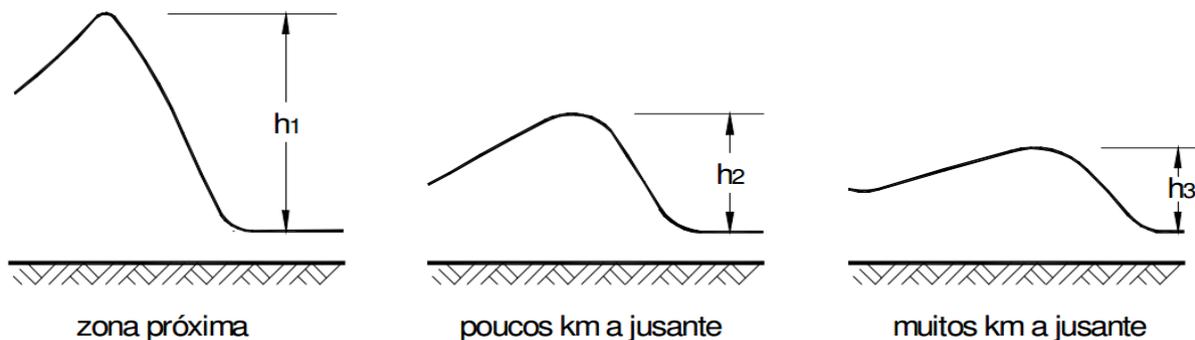


Figura 2.13: Onda de cheia de acordo com a distância da jusante da barragem (ANA, 2013)

O Comitê de Barragens de Rejeitos - USSD, organizou um workshop em agosto de 2011, que incluiu 2 dias de apresentações e debates sobre o tema de análise de ruptura de barragens aplicada a barragens de rejeitos e possíveis aplicações para outros reservatórios de resíduos. Um dos resumos do workshop com o título: “Os desafios e riscos da gestão de infraestruturas envelhecidas sob uma realidade financeira nova”, descreve que a análise de *Dambreak* pode ser necessária para suportar uma classificação com baixo ou significativo potencial de risco. A análise da onda de inundação da ruptura da barragem é um problema clássico do fluxo de canal aberto instável, que tem sido de interesse teórico para os engenheiros hidráulicos há mais de um século. Modelos matemáticos têm sido e continuam a ser desenvolvidos para atender a essa necessidade. O desenvolvimento de modelos ainda está em um processo de evolução contínua, com versões expandidas atualizadas dos que estão sendo lançados periodicamente. O USSD ainda descreve que as duas tarefas de modelagem de cálculo do hidrograma de saída do reservatório e encaminhamento deste através do vale a jusante podem ser considerados separadamente, mas devem ser interligados para refletir os efeitos de remanso das condições da inundação. Um modelo deve incluir algum mecanismo para representar o fluxo de água ou rejeitos da barragem rompida. Existem vários modelos de análise de onda de inundação da ruptura de barragem disponíveis que são normalmente utilizados na indústria da engenharia com capacidades e níveis diferentes de complexidades.

Uma das formas da avaliação de risco é prever inicialmente o modelo de ruptura da barragem e as consequências, e desta forma criar um plano de ações emergenciais. Bernedo (2011), explica que nas orientações específicas da indústria de mineração e/ou procedimentos para realizar a análise de ruptura de barragem de rejeitos, instalações de armazenamento e as resultantes "condições de alagamento" não estão disponíveis como são confeccionadas para represas de água. A maioria dos modelos numéricos para análise *dambreak* tem sido desenvolvido para barragens de armazenamento de água. A intenção destes modelos é de prever as características de inundação dependendo do tipo de barragem e mecanismos de ruptura e tamanho da ruptura. Ainda é necessário um trabalho significativo para a análise *dambreak* de barragens de rejeitos e abranger modelos necessários para os hiper fluxos concentrados (não-newtonianos).

Segundo Bernedo (2011), os principais problemas para aplicação de *dambreak* em barragens de rejeitos são:

- poucos softwares específicos de modelagem para rupturas de barragens que contêm rejeitos
- previsões e parâmetros para modelagem de ruptura de barragem
- modelagem de propagação de enchentes e previsões de fluxo a jusante
- tipo de ruptura: dia ensolarado ou chuvoso

Segundo Almeida, (Apud COLLE, 2008), os mapas de inundação, que deverão ser apresentados em Sistemas de Informação Geográfica (SIG), além de representarem as áreas inundadas pela cheia para cada cenário, deverão fornecer as seguintes informações adicionais:

- a) tempos de chegada da vazão máxima e da cota máxima de água;
- b) isolinhas de altura máxima de água;
- c) isolinhas de velocidade máxima do escoamento;
- d) isolinhas dos valores máximos instantâneos da vazão específica ($q = h \cdot v$).

Estes mapas de inundação também são conhecidos em geoprocessamento por análise espacial de dados, no entanto, só podem ser obtidos com alto grau de confiabilidade através de simulações numéricas ou por análises de escoamento baseado em equações matemáticas que levam informações de características topográficas, declividades, geometria do vale a jusante e dissipadores de energia cinética.

As simulações numéricas para visualizar as áreas suscetíveis são muito complexas, visto que, o fluido proveniente de barragem de rejeitos é de hiperfluxos concentrados considerados de natureza não Newtoniana, onde a viscosidade varia e desta forma, por não ser linear, compromete uma formulação matemática que forneça dados como velocidade e vazão que são fundamentais para determinação tanto da onda de cheia, áreas que serão atingidas e em qual tempo.

Estas análises são necessárias para avaliar o efeito à jusante de uma barragem de rejeitos com potencial de riscos, para prover dados para um plano de emergência com ações apropriadas para o caso do evento.

São necessárias análises que possam determinar o tipo de ruptura, o fluxo do rejeito e detritos e qual a área e profundidades de inundação, com estes dados pode ser possível avaliar os efeitos de eventos potenciais à jusante de uma barragem de rejeitos e seus potenciais riscos envolvidos. Desta forma, podem ser providos dados para um plano de ações emergenciais com ações apropriadas para o caso do evento e a determinação das consequências deste pode ser realizada a partir da vulnerabilidade dos elementos sujeitos a uma estimada intensidade. A vulnerabilidade dos elementos pode ser dividida em vulnerabilidade ambiental, vulnerabilidade física de infraestruturas e edificações e, principalmente de vidas humanas.

2.6 GERENCIAMENTO DE RISCO

O gerenciamento de risco pode ser definido como processo de controle de riscos compreendendo a formulação e a implantação de medidas e procedimentos técnicos e administrativos que têm por objetivo prevenir, reduzir e controlar os riscos, bem como manter uma instalação operando dentro de padrões de segurança considerados toleráveis ao longo de sua vida útil. (CETESB, 2011)

Internacionalmente, o termo gerenciamento de riscos é utilizado para caracterizar o processo de identificação, avaliação e controle de riscos. Assim, de modo geral, o gerenciamento de riscos pode ser definido como sendo a formulação e a implantação de medidas e procedimentos, técnicos e administrativos, que têm por objetivo prevenir, reduzir e controlar os riscos, bem como manter uma instalação operando dentro de padrões de segurança considerados toleráveis ao longo de sua vida útil.

Considerando que o risco é uma função da frequência de ocorrência dos possíveis acidentes e

dos danos (consequências) gerados por esses eventos indesejados, a redução dos riscos numa instalação ou atividade perigosa pode ser conseguida por meio da implementação de medidas que visem tanto reduzir as frequências de ocorrência dos acidentes (ações preventivas), como as suas respectivas consequências (ações de proteção), conforme apresentado na Figura 2.13.

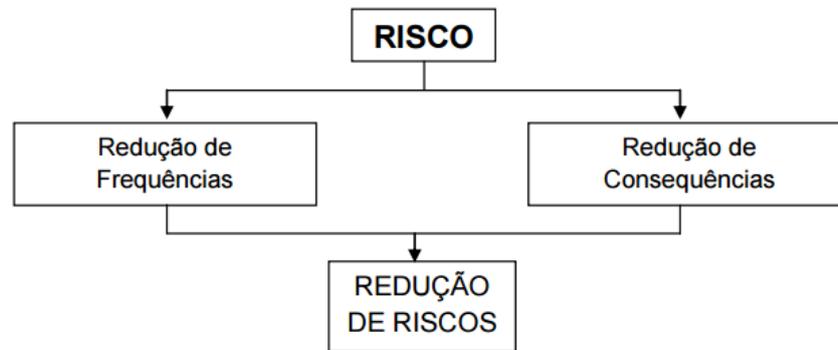


Figura 2.14: Processo de redução de riscos (CETESB, 2011)

Além das medidas para a redução dos riscos, o gerenciamento de riscos de uma instalação deve contemplar também ações que visem mantê-la operando, ao longo do tempo, dentro de padrões de segurança considerados aceitáveis ou toleráveis. Assim, toda e qualquer empresa que desenvolva atividades que possam acarretar acidentes maiores deve estabelecer um Programa de Gerenciamento de Risco (PGR), o qual tem por objetivo prover uma sistemática voltada para o estabelecimento de orientações gerais de gestão, com vistas à prevenção de acidentes.

2.6.1 PROGRAMA DE GERENCIAMENTO DE RISCO - PGR

Segundo o estabelecido na norma CETESB P4.261 – Manual de orientação para a elaboração de estudo de análise de riscos (CETESB, 2011), o escopo do PGR deverá conter:

- informações de segurança de processo;
- revisão dos riscos de processos;
- gerenciamento de modificações;
- manutenção e garantia da integridade de sistemas críticos;
- procedimentos operacionais;
- capacitação de recursos humanos;
- investigação de incidentes;
- plano de ação de emergência (PAE);
- auditorias.

2.6.2 PLANO DE AÇÕES EMERGENCIAIS - PAE

A LEI Nº 12.334 (BRASIL, 2010), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) informa que órgão fiscalizador poderá determinar a elaboração de PAE em função da categoria de risco e do dano potencial associado à barragem, devendo exigí-lo sempre para a barragem classificada como de dano potencial associado alto. Ainda conforme esta lei, o PAE estabelecerá as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de situação de emergência, bem como identificará os agentes a serem notificados dessa ocorrência, devendo contemplar, pelo menos:

I - identificação e análise das possíveis situações de emergência;

II - procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;

III - procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela ação;

IV - estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência.

O PAE deve ser baseado dos resultados obtidos nos estudos da análise e avaliação de risco e deve contemplar os seguintes aspectos:

- estrutura do plano;
- descrição das instalações envolvidas;
- cenários acidentais considerados;
- área de abrangência e limitações do plano;
- estrutura organizacional, contemplando as atribuições e responsabilidades dos envolvidos;
- fluxograma de acionamento;
- ações de resposta às situações emergenciais compatíveis com os cenários acidentais considerados, de acordo com os impactos esperados e avaliados no estudo de análise de riscos, considerando procedimentos de avaliação, controle emergencial (combate a incêndios, isolamento, evacuação, controle de vazamentos, etc.) e ações de recuperação;
- recursos humanos e materiais;
- divulgação, implantação, integração com outras instituições e manutenção do plano;
- tipos e cronogramas de exercícios teóricos e práticos, de acordo com os diferentes cenários acidentais estimados;

- documentos anexos: plantas de localização da instalação e layout, incluindo a vizinhança sob risco, listas de acionamento (internas e externas), listas de equipamentos, sistemas de comunicação e alternativos de energia elétrica, relatórios, etc.

2.7 VULNERABILIDADE

Análise de risco é uma metodologia que estima duplamente a probabilidade de um componente ou sistema falhar e a magnitude das consequências resultantes da falha (MCGRATH 2000).

A suscetibilidade de uma área com relação a determinado fenômeno geológico caracteriza a possibilidade de sua ocorrência (evento), enquanto que risco envolve a possibilidade de que o fenômeno seja acompanhado de danos e perdas (acidentes) (OLIVEIRA, 2001)

Uma avaliação do risco de um elemento exposto a partir de um evento perigoso requer uma consideração da vulnerabilidade do elemento, que manifesta a sua propensão a sofrer danos (DOUGLAS, 2007).

Deslizamentos de terra são um grande risco hidrogeológico em zonas de montanha em todo o globo. Fluxos de detritos são uma forma particularmente destrutiva de deslizamentos de terra em movimento rápido (RHEINBERGER, 2013).

O processo de desenvolvimento do homem faz com que exista uma necessidade de denominar os elementos que o rodeiam, ligados ao meio em que vive e as suas interações. Embora no início, houvesse uma distorção entre conceitos de vulnerabilidade, esse termo sempre foi ligado aos conceitos de risco e/ou acontecimentos de desastres (GUIMARÃES SILVA, 2015).

2.8 VULNERABILIDADE FÍSICA

A vulnerabilidade física é um termo geralmente utilizado para se referir à perda proporcional (também conhecido como danos relativos) que um elemento em risco enfrenta como resultado de um específico perigo de impacto. Este impacto é determinado por dois fatores. Um deles é a intensidade do risco, o que pode ser definido como "um conjunto de parâmetros espacialmente distribuídos descrevem a destruição" do processo de perigo. A outra é a suscetibilidade do elemento em risco, que descreve a propensão de um edifício ou outra infraestrutura de sofrer danos a partir do perigo de um impacto específico (UZIELLI ET AL., 2008).

Avaliações de risco quantitativas de fluxos de detritos e outros riscos hidrogeológicos exigem que o analista preveja potenciais danos. Uma maneira comum de o fazer é através da utilização de funções perda proporcional. Como o tamanho e a força de um fluxo de detritos são parâmetros desconhecidos a priori, as avaliações de risco quantitativas são baseados em previsões de danos que poderiam ocorrer sob diferentes cenários de risco (RHEINBERGER et al., 2013).

Como o risco está sendo gerado ao lado do crescimento econômico, a redução da vulnerabilidade à infraestrutura local, habitação e meios de subsistência das comunidades afetadas por perigos altamente identificados, como inundações e deslizamentos de terra, continua sendo uma questão central. Cada tipo de processo pode afetar diretamente o objeto físico por uma variedade de mecanismos de impacto (por exemplo, deslizamentos de terra: soterrar, impacto de colisão, pressão de terra, compressão ou torque, deformação plástica, etc., para inundações: pressão estática / dinâmica, aumento capilar, fluabilidade, reações químicas, limpeza, etc.). A vulnerabilidade e os danos são componentes essenciais do processo quantitativo de avaliação de risco, pois relacionam o dano esperado de um elemento individual em risco com a intensidade de risco. A vulnerabilidade é revelada após o impacto de um perigo natural através da avaliação de consequências subsequentes. A vulnerabilidade não pode ser avaliada de forma exclusivamente adequada através de dados baseados em eventos passados. No entanto, a documentação de riscos e avaliações de danos anteriores ajuda a identificar variáveis que explicam ou influenciam a capacidade (ou incapacidade) de um elemento em risco de preservar sua integridade e funcionalidade em meio à interação com um processo natural (GODFREY et al., 2015).

Os modelos atuais sugerem que para a validade dos métodos, estes devem ser calibrados de acordo com as dimensões, geometria, intensidade e características de resiliência de estruturas regionais. Este processo é adequado para identificar a intensidade correta do perigo e o comportamento da resiliência das edificações e desta forma calibrar ou até gerar um novo modelo baseado nos existentes e em comprovações dos comportamentos dos mecanismos de destruição, obtidos a partir de uma retroanálise.

O termo vulnerabilidade cada vez mais tem surgido nas pesquisas e trabalhos ligados ao gerenciamento de risco. Vulnerabilidade é um conceito atual que busca determinar as consequências dos objetos que estão suscetíveis à perdas ou danos em um determinado evento ou risco, dentro dos possíveis cenários incluindo pessoas, edificações e o meio ambiente.

Oliveira (2001), define vulnerabilidade como o grau de perda de um dado elemento de risco, ou um conjunto de elementos de risco, resultante da ocorrência de um fenômeno natural de uma determinada magnitude; expresso em escala de 0 (sem perdas) a 1 (perda total).

De acordo com Fell (2000), os fatores que mais afetam a vulnerabilidade são: o volume do escorregamento em relação ao elemento em risco, a posição do elemento em risco (no escorregamento ou imediatamente abaixo da encosta), a magnitude do deslocamento do escorregamento, e deslocamentos relativos dentro deste (de elementos posicionados no escorregamento) e a taxa do movimento do escorregamento. Deve-se notar que a vulnerabilidade se refere ao grau de lesão ou dano, com valor em termos absolutos ou relativos, que é considerado como sendo provável, se ocorrer o escorregamento.

O termo vulnerabilidade física geralmente é utilizado para se referir à perda proporcional (também conhecido como danos relativos) que um elemento em risco enfrenta como resultado de um perigo de impacto específico (UZIELLI et al, 2008).

A vulnerabilidade de um conjunto de edifícios se baseia em um modelo quantitativo em que a vulnerabilidade é uma função da intensidade do deslizamento de terra e da resiliência dos edifícios (UZIELLI et al 2014).

2.9 MODELOS DE VULNERABILIDADE FÍSICA PARA DESLIZAMENTOS DE TERRA

Muitos conceitos devem ser levados em conta para a análise da vulnerabilidade física de estruturas. Vários autores pesquisaram e calibraram modelos desenvolvidos para a vulnerabilidade física de estruturas sujeitas a um determinado risco. Observa-se nestes trabalhos as principais características das estruturas sujeitas ao evento e os possíveis danos resultantes de acordo com estudos das intensidades. Outras observações são da pressão de impacto, o gradiente modificado da diferença de cotas e de acordo com características do fluxo de massa e os dados para modelagem do impacto no tipo de estrutura.

A seguir são apresentados de forma resumida alguns modelos propostos e em ordem cronológica.

2.9.1 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR LI ET AL. (2010)

Uma estimativa quantitativa de vulnerabilidade para os perigos de deslizamento de terra baseado em cenários foi desenvolvida por Li et al. (2010) em um trabalho publicado em 2010. Ele propôs um novo modelo quantitativo para a vulnerabilidade das estruturas e das pessoas com base na intensidade de deslizamento de terra e resistência dos elementos expostos. O autor definiu que uma vulnerabilidade (V) como uma função da intensidade de perigo (I) associado com os elementos expostos em risco e a capacidade de resistência (R) dos elementos para suportar uma ameaça, conforme equação 2.1 a seguir. Tanto a intensidade como a resistência são expressas em termos não adimensionais.

$$V = f(I, R) = \begin{cases} 2 \frac{I^2}{R^2} & \frac{I}{R} \leq 0,5 \\ 1,0 - \frac{2(R-I)^2}{R^2} & 0,5 < \frac{I}{R} \leq 1,0 \\ 1,0 & \frac{I}{R} > 1,0 \end{cases} \quad 2.1$$

A Figura 2.15, mostra a tendência teórica de mudança de vulnerabilidade com quociente da intensidade e resistência (Figura 2.15a) e intensidade (Figura 2.15b) em termos de valores de resistência diferentes;

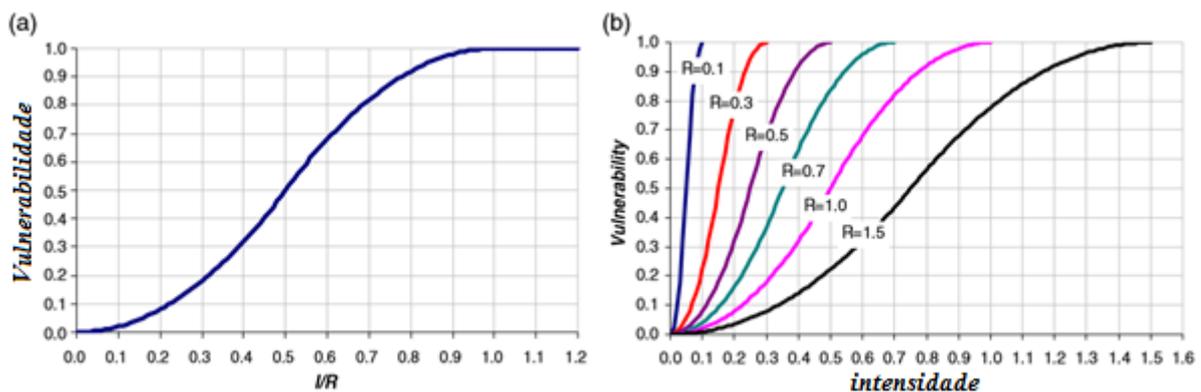


Figura 2.15: Teoria da tendência de mudança de Vulnerabilidade com I/R (a) e com a Intensidade (b) (adaptado de LI et al. 2010).

Os autores definiram a intensidade de escorregamento como uma função de fatores dinâmicos e geométricas da intensidade da seguinte forma:

$$I = f(I_{dyn}, I_{gem}) \quad 2.2$$

Onde, I_{dyn} é o fator de intensidade dinâmica, e I_{gem} é o fator de intensidade geométrica. Nos

estudos da intensidade dinâmica, esses mesmos autores compararam as velocidades de deslizamentos de terra que pode ser estimada através de métodos empíricos, simulação, simplificação de análises, ou numericamente. Já nos estudos da intensidade geométrica a posição ou proximidade de elementos de risco em impactos, há alta vulnerabilidade, especialmente para estruturas. A profundidade dos detritos reflete a intensidade, a profundidade de fundação reflete a capacidade de resistência de uma estrutura.

$$I = \begin{cases} I_{dyn} \cdot I_{dpt} \rightarrow \text{Para estruturas fora de áreas de deslizamento} \\ I_{dyn} \cdot I_{dfm} \rightarrow \text{Para estruturas dentro de áreas do deslizamento de terra} \end{cases} \quad 2.3$$

- I_{gem} – é o fator de intensidade geométrica para estruturas dentro da área do deslizamento.

- I_{dfm} – é o fator que considera a deformação em estruturas localizadas dentro da área do escorregamento que sofreram a ação de deslizamentos com baixas velocidades de escorregamento, os conhecidos *creeping*.

- I_{dpt} – é o fator que considera a profundidade de detritos (D_{dpt}) no momento do impacto deslizamento x estrutura, o qual é utilizado para avaliar os elementos exteriores às áreas de deslizamento que ocorreram com altas velocidades, obtidos pela equação:

$$I_{dpt} = D_{dpt} \cdot 0,1 \quad 2.4$$

- O I_{dyn} então é o fator que relaciona a velocidade da ameaça com a estrutura impactada. Caso a velocidade do deslizamento seja superior a $5 \times 10^{-1} mm/s$, Cruden & Varnes apud Guimarães Silva (2015) afirmam que as estruturas seriam destruídas, perderiam a funcionalidade ou a condição para manutenção. Já para valores abaixo de $5 \times 10^{-7} mm/s$ as estruturas permaneceriam intactas. E assim, o I_{dyn} referente as estruturas é obtido em função da velocidade e é dado por:

$$I_{dyn-s} = \begin{cases} 0,00 & C \leq 5 \times 10^{-1} \\ \frac{1}{36} (\log_{10} C + 6,30)^2 & C > 5 \times 10^{-1} \end{cases} \quad (mm/s) \quad 2.5$$

$$I_{gem-s} = \begin{cases} I_{dpt} = 0,1 \cdot D_{dpt} \\ I_{dfm} = \frac{Ds}{Ds, T} \end{cases} \quad 2.6$$

Onde:

C: velocidade média (mm/s)

Ddpt é a profundidade detritos (metros) no local da edificação

Ds é o índice de deslocamento de base ou estrutura e

Ds, T é um valor de limite de Ds (dano estrutural completo).

Li et al. (2010), também acrescentaram parâmetros como o fator de deformação para estrutura e a resistência. A resistência reflete a capacidade dos elementos vulneráveis a suportar um deslizamento de ação dado grau de gravidade e função de fatores como materiais de construção, altura e idade (estado de manutenção).

$$R_{str} = (\xi_{sfd} \cdot \xi_{sty} \cdot \xi_{smn} \cdot \xi_{sht})^{\frac{1}{4}} \quad 2.7$$

Onde:

- ξ_{sty} - Fator de resistência para tipologia estrutural;
- ξ_{sht} - Fator de resistência para o número de pavimentos;
- ξ_{smn} - Fator de resistência para o estado de manutenção da edificação;
- ξ_{sfd} - Fator de resistência para a profundidade da fundação;

Li et al. (2010), utilizaram uma relação de tipos de estruturas e criou tabelas atribuindo subjetivamente. As Tabelas 2.2, 2.3, 2.4, e 2.5, mostram os valores propostos para os fatores de resistência.

Tabela 2.2: Valores para o fator de resistência para tipologia estrutural (LI et al, 2010)

Tipologia Estrutural	Abreviatura	ξ_{sty}
Construções simples de madeira	LT	0,10
Estruturas leves	LS	0,20
Estruturas mistas (concreto e madeira)	MS	0,40
Alvenaria e concreto	BC	0,80
Concreto armado	RC	1,30
Estrutura reforçada	RF	1,50

Tabela 2.3: Valores do fator de resistência para o número de pavimentos (LI et al, 2010).

Altura	Abreviatura	Número de Pavimentos	ξ_{sht}
Pavimento único	S	1	0,10
Edifício baixo	L	2	0,40
Edifício médio	M	3 a 5	0,90
Edifício alto	H	>6	1,50

Tabela 2.4: Valores de resistência para o fator do estado de manutenção (LI et al, 2010)

Estado de manutenção	Abreviatura	ξ_{smn}
Muito Pobre / fraco	VP	0,10
Pobre / fraco	P	0,40
Médio	M	0,80
Bom	G	1,20
Muito bom	VG	1,50

Tabela 2.5: Valor para fator da diferença entre profundidade de detritos e fundação (LI et al, 2010)

Profundidade da fundação (incluindo estacas) (m)	Profundidade do escorregamento de detritos (m)	ξ_{sfd}
≤ 2	<2	1,00
> 2	<2	0
Menor que uma profundidade escorregamento	2-10	1,00
10-13	2-10	0,50-1,00
>13	2-10	0,00-0,50
Qualquer	>10	1,00

Os autores concluíram que no estudo realizado, a estimativa da vulnerabilidade é recomendada para ser calculada de acordo com diferentes modelos de velocidade. A velocidade limite de escorregamento entre rápida e lenta é considerado 5×10^{-1} mm/s. De acordo com a situação uma equação diferente deve ser selecionada. Há também algumas limitações deste método. Por exemplo, não pode ser aplicável a deslizamento de terra com queda ou tombamentos e outros tipos de movimento. Existem ainda algumas experiências subjetivas, julgamentos e parâmetros experimentais. Os autores comentam que os leitores não devem usar os valores dos parâmetros nas figuras e tabelas de forma acrítica e devem ser vistos como propostas iniciais que necessitam de calibração adicional contra dados objetivos e pareceres de peritos. Este modelo fornece um meio inicial geral de estimar vulnerabilidade na análise de risco para deslizamento de terra.

2.9.2 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR UZIELLI ET AL. (2014)

Em seu trabalho, Uzielli et al. (2014), explicaram a estimativa quantitativa do risco específico, ou seja, o produto do perigo e vulnerabilidade, em 39 edifícios de Ancona na Itália, com base na caracterização cinemática de deslizamento de terra. O perigo é quantificado com base na intensidade, destina-se como o dano potencial dos atributos cinéticos e / ou geométricos do deslizamento de terra, e é expresso em termos de superação esperado de limiares

predefinidos de deslocamento cumulativos para um conjunto de cinco intervalos de tempo de referência, que vão desde 1 a 100 anos.

A heterogeneidade considerável em abordagens conceituais para arriscar estimativa é um fato bem conhecido. Sem uma definição quantitativa unívoca para o risco disponível no momento, a unificação conceitual de métodos de análise de risco atualmente parece ser uma meta praticamente inatingível. Uma análise de estimativa de risco quantitativa consistente deve contar com um quadro de risco de referência. Undro (1979), por exemplo, propôs um modelo, que é amplamente adotada na comunidade Geohazards, e em que o risco é calculado como o produto de três macrofatores:

$$R = H \cdot V \cdot E \quad 2.7$$

Onde: R = risco; H = perigo; V = vulnerabilidade, e E = valor dos elementos em risco.

Para evitar as consequências indesejáveis de interpretações equivocadas de estimativas de risco e avaliação, devido à fragmentação terminológica acima mencionado, é essencial para fornecer definições de referência de forma explícita.

Uzielli et al. (2008), propôs um modelo quantitativo em que a vulnerabilidade foi dada pelo produto da intensidade de deslizamento de terra e de suscetibilidade de elementos vulneráveis a sofrer danos. Modelos analíticos quantitativos de estruturas, foram propostos para a intensidade e suscetibilidade. Os conceitos de fatores de intensidade e fatores de suscetibilidade foram introduzidos para permitir a parametrização quantitativa dos atributos de deslizamento de terra e indicadores de vulnerabilidade. No trabalho de Uzielli et al. (2014), a estrutura analítica do modelo de dados para vulnerabilidade descrito em Li et al. (2010) é preservada, mas a resistência é substituída pelo índice de resiliência. Esta última é considerada conceitualmente e semanticamente mais adequada, uma vez que se refere à capacidade inerente de ativos vulneráveis para preservar a integridade, a funcionalidade e o desempenho desejado no decurso da interação com um evento perigoso. Além disso, a partir de um ponto de vista operacional, os modelos para a intensidade e resistência proposto por Li et al. (2010), não foram constrangidos a produzir valores comuns, tornando assim a apreciação da magnitude relativa dos dois fatores de vulnerabilidade menos intuitivos. Vulnerabilidade é dada por:

$$V = \begin{cases} 2 \frac{I^2}{\Omega^2} & \frac{I}{\Omega} \leq 0,5 \\ 1,0 - \frac{2(\Omega-I)^2}{\Omega^2} & 0,5 < \frac{I}{\Omega} \leq 1,0 \\ 1,0 & \frac{I}{\Omega} > 1,0 \end{cases} \quad 2.8$$

Onde: I é o parâmetro de intensidade e Ω é o índice de resiliência.

O estudo refere-se a modelos de intensidade e resiliência que são definidas no intervalo [0, 1]. A Figura 2.16 mostra as curvas de vulnerabilidade calculadas usando a 2.8 para vários valores do parâmetro resiliência Ω .

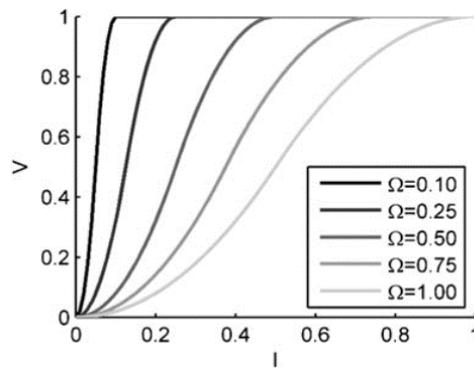


Figura 2.16: Intensidade - funções de vulnerabilidade para valores discretos selecionados de resiliência (UZIELLI et al.,2014)

A intensidade do desmoronamento parametriza o potencial prejudicial de um deslizamento de terra através de seus atributos cinéticos e / ou geométricos. A formulação de um modelo quantitativo intensidade empírico, implica a definição de uma variável dependente (intensidade) com um ou mais variáveis independentes que servem como fatores de intensidade. Nenhum conjunto unívoco de fatores de intensidade, representativo dos atributos cinéticos e geométricos, está disponível para estimar a intensidade. Uzielli et al. (2008), introduziu o conceito de fatores de intensidade cinéticos e cinemáticos, bem como modelos gerais para o seu cálculo e para o terminal de cálculo da intensidade com base na definição de intensidade posterior. A expressão para posterior, ou seja, retroanalisado, intensidade no local de qualquer edifício é calculado a partir do modelo de referência vulnerabilidade dado na equação:

$$I_p = \begin{cases} \Omega \sqrt{\frac{V_p}{2}} & \text{for } V_p \leq 0.50 \\ \Omega \left(1 - \frac{\sqrt{2-2V_p}}{2} \right) & \text{for } V_p > 0.50 \end{cases}$$

2.9

Onde: I_p é a intensidade deslizamento de terra posterior, V_p é a vulnerabilidade posterior, e Ω é a resiliência dos elementos vulneráveis.

Os indicadores de danos para as principais estruturas (D-MS), pisos (D- FL), o perímetro paredes (D-PW), paredes internas (D-IW), e escadarias internas (D-IS), definidas pela notação G_k , são expressos numa escala de 1 (ausência de danos) até 5 (destruição completa). Os indicadores de dano para escadas externas (D-E) e as paredes de retenção (D-RW) são expressos numa escala binária (0: nenhum dano; 1: danos):

$$V_P = \sum_{k=1}^m (\varepsilon_k \cdot \eta_k \cdot \Gamma_k) \quad 2.10$$

Onde:

m número do indicador de vulnerabilidade
 $\Gamma_k \in [0,1]$ k-th indicador de vulnerabilidade
 $\Psi_k \in [0,1]$ coeficiente relevante para o indicador de vulnerabilidade k-th

$$\eta_k = \frac{\Psi_k}{\sum_{k=1}^m \Psi_k} \quad 2.11$$

ε_k é uma variável binária, que é igual a 0, se $k = \Gamma_k = 0$, e é igual a 1 em contrário. Os fatores de vulnerabilidade Γ_k são calculados pela conversão daqueles indicadores de dano expressos em uma escala 1-5 (isto é, D-MS, D-FL, D- PW, D-W, e D-IS) para a [0,1] variam por:

$$\Gamma_k = 0,25 (G_k - 1) \quad 2.12$$

Para os indicadores de danos D-ES e D-RW, $\Gamma_k = G_k$. Fatores de relevância = k foram atribuídos com base em comunicações pessoais com os técnicos do município de Ancona, de revisões da literatura técnica e, se necessário, usando um julgamento apropriado.

Uzielli et al. (2014), apresentou o seguinte modelo de índice de resiliência de edifícios:

$$\Omega = \sum_{j=1}^n (\delta_j \cdot \rho_j \cdot \theta_j) \quad 2.13$$

Onde

n número de indicadores de resiliência
 $\theta_j \in [0,1]$ j-th indicador de resiliência
 $\varphi_j \in [0,1]$ coeficiente relevante para o indicador de resiliência j-th

$$\rho_j = \frac{\theta_j}{\sum_{j=1}^n \theta_j} \quad 2.14$$

E δ_j é uma variável binária

$$\delta_j = \text{indicador } (\varphi_j \cdot \theta_j)$$

Que é igual ao φ_j se $\theta_k = 0$, e é igual a um outro tamanho

Os coeficientes relevantes são definidos pelo usuário no intervalo [0,1] e refletem o conhecimento ou crença disponíveis sobre a importância de cada indicador em concorrendo a danos. Como a resistência total deve ser definida no intervalo [0,1], pelo menos um dos coeficientes de resiliência deve ser maior do que 0. Especificação detalhada dos coeficientes de relevância para a intensidade e resistência é opcional: se, devido à informação anterior insuficiente, não é possível definir uma hierarquia em indicadores de intensidade e de resiliência, coeficientes de relevância podem ser ajustados uniformemente igual à unidade. A relevância dos coeficientes é específica ao acontecimento (isto é, dependendo do tipo de deslizamento de terra) e categoria específica (ou seja, dependendo do objeto de análise de risco). Por exemplo, pode ser conhecido (ou assumido) que os danos causados por um deslizamento lento em um edifício são principalmente devido ao deslocamento (isto é, um parâmetro geométrico), enquanto que as características cinéticas poderiam ser predominantes no caso de um movimento rápido. Um conjunto de três indicadores de resiliência (para os atributos relevantes disponível no levantamento de danos) para o risco de deslizamento de terra para as estruturas são propostas; a saber: (1) indicador da tipologia estrutural Θ_{STY} , (2) Indicador de idade do edifício Θ_{AGE} , e (3) Θ_{FNT} indicador do tipo de fundação. Estes foram selecionados como indicadores primários e mais relevantes. O indicador de resistência para o tipo de base é responsável por ambas, a capacidade de o sistema de base para resistir deslocamento e para a sua capacidade de preservar um comportamento corpo rígido da superestrutura. As tabelas 2.6 a 2.9 constam os indicadores de resiliência.

Tabela 2.6: Relevância dos fatores estruturais para danos em edificações por componentes (UZIELLI et al., 2014)

Abreviação	Componente estrutural	Ψ_k
MS	Estrutura principal	1,00
FL	Pisos	0,90
PW	Paredes perimetrais	0,80
IW	Paredes internas	0,70
IS	Escadas internas	0,60
ES	Escadas externas	0,30
RW	Paredes de contenção	0,40

Tabela 2.7: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para tipos estruturais para os edifícios como classificados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI, et al., 2014)

	Tipologia Estrutural	Θ_{FNT}	Φ_{FNT}
1	Alvenaria de pedras	0,30	1,00
2	Alvenaria de bloco silico-calcário	0,40	1,00
3	Alvenaria de tijolos	0,50	1,00
4	Concreto reforçado	0,70	1,00
5	Estruturas mistas	0,30	1,00
6	Estrutura reforçada	0,80	1,00

Tabela 2.8: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para o tipo de fundação como categorizados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI et al., 2014)

	Tipo de fundação	Θ_{FNT}	Φ_{FNT}
1	Plinto ou bloco de fundação	0,10	0,90
2	Sapata corrida	0,30	0,90
3	Radier estaqueado	0,50	0,90
4	Estacas	0,70	0,90

Tabela 2.9: Indicadores de resiliência e fatores de relevância para a idade dos edifícios como classificados no inquérito de danos 1985-1986 (UZIELLI, et al. 2014)

	Idade de construção	Idade na ocasião da pesquisa	Θ idade	ϕ idade
1	< 1900	>85	0,20	0,80
2	1901–1943	42-84	0,40	0,80
3	1944–1962	23-41	0,70	0,80
4	1963–1971	14-22	0,80	0,80
5	1972–1985	<13	0,90	0,80
6	desconhecido	desconhecido	0,20	0,80

A magnitude observada do vetor total de deslocamento do solo é calculado como:

$$D_{Gp,tot} = \sqrt{D_{Gp,ver}^2 + D_{Gp,hor}^2} \quad 2.14$$

Onde: $D_{Gp,ver}$ e $D_{Gp,hor}$ são as componentes vertical e horizontal de deslocamento, respectivamente.

Deve notar-se que só a magnitude dos vetores de deslocamento é de interesse para efeitos de análise de risco, como potencial prejudicial para edifícios é assumido invariante para a direção de deslocamento do solo.

2.9.3 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR SILVA & PEREIRA (2014)

Uma avaliação das perdas potenciais e de vulnerabilidade física dos edifícios foi realizada por Silva e Pereira (2014), para escorregamentos superficiais, também chamados de pequenos deslizamentos de terra ou escorregamentos rasos, com velocidades variando de 1,8 m/h a 3 m/min. A metodologia semi quantitativa para avaliar vulnerabilidade física (PV) de edifícios expostos a escorregamentos translacionais superficiais combina a magnitude do deslizamento de terra (LM) e a resistência de construção (BR), que é empiricamente obtido ponderando um conjunto de parâmetros relacionados às características de construção.

Os autores relatam que o impacto de deslizamentos de terra em estruturas construídas é controlado pelo tipo de deslizamento e LM, o que pode causar uma série de danos que pode ser caracterizado por fissuras superficiais nas paredes, no caso de uma lâmina superficial para a destruição estrutural completa no caso de um grande fluxo de detritos ou segundo a citação de Cardinali et al. (2002) que classifica os danos causados por deslizamentos de terra com diferentes intensidades em três tipos: superficial (estéticos, danos menores), funcional (danos médios) e (dano total) estrutural.

Silva e Pereira (2014), expuseram que metodologias para avaliar a PV das construções sujeitas a deslizamentos de terra, podendo ser baseados em relações empíricas (também chamado de curvas de vulnerabilidade ou matrizes de danos), entre danos de deslizamento de terra (muitas vezes com base na experiência do passado) e LM. A BR e a LM são parâmetros críticos para avaliar a PV. O valor econômico do edifício (EV) é combinado com o PV para determinar a perda de potencial conforme fluxograma metodológico para avaliar PV do edifício e as perdas potenciais (PL) esperadas devido a deslizamentos rasos, exposto na Figura 2.17.

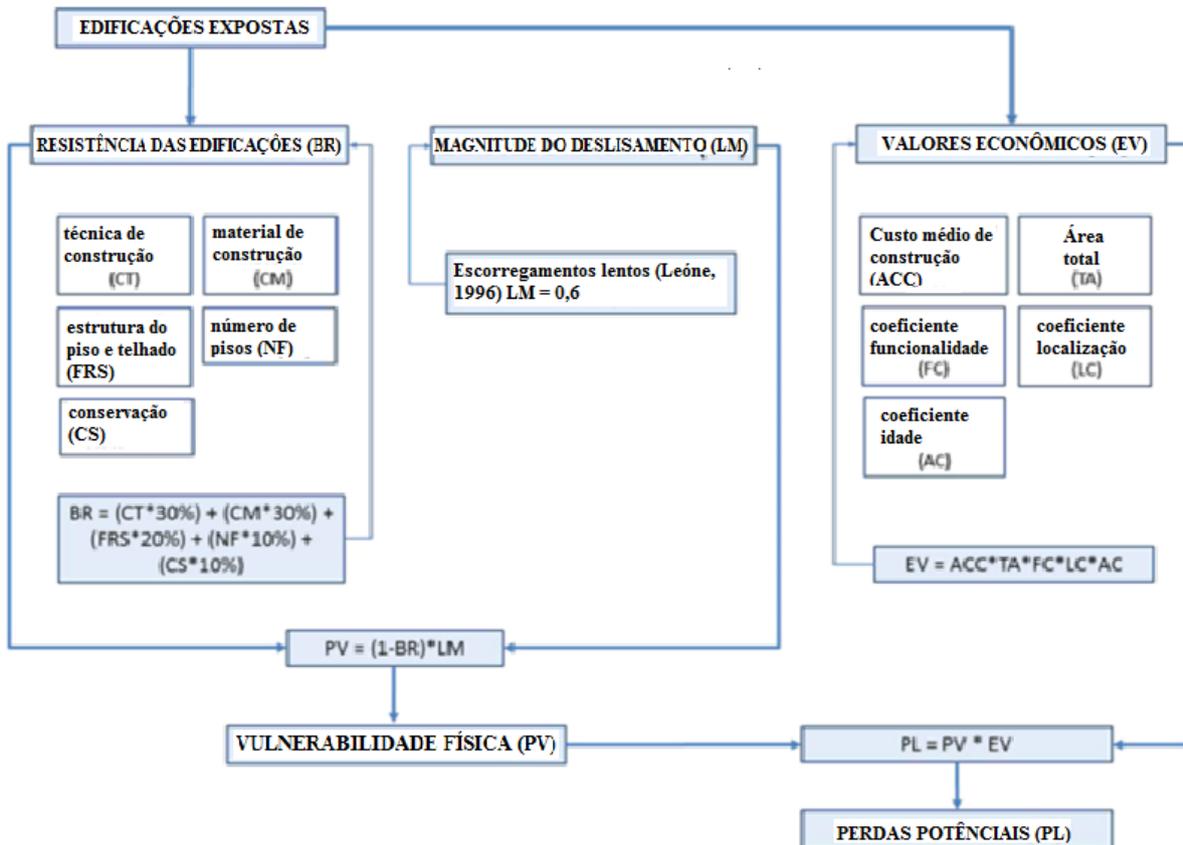


Figura 2.17: Fluxograma metodológico para avaliar PV do edifício e a perda potencial devido a deslizamentos rasos (SILVA & PEREIRA, 2014)

A resistência da edificação (BR) e a magnitude do deslizamento de terra (LM) são parâmetros críticos para avaliar a Vulnerabilidade física (PV). Silva e Pereira (2014) verificaram que determinar a resistência é uma condição que reflete características específicas inerentes ao edifício e propôs uma fórmula com dados que foram ponderados com base no conhecimento de especialistas, considerando exemplos de danos de deslizamentos observados na área de estudo em eventos passados. Os dados foram então colocados em uma tabela das características das edificações e os pesos de resistências correspondentes conforme Equação 2.15 e Tabela 2.10.

$$BR = (CT \times 30\%) + (FRS \times 20\%) + (CS \times 10\%) + (CM \times 30\%) + (NF \times 10\%) \quad 2.15$$

Onde:

CT = técnica de construção

CM = material de construção

FRS = estrutura do piso e telhado

CS = estado de conservação e

NF = número de pavimentos (sugere que tem fundações profundas).

Tabela 2.10: Características de edifícios e pesos de resistência correspondentes (SILVA & PEREIRA, 2014)

Característica de edificação	Peso do recurso da edificação (0-100%)	Classe característica da Edificação	Classe de resistência
Técnica de construção	30	Paredes de tijolos unidos por concreto armado	1
		Estruturas metálicas (resistentes)	0,8
		As paredes de pedra com concreto	0,7
		Paredes de tijolo com concreto	0,5
		Paredes de pedra irregulares com concreto	0,5
		Estruturas de madeira (resistente)	0,4
		Muros de pedra solta	0,3
		Paredes de pedra irregulares e soltos	0,2
		Adobe	0,2
		Estruturas metálicas (frágil)	0,1
		Estruturas de madeira (frágil)	0,1
Material de construção	30	Concreto Armado (resistente)	1
		Metal (resistente)	0,8
		Granito	0,7
		Tijolo	0,5
		Xisto	0,5
		Madeira (resistente)	0,4
		Metal (frágil)	0,1
		Madeira (frágil)	0,1
Estrutura do piso e do telhado	20	Concreto	1
		Outros elementos reforçados (madeira e metal)	0,7
Número de pisos	10	≥ 2	1
		1	0,7
Estado de conservação	10	Muito bom	1
		Bom	0,7
		Médio	0,3
		Ruim	0,1

2.9.4 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR GUIMARÃES SILVA (2015)

Uma metodologia de quantificação da vulnerabilidade das estruturas atingidas por massa deslizando, foi desenvolvida e validada por Guimarães Silva em 2015, possibilitando a quantificação do risco com dados acessíveis ao usuário. Guimarães Silva (2015) definiu uma equação capaz de quantificar a vulnerabilidade física em elementos estruturais expostos a eventos adversos de deslizamento de terra. A autora baseou seu trabalho no gradiente modificado Z que é uma relação entre a diferença de cotas entre a fonte do deslizamento e a estrutura e a distância de trajetória dos detritos.

A resistência das estruturas R , expostas ao evento adverso tem os valores obtidos pela classificação numérica das suas características físicas e equações, propostos pelo método desenvolvido por Li et al. (2010).

A autora expôs que a relação entre o gradiente modificado (Z) e a resistência das estruturas (R) expostas ao evento adverso foi denominada como T , conforme equação abaixo:

$$T = \frac{Z}{R} \quad 2.16$$

A autora fala que o fenômeno de interação entre a massa deslizante e a estrutura fica descrito por meio de duas variáveis simples (V e T). A relação entre elas, de acordo com o princípio da proporcionalidade natural, deve ser feita através de uma função “apropriada”, cujo domínio seja completo de 0 a ∞ . Desta forma, as funções mais simples entre V e T com domínio completo são: $z = \frac{1}{V} - 1$ e T . Desta forma, quando T varia de 0 a ∞ , z varia de ∞ a 0. A relação entre elas deve ser do tipo:

$$\frac{dz}{z} = -\delta \frac{dT}{T} \quad 2.17$$

Onde δ é o coeficiente de proporcionalidade.

A Figura 2.18 apresenta um esquema que pode ser usado para melhor visualizar a relação entre as variáveis mencionadas.

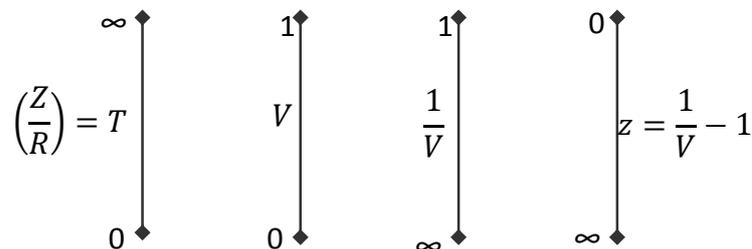


Figura 2.18 – Diagrama esquemático para a função $V=f(T)$ (GUIMARÃES SILVA, 2015)

A autora realata que pode ser notado que quando T varia de 0 a ∞ , $1/z$ também varia de 0 a ∞ e desta forma pode ser escrito:

$$\frac{d\frac{1}{z}}{\frac{1}{z}} = \delta \frac{dT}{T} \quad 2.18$$

Então:

$$\frac{d\frac{1}{z}}{\frac{1}{z}} = \frac{-z^2 dz}{\frac{1}{z}} = -\frac{dz}{z} \quad 2.19$$

Obtendo assim a Equação 2.17.

A integração da Equação 2.19 produz:

$$\ln \int_{z_1}^z z = \ln \int_{T_1}^T T^{-\delta} \quad 2.10$$

Na qual (T_1, Z_1) é um ponto conhecido. Então:

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} \quad 2.11$$

Introduzindo agora o valor de z:

$$\frac{\frac{1}{V} - 1}{\frac{1}{V_1} - 1} = \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} \quad 2.12$$

A autora ainda expõe que a partir o desenvolvimento matemático da Equação 2.12, com o ajuste de calibração do modelo partindo-se dos dados observados na área de estudo, foi possível estabelecer uma equação em que V é diretamente proporcional a T e um valor de controle V_1 que conduz para uma variável de controle T_1 . Para os casos estudados, foi verificado que a variável T assume o valor de 0,55, na maioria dos casos onde a vulnerabilidade (V) assume o

valor de 0,5, deduzindo-se assim a Equação 2.21, de quantificação da vulnerabilidade física, conforme a seguir:

$$\frac{1}{V} = \left(\frac{1}{V_1} - 1\right) \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1 \quad 2.13$$

$$V = \frac{1}{\left(\frac{1}{V_1} - 1\right) \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1} \quad 2.14$$

Assumindo que $V_1 = 0,5$

$$V = \frac{1}{\left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1} \quad 2.15$$

$$V = \left[\left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1\right]^{-1} \quad 2.16$$

$$V = \left[1 + \left(\frac{T}{0,55}\right)^{-3,5}\right]^{-1} \quad 2.17$$

A Equação 2.17 foi definida como a fórmula capaz de quantificar a vulnerabilidade física em elementos estruturais expostos a eventos adversos de deslizamentos de terra em condições similares as condições de desenvolvimento desse estudo.

$$V = \left[\left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1\right]^{-1} \quad 2.18$$

A autora realata que o coeficiente δ na equação 2.18, é a variável que governa a forma de interação entre o deslizamento e a estrutura sendo que para valores menores que 2, houve uma redução desta interação e no potencial de dano a estrutura e o oposto quando o coeficiente δ é igual a 5,0. Foi verificado que a variável T assume o valor de 0,55, na maioria dos casos onde a vulnerabilidade (V) assume o valor de 0,5. Deduzindo-se assim a Equação 2.15, de quantificação da vulnerabilidade física, conforme a seguir:

$$\frac{1}{V} = \left(\frac{1}{V_1} - 1\right) \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1 \quad 2.19$$

$$V = \frac{1}{\left(\frac{1}{V_1} - 1\right) \left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1} \quad 2.20$$

Assumindo que $V_1 = 0,5$

$$V = \frac{1}{\left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1} \quad 2.21$$

$$V = \left[\left(\frac{T}{T_1}\right)^{-\delta} + 1 \right]^{-1} \quad 2.22$$

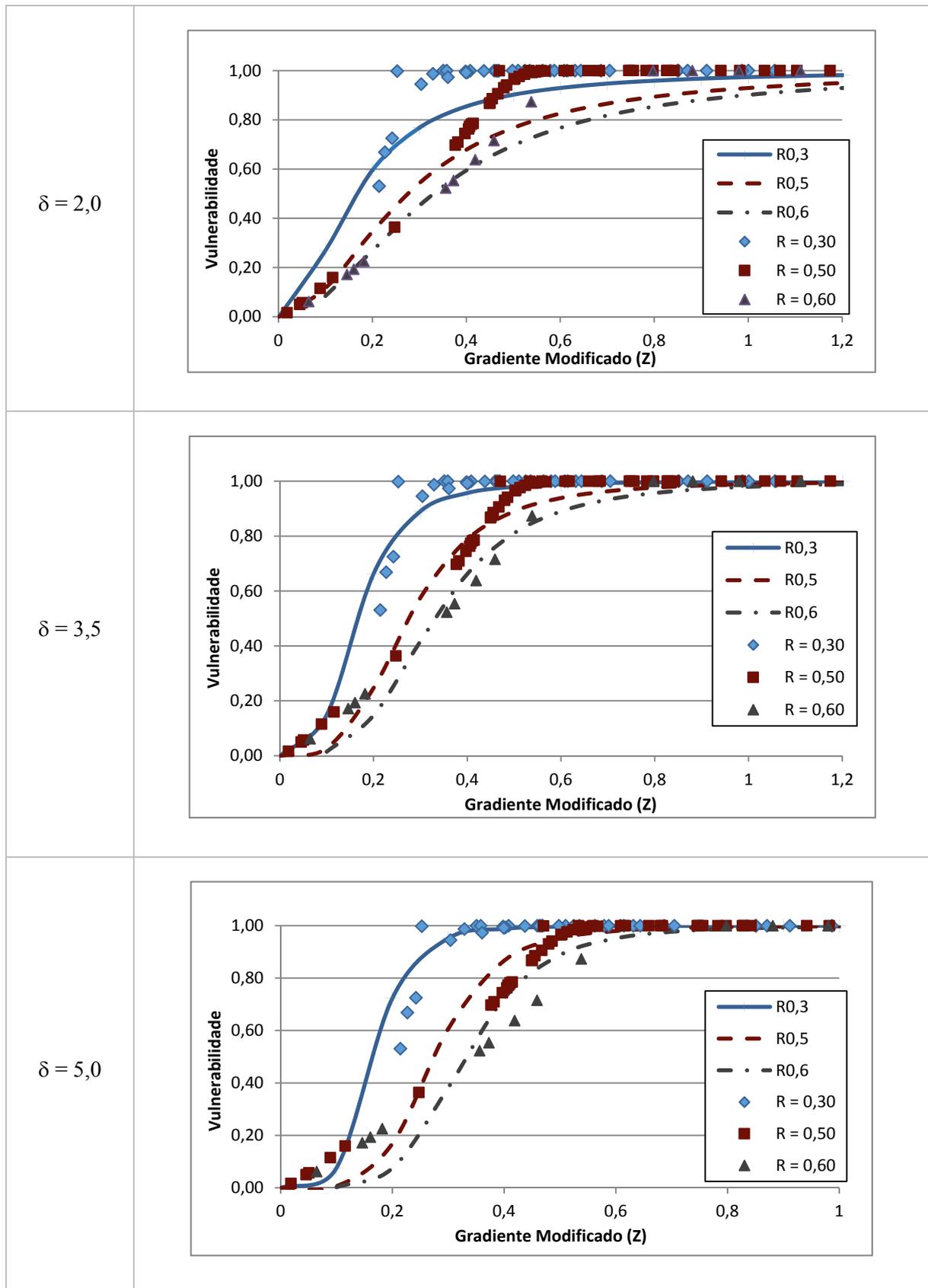
$$V = \left[1 + \left(\frac{T}{0,55}\right)^{-3,5} \right]^{-1} \quad 2.23$$

A autora relata ainda que a Equação 2.23 foi definida como a fórmula capaz de quantificar a vulnerabilidade física em elementos estruturais expostos a eventos adversos de deslizamentos de terra em condições similares às condições de desenvolvimento desse estudo.

Acredita-se que o coeficiente δ é a variável que governa a forma de interação entre o deslizamento e a estrutura. Partindo-se da análise dos dados de campo, da área de estudo, declina-se pelo melhor ajuste gráfico quando o coeficiente δ assume o valor de 3,5. (GUIMARÃES SILVA, 2015)

Para o valor de coeficiente δ igual a 2,0, infere-se, pela análise do gráfico, uma redução da interação entre a massa deslizante e a estrutura e, conseqüentemente, ocorre uma redução no potencial de dano a estrutura. Aplicando-se um valor de coeficiente δ igual a 5,0 observa-se um comportamento de maior interação entre o deslizamento e a estrutura, observado pelo rápido aumento da vulnerabilidade e por conseguinte, uma aumento de seu potencial de destruição para um mesmo elemento estrutural exposto Como mostrado na Tabela 2.11, os valores do coeficiente δ interferem diretamente no cálculo da vulnerabilidade física. (GUIMARÃES SILVA, 2015)

Tabela 2.11: Ajuste para o coeficiente δ . (GUIMARÃES SILVA, 2015)



Para melhor visualização dessa influência, a autora expôs a Figura 2.18 que apresenta a relação desses parâmetros em três casos:

Caso 1 – A estrutura está com um gradiente modificado – Z – igual a 1,0, ou seja, a altura do deslizamento, que é a ameaça a essa estrutura, assume um valor igual ou muito próximo a distância que a massa deslizante percorrerá caso o evento ocorra. Nesse caso, o aumento da resistência da estrutura, bem como a variação do coeficiente δ não tem capacidade de reduzir a vulnerabilidade. O evento tem uma intensidade alta e a estrutura está muito vulnerável a ele, pela proximidade que a estrutura está do ponto de desprendimento da massa, que está representado pelo valor de gradiente modificado igual a 1,0.

Caso 2 - A estrutura está com um gradiente modificado – Z – igual a 0,5, ou seja, a distância na qual a estrutura se encontra do foco de deslizamento é o dobro ou próximo do dobro da altura dele. Nesse contexto, a vulnerabilidade é aumentada pela pequena influência da resistência da estrutura e, é influenciada pela variação do coeficiente δ , em que o potencial de dano estrutural é crescente com o aumento da interação entre a massa deslizante e o elemento estrutural, o que mostra que quanto maior o coeficiente δ maior é a interação entre a massa deslizante e a estrutura, e com esse aumento de interação, a resistência perde influência na determinação da vulnerabilidade estrutural.

Caso 3 – A estrutura está com um gradiente modificado – Z – igual a 0,2, ou seja, a estrutura está muito distante do ponto de desprendimento da massa, cerca de dez vezes a altura do deslizamento. Para esse caso, o aumento da resistência estrutural reduz consideravelmente a vulnerabilidade e o aumento do coeficiente δ , reduz a vulnerabilidade pois, a resistência estrutural exerce uma forte influência na determinação da vulnerabilidade.

Na Figura 2.19 nota-se que em valores de gradiente modificado (Z) menores que 1, como por exemplo, 0,2, o comportamento da vulnerabilidade se inverte em função do aumento do coeficiente δ . Esse fenômeno é explicado pela distância maior entre a estrutura e o ponto de partida da massa deslizante, quanto maior a distância, menor será o valor do gradiente modificado e a interação massa deslizante/estrutura resultará em uma redução da vulnerabilidade já que estará sob maior influência da resistência estrutural.

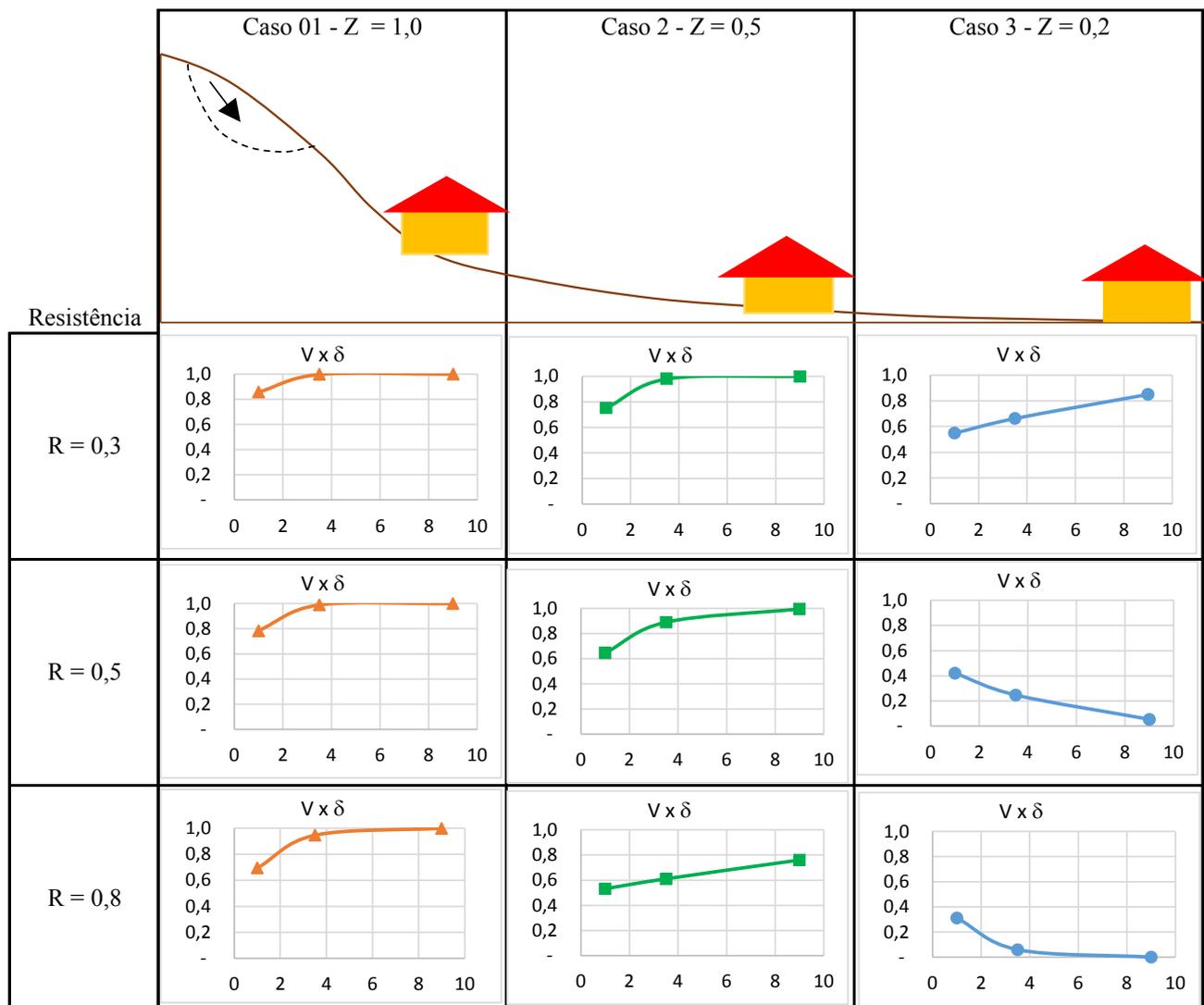


Figura 2.19: Análise do efeito do coeficiente δ na determinação da vulnerabilidade. (GUIMARÃES SILVA, 2015)

Conforme a autora descreve, a Figura 2.20 apresenta a superfície de vulnerabilidade gerada a partir da análise da variação do coeficiente δ e da variável T. Os limites impostos foram os encontrados nas análises dos dados da área o estudo.

É nítido o crescimento da vulnerabilidade para valores altos de coeficiente δ , independentemente da variação do parâmetro T, que se justifica pela grande interação entre a massa deslizando e o elemento estrutural, e a pequena influência da resistência estrutural para esse caso. Com o decréscimo de coeficiente δ , acredita-se na redução da interação entre o deslizamento e a estrutura, pela contribuição da resistência estrutural na quantificação da vulnerabilidade. (GUIMARÃES SILVA, 2015)

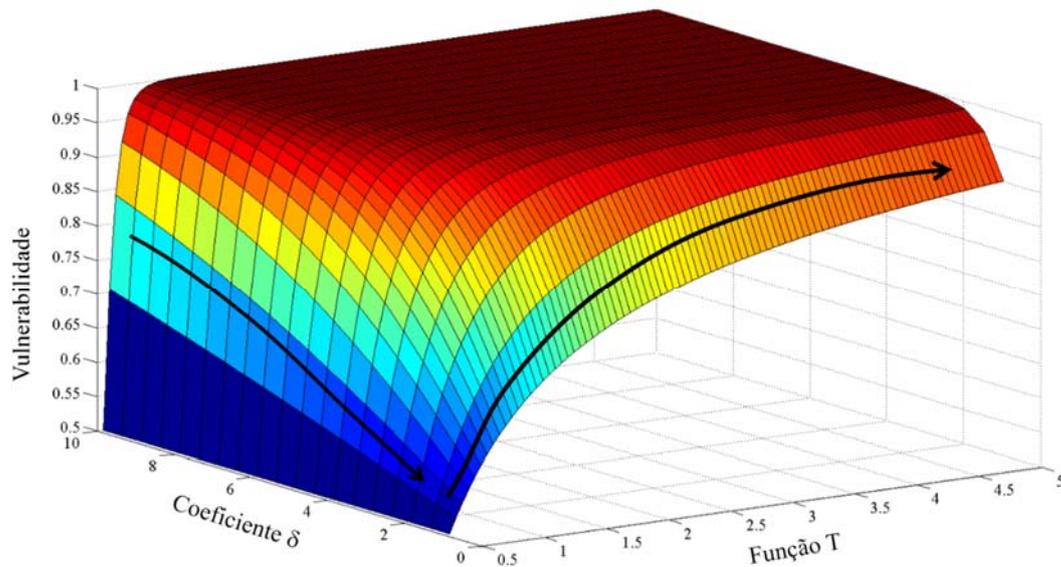


Figura 2.20: Superfície de Vulnerabilidade considerando a função T e o coeficiente δ . (GUIMARÃES SILVA, 2015)

2.10 MODELOS DE VULNERABILIDADE FÍSICA PARA FLUXO DE DETRITOS

Existe uma diferença significativa entre os deslizamentos de terra e os fluxos que podem ser de detritos ou de lama, as velocidades de fluxos podem ser muito maiores e proporcionalmente determinar maiores intensidades influenciadas também pela viscosidade, pelos gradientes de diferença de altura e declividade da encosta ou canal e sua rugosidade.

2.10.1 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR RHEINBERGER ET AL. (2013)

Foi realizado uma análise por Rheinberger (2013) de um conjunto de dados de 132 edifícios que foram danificados em um dos cinco grandes eventos de fluxo de detritos nos Alpes na Suíça, durante o final de 1980 e início de 2000. Usando o modelo duplo linear generalizado, estimaram funções proporcionais de perda para ser utilizados para vários fins de previsão, incluindo mapeamento de riscos, planejamento da paisagem, e os preços de seguros.

Foram identificados três componentes essenciais para a análise estatística do risco de fluxos de detritos baseados em um trabalho de Dai et al. (2002): (1) excentricidade da área, (2) a intensidade do processo, e (3) os elementos em risco.

Na análise empírica, os autores definiram a área de desvio por sua aspereza e declividade. Caracterizar o processo da intensidade pelo ângulo de impacto entre a tangente ao caminho do fluxo de detritos no ponto de impacto e o plano tangente à superfície atingida no ponto de impacto, a profundidade do fluxo e a velocidade, e a sua interação, que é amplamente aceito como um indicador de intensidade.

A profundidade do fluxo e a velocidade são utilizados não só como critérios para distinguir zonas de intensidade para o mapeamento de risco de fluxos de detritos, mas também na análise de risco na Suíça, que foi o principal argumento para preferí-los para outras métricas, como, por exemplo, a velocidade principal é usada apenas para fins de comparabilidade na pesquisa desenvolvida.

Elementos em risco são descritos por seu tipo (concreto, leve, construção ou misto), tipo de uso (agrícola, industrial, residencial), e a presença ou ausência de medidas de proteção específica de objetos tais como estruturas de contenção ou estacas pranchas. A Figura 2.21 mostra o quadro conceitual para a análise empírica dos dados.

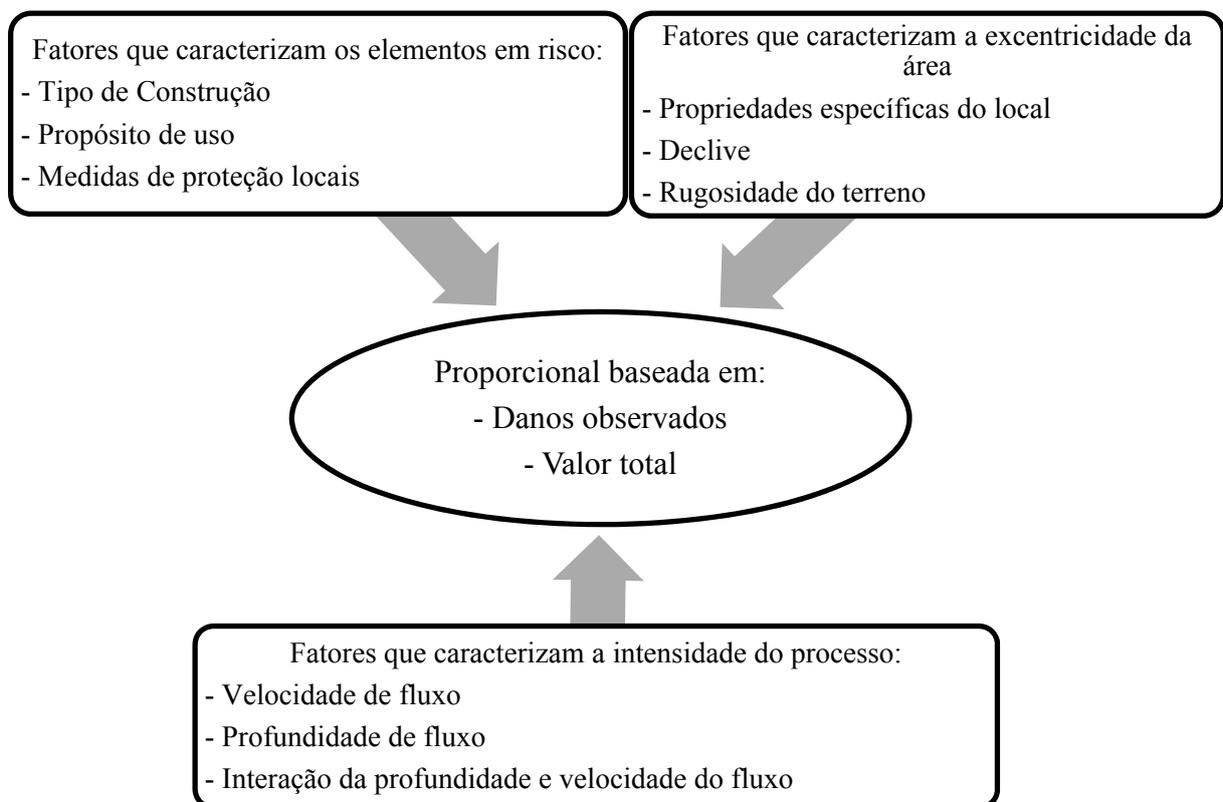


Figura 2.21: Quadro conceitual para a análise empírica dos dados da perda proporcional (adaptado de RHEINBERGER et. al, 2013)

Informações sobre a topografia excentricidade, aspereza e inclinação foram coletados diretamente no campo. O autor explica que pode reconstruir em muitos casos, a altura máxima da deposição (H_{maxD}) com base em marcas deixadas nas paredes exteriores. De acordo com o princípio de Bernoulli, H_{maxD} é igual a velocidade principal $V^2/(2 \cdot g)$ (com $g=9,81m/s^2$). Resolvendo a equação para $V=\sqrt{(2 \cdot g \cdot H_{maxD})}$, obteve-se uma estimativa da velocidade de fluxo. No entanto, os autores destacam que no rescaldo de um evento, uma distinção clara entre fluxos de detritos e fluxos de hiperconcentrados nem sempre é possível, porque os diferentes processos de perigo podem coincidir, por compilações de outros trabalhos e utilizando por exemplo, que a área de desvio pode primeiro ser atingida por um aumento do fluxo de detritos e subsequentemente inundada e erodida novamente. O autor relata a incapacidade de diferenciar essas formas de transição entre processos de fluxo e inundações. Para efeitos de análise, esta limitação parece aceitável.

Os autores utilizaram uma abordagem estatística empregando três modelos de regressão linear. A especificação do primeiro modelo explica as perdas proporcionais observadas apenas através de preditivo de intensidade. A função de dispersão inclui uma constante global e constantes específicas do local que controlam as diferenças na dispersão através dos locais de fluxo de deformação. A função de perda inclui o ângulo de impacto (A), profundidade de fluxo (D), velocidade de fluxo (V) e sua interação ($D \cdot V$), que foi tomado como um indicador de intensidade. Também a utilização de transformações logarítmicas para reduzir a inclinação na distribuição dos preditivos. Note que $\log D \cdot \log V$ é uma transformação não linear de $\log D \cdot V^2$, proposto como um substituto.

Coefficientes na profundidade e velocidade de fluxo são ambos negativos, mas o coeficiente no termo de interação é positivo. Isto implica que as perdas proporcionais crescem com o aumento da profundidade do fluxo ($\partial y / \partial D > 0$) e da velocidade ($\partial y / \partial V > 0$), mas a taxa de crescimento é marginalmente decrescente ($\partial^2 y / \partial D^2 < 0$, $\partial^2 y / \partial V^2 < 0$). Na Figura 2.22, pode ser visualizado essa relação por meio do gráfico das perdas proporcionais preditas a partir do Modelo I para as profundidades e velocidades de fluxo de detritos tipicamente assumidas no projeto de estratégias de proteção local. É garantido que D e V estão positivamente correlacionados, de modo que combinações com baixas (altas) velocidades e grandes (pequenas) profundidades são improváveis de ser observadas na realidade. Portanto, a interpretação das previsões do modelo para tais combinações fora dos limites é sem sentido.

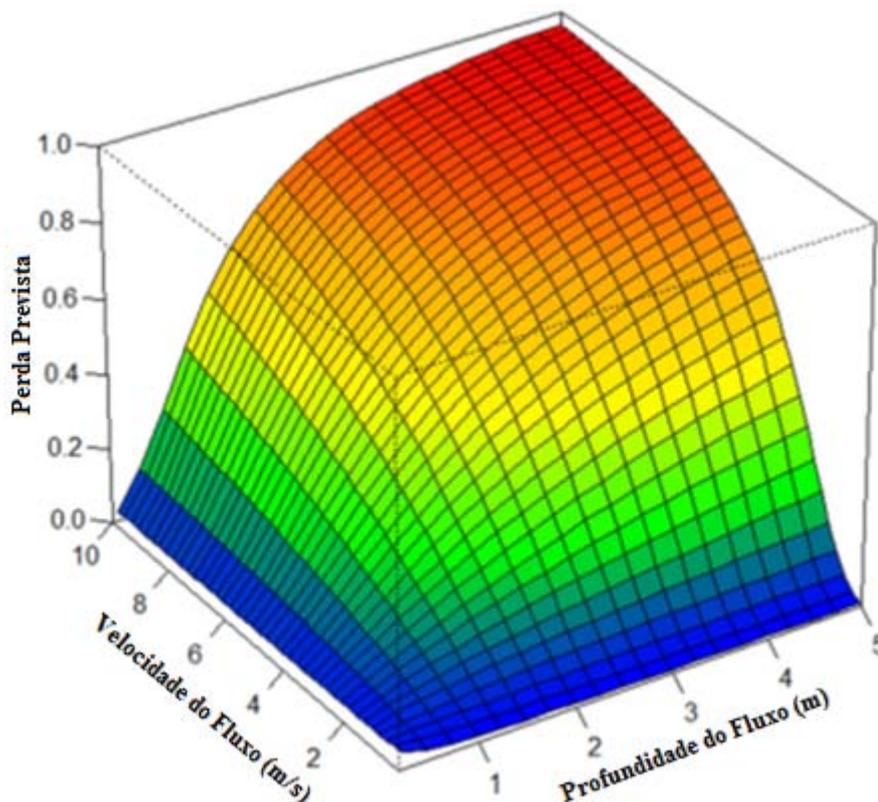


Figura 2.22: Previsões de perda proporcional pelo Modelo I para profundidades e velocidades de fluxo de detritos comumente observadas. Para construir este gráfico, o ângulo de impacto foi fixado nos meios de amostra de 64 ° (RHEINBERGER et. al, 2013)

O Modelo II adiciona atributos específicos do local e específicos do objeto em função da perda. Um teste de razão de verossimilhança confirma que o ajuste do modelo é significativamente melhorado pela inclusão dos preditivos adicionais (χ^2 9df: 15,8, $P < 0,05$).

Com exceção do coeficiente insignificante no ângulo de impacto, as estimativas de coeficientes sobre os preditivos de intensidade são semelhantes às obtidas com o Modelo I. Isso sugere que os fatores específicos do local no Modelo II não têm confundido com a intensidade do processo, mas ajudam a explicar a variabilidade nos dados. As estimativas de coeficientes sobre características específicas de cada objeto implicam que as perdas proporcionais em edifícios industriais são significativamente maiores do que as observadas para edifícios residenciais, enquanto as perdas proporcionais em edifícios agrícolas são estatisticamente não diferentes das observadas para edifícios residenciais. Edifícios de concreto são significativamente menos vulneráveis a danos de fluxo de detritos, como são os edifícios que tinham medidas de proteção local instalados.

O Modelo III inclui todas as informações disponíveis na função de perda. Além disso, a função

de dispersão é alterada com preditivos da altura do fluxo, velocidade do fluxo e sua interação. Em termos de ajuste estatístico, a melhoria em relação ao Modelo II é significativa (χ^2 10df: 55,9, $P < 0,001$). Esta melhoria é em grande parte devido à captura melhorada de heterogeneidade na função de dispersão. A inclusão dos preditivos de intensidade na função de dispersão explica a variação na dispersão no nível do edifício e não no nível do local de risco. Houve uma calibração do modelo para cada local de evento ocorrido com o controle para fatores específicos do evento, cada local é estatisticamente não diferente um do outro. As perdas proporcionais aumentam com a inclinação do desvio.

Os resultados do Modelo III, sustentam a descoberta de que os edifícios industriais são mais vulneráveis aos danos causados pelos detritos do que os edifícios residenciais. Controlando a dispersão adicional nos dados, agora também encontramos um efeito significativo em edifícios agrícolas. Edifícios de concreto e edifícios onde as medidas de proteção local foram instaladas são significativamente menos vulneráveis aos fluxos de detritos do que construções mistas ou leves. As estimativas de coeficientes sobre os preditivos de intensidade são novamente semelhantes às obtidas com os Modelos I e II, confirmando que são os preditivos de perda mais importantes.

2.10.2 MODELO DE VULNERABILIDADE FÍSICA DESENVOLVIDO POR KANG & KIM (2015)

Diferentes tipos de estruturas de edifícios sujeitos a eventos de fluxo de detritos, permitiu uma avaliação quantitativa da vulnerabilidade física, por Kang & Kim (2015), na Coreia onde criaram curvas de vulnerabilidade. Com base em onze eventos de fluxo, foram analisados o total de 25 edifícios afetados durante esses e determinadas características e padrões de danos.

O índice de mobilidade é a razão entre a distância horizontal L entre a área e a fonte e o limite distal do depósito para a diferença em altura ΔH e corresponde à mobilidade dos fluxos de massa conduzida por gravidade. Uma maior proporção $L/\Delta H$ corresponde a uma maior mobilidade do fluxo de detritos. O fluxo de detritos de volume V é um dos parâmetros mais importantes que afetam o potencial destrutivo das situações de perigo. Volume estimado (V (unitário) = A (área) \times h (altura)) representa a magnitude de cada evento de fluxo de detritos. As características físicas de fluxos de detritos, tais como vazão de pico, velocidade de fluxo, e pressão de impacto podem ser estimados empiricamente.

A vazão de pico Q_p pode ser avaliada através de relações empíricas entre pico de descarga de

um fluxo de detritos e o seu volume por:

$$Q_p = 0,1 \cdot V^{0,833} \quad 2.24$$

Os autores explicam que é difícil estimar o volume de fluxo de detritos com precisão, porque depende de vários fatores, como a precipitação, área de captação, ângulo de inclinação, características topográficas e profundidade do fluxo. A velocidade v , é obtida por:

$$v = 2,1 \cdot Q_p^{0,33} \cdot S^{0,33} \quad 2.25$$

Onde: S é a inclinação local, definida pela relação entre a alteração da elevação (Δh) para a distância horizontal (L), $S = \Delta h/L$, o qual pode ser calculado usando o contorno do fluxo de detritos sobreposto em imagens aéreas.

A pressão de impacto do fluxo de detritos consiste principalmente da sobrepressão dinâmica e pressão hidrostática. Estas forças dependem da descarga de pico, a velocidade, o volume, a razão de água-sedimento, e a distribuição de dimensões de grãos de detritos do fluxo. A pressão média de impacto pode ser obtido por:

$$P_t = \left(\frac{1}{2}\right) \rho_{af} g h + \rho_{af} v^2 \quad 2.26$$

Onde ρ_{af} é a densidade média do material, v é a velocidade do fluxo, h é a profundidade de fluxo, e g é a aceleração da gravidade. O termo: $\left(\frac{1}{2}\right) \rho_{af} g h$, é o componente de pressão hidrostática média, e o outro termo: $\rho_{af} v^2$, é o componente de sobrepressão dinâmica.

O grau de danos a edifícios foi categorizado como: a destruição completa, extensos danos, danos moderados, e danos leves. Os danos não dependem apenas das intensidades de fluxo de detritos, mas também da resistência estrutural e da orientação dos edifícios.

Os autores expuseram que o grau de destruição ocorre de acordo com a pressão de impacto e o tipo das edificações que foram classificadas em dois tipos: estrutura de concreto armado ou estruturas não reforçadas que incluem alvenaria, estruturas de madeira, estruturas leves de aço, conforme exposto na Tabela 2.12.

Tabela 2.12: Classificação de danos em edifícios por fluxos de detritos (KANG & KIM, 2015)

Classe de dano	Descrição dos danos	Vulnerabilidade (valores usuais)	Pressão de Impacto (kPa)	
			Estrutura não reforçada	Concreto armado
Completo	Parcialmente ou totalmente destruídas, evacuação necessária, completa reconstrução	0.8–1.0 (1.0)	>30	-
Extensivo	Parcialmente destruída, perda de partes de paredes externas e internas, evacuação necessária, a reconstrução de partes destruídas	0.6–0.8 (0.7)	15–30	>100
Moderado	Rachaduras na parede, a estabilidade afetada, a reparação não urgentes, a inundação das salas internas e danos ao mobiliário	0.3–0.6 (0.45)		35-100
Leve	Ligeiros danos não estruturais, a estabilidade não afetada, danos ao mobiliário ou equipamento	0.1–0.3 (0.2)	0–15	0-35

Os autores formularam equações para utilização dos parâmetros de intensidade: velocidade do fluxo, profundidade do fluxo e pressão de impacto, específicos para estruturas reforçadas e não reforçadas conforme Tabela 2.13.

Tabela 2.13: Funções de Vulnerabilidade para os diferentes tipos de estruturas de edificações (KANG & KIM, 2015)

Parâmetro de intensidade	Função de Vulnerabilidade	
	Estrutura não Reforçada	Estrutura Reforçada
Velocidade de fluxo [v (m/s)]	$V = 1 - e^{(-0,0140 \times v^{4,368})}$	$V = 1 - e^{(-0,0094 \times v^{2,775})}$
Profundidade de fluxo [d (m)]	$V = 1 - e^{(-2,2072 \times d^{2,019})}$	$V = 1 - e^{(-0,1703 \times d^{1,537})}$
Pressão de impacto [P (kPa)]	$V = 1 - e^{(-0,0010 \times P^{2,227})}$	$V = 1 - e^{(-0,0005 \times P^{1,690})}$

As curvas de vulnerabilidade físicas sugeridas têm aplicações potenciais na avaliação quantitativa da estabilidade de edifícios para fluxos de detritos. A Figura 2.23 mostra as curvas em função da profundidade do fluxo, da velocidade do fluxo e da pressão de impacto.

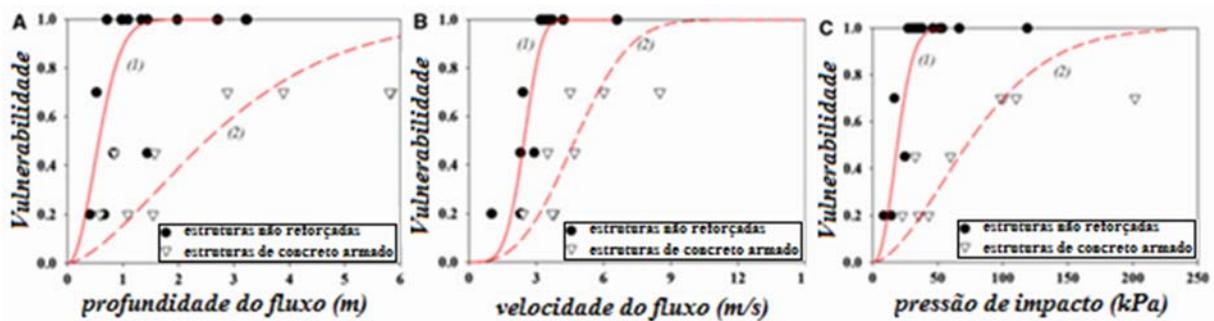


Figura 2.23: Curvas de vulnerabilidade: A função da profundidade do fluxo, B função da velocidade do fluxo e C função da pressão de impacto (KANG & KIM, 2015)

2.11 ANÁLISE DO GRAU DE DANOS EM EDIFICAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DO VALOR DA VULNERABILIDADE FÍSICA

Os modelos existentes incluem nas classes de danos a vulnerabilidade, tanto de edificações como o de pessoas. Este trabalho é restrito apenas aos danos às edificações e somente um modelo determinou uma classe de danos baseados em elementos determinados do evento ocorrido por retroanálise de dados. Em uma revisão de literatura foram encontrados critérios dentro de seguradoras e normas técnicas para embasamento tanto do grau de danos quanto do valor de vulnerabilidade física.

2.11.1 DANOS ESTRUTURAIS CONFORME NORMAS TÉCNICAS BRASILEIRAS

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o estado limite último (ELU): Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

Ornelas (2014) ao analisar as manifestações patológicas do colapso da ponte de Porto Nacional tomou como objeto de verificação simples da obra, os ELS-Estados Limites de Serviço que conforme estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014), são os relacionados à durabilidade da estrutura e à boa utilização, funcionalidade e aparência. Os ELS são caracterizados por tensões de compressão excessivas no concreto, produzindo deformações irreversíveis e microfissuras que podem levar a perda da durabilidade. Em estruturas de concreto armado das edificações, são objetos de verificação comum:

- fissuração excessiva que afete de forma adversa a aparência, a durabilidade ou as condições de estanqueidade;

- deslocamentos que causem prejuízo à aparência ou ao uso efetivo da edificação ou danos inaceitáveis em outros elementos, estruturais ou não, da construção;
- vibrações resultando em desconforto, alarme ou perda de funcionalidade.

A Norma NBR 15575 (ABNT, 2013) de edificações Habitacionais – Desempenho, também qualifica o estado do dano de edificação nas informações da Parte 2 e registrada no item 7 dos requisitos para os sistemas estruturais e segurança estrutural. A norma relata que as estruturas devem atender a estabilidade e a segurança estrutural para todos os componentes estruturais da edificação habitacional, incluindo-se as obras geotécnicas. Também como requisito de segurança a estabilidade e resistência do sistema estrutural e demais elementos com função estrutural devem atender o estado-limite último e apresentar um nível específico de segurança contra a ruína, considerando-se as combinações de carregamento de maior probabilidade de ocorrência, ou seja, aquelas que se referem ao estado-limite último. Ainda como requisito de utilização, deve ser verificado as deformações ou estados de fissuração do sistema estrutural nos critério de Estados-limites de serviço e neste caso não ocasionar deslocamentos ou fissuras excessivas aos elementos de construção vinculados ao sistema estrutural, levando-se em consideração as ações permanentes e de utilização, nem impedir o livre funcionamento de elementos e componentes da edificação, tais como portas e janelas, nem repercutir no funcionamento das instalações.

Ainda de acordo com esta norma há uma característica de desempenho para resistência a impactos no Requisito 7.4, Impactos de corpo mole e corpo duro: “Sob ação de impactos de corpo mole, os componentes da estrutura: não devem sofrer ruptura ou instabilidade sob as energias de impacto estabelecidas e também escreve que pode ser tolerada a ocorrência de fissuras, escamações, delaminações e outros danos em impactos de segurança, respeitados os limites para deformações instantâneas e residuais dos componentes. Sob a ação de impactos de corpo duro, os componentes da edificação não devem sofrer ruptura ou traspassamento sob qualquer energia de impacto, sendo tolerada a ocorrência de fissuras, lascamentos e outros danos em impactos de segurança”.

2.11.2 ANÁLISES DE INDENIZAÇÕES E DA INTEGRIDADE DE EDIFICAÇÕES

De acordo com a Autoridade de Supervisão de Seguros e Fundos de Pensões de Portugal –ASF (2016), a regra proporcional aplica-se quando o capital seguro é inferior ao custo de reconstrução (no caso de edifícios) ou ao custo de substituição por novo (no caso de mobiliário

e outros bens pessoais). Nesta situação, o segurador só paga uma parte dos prejuízos proporcional à relação entre o custo de reconstrução ou substituição à data do sinistro e o capital seguro. Por exemplo, se um edifício cujo custo de reconstrução é de € 100.000 e estiver seguro por € 80.000, o segurador será responsável apenas por 80% dos prejuízos, ficando os restantes 20% a cargo do segurado. Assim, se ocorresse um sinistro que causasse danos de € 50.000, o segurador apenas indenizaria € 40.000 (80% de € 50.000), suportando o segurado os restantes € 10.000. Se se verificar o oposto e o capital seguro for superior ao valor de reconstrução ou de substituição, a indenização paga pelo segurador terá como limite máximo o valor de reconstrução ou de substituição.

Em outras análises qualitativas de características da integridade de uma edificação, Ornelas (2013) relata que custo de reconstrução pode ser até duas vezes maior que o custo inicial de uma construção nova devido aos acréscimos de processos complementares de desconstrução e remoção. Assis (2016) relata que em apenas uma reforma em uma edificação antiga pode ter o custo de uma construção nova. Estas hipóteses podem ser entendidas pela análise dos custos envolvidos em todas as etapas de uma reconstrução incluídos os valores empregados para demolição e remoção de resíduos de construção e também dos ajustes necessários para criar a nova configuração dos reparos na edificação de modo a evitar as observações do que é novo com o que é velho e sobretudo, a evitar trincas de emendas de materiais novos com materiais reaproveitados. Partindo desta realidade, estes custos podem crescer com a qualidade da construção e a idade da edificação. Esta nova percepção, pode ser comprovada pelo fato de não ser possível o reaproveitamento de equipamentos que são definitivamente danificados quando necessária alguma intervenção. Por exemplo, ao realizar a pintura final de uma reconstrução não será pintado somente onde é novo, mas, retirado toda a pintura antiga e pintado toda a edificação. Da mesma forma se uma peça de cerâmica do piso for perdida e o modelo não for mais fabricado, o piso ou parte dele deverá ser trocado. Também como exemplo, nas instalações hidro sanitárias as tubulações antigas não têm adaptações e acabam forçando a troca total desta infraestrutura e em caso da instalação elétrica os fios acabam sendo substituídos por cabos pela grande dificuldade de reaproveitamento deste material que ainda pode não ser mais adequado, ou seja o custo é de retirada da rede antiga somada aos custos de colocação de uma nova.

Mesmo com reaproveitamento de materiais ainda existe o custo de retirada, verificação da possibilidade de remanufaturar e a recolocação deste. O custo de mão de obra é o dobro e em alguns casos este é o de maior peso na composição de custo do serviço.

3 ESTUDO DE CASO

Em 05 de novembro de 2015, ocorreu a ruptura de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, denominada Barragem do Fundão. Na região da mina da SAMARCO, com o colapso da barragem, os rejeitos desceram o vale e ocuparam o reservatório de Santarém logo a jusante, que operava no limite da sua capacidade, reservando água para reuso no beneficiamento do minério. A Figura 3.1, mostra o complexo de Germano da SAMARCO antes do evento.

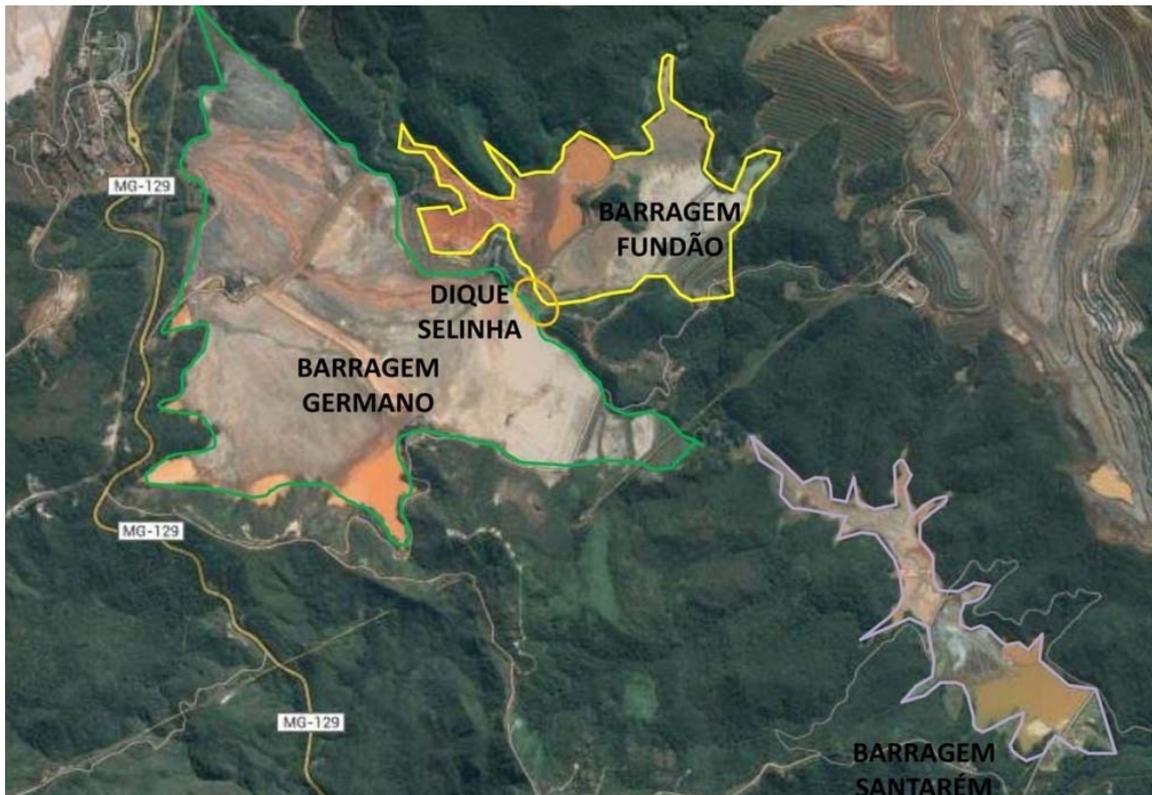


Figura 3.1: Complexo de Germano antes do evento (SAMARCO, 2015)

O enchimento do reservatório com a lama causou galgamento e danos nas laterais da barragem de Santarém. A partir do transbordamento, um fluxo de lama decorrente percorreu uma distância de pouco mais de 2km até atingir o distrito de Bento Rodrigues-MG, onde a maior parte das edificações foi destruída. A barragem de fundão antes do rompimento, passava por um processo de alteamento, que é quando ocorre a elevação do aterro de contenção, pois o reservatório já chegava ao seu ponto limite, não suportando mais o despejo dos rejeitos da mineração. A estrutura de contenção apresentou um vazamento e neste momento, uma equipe de funcionários terceirizados foi enviada ao local para tentar amenizar o vazamento, porém ocorreu o rompimento que lançou um grande volume de lama sobre o Vale do Córrego Santarém (SAYÃO, 2016).

Segundo a Samarco (2016), com o rompimento da barragem de Fundão, parte dos seus rejeitos chegaram à barragem de Santarém, onde estava armazenada água, provocando uma erosão parcial na parte direita de seu barramento. A Figura 3.2 mostra a área no distrito atingido antes e após o evento.

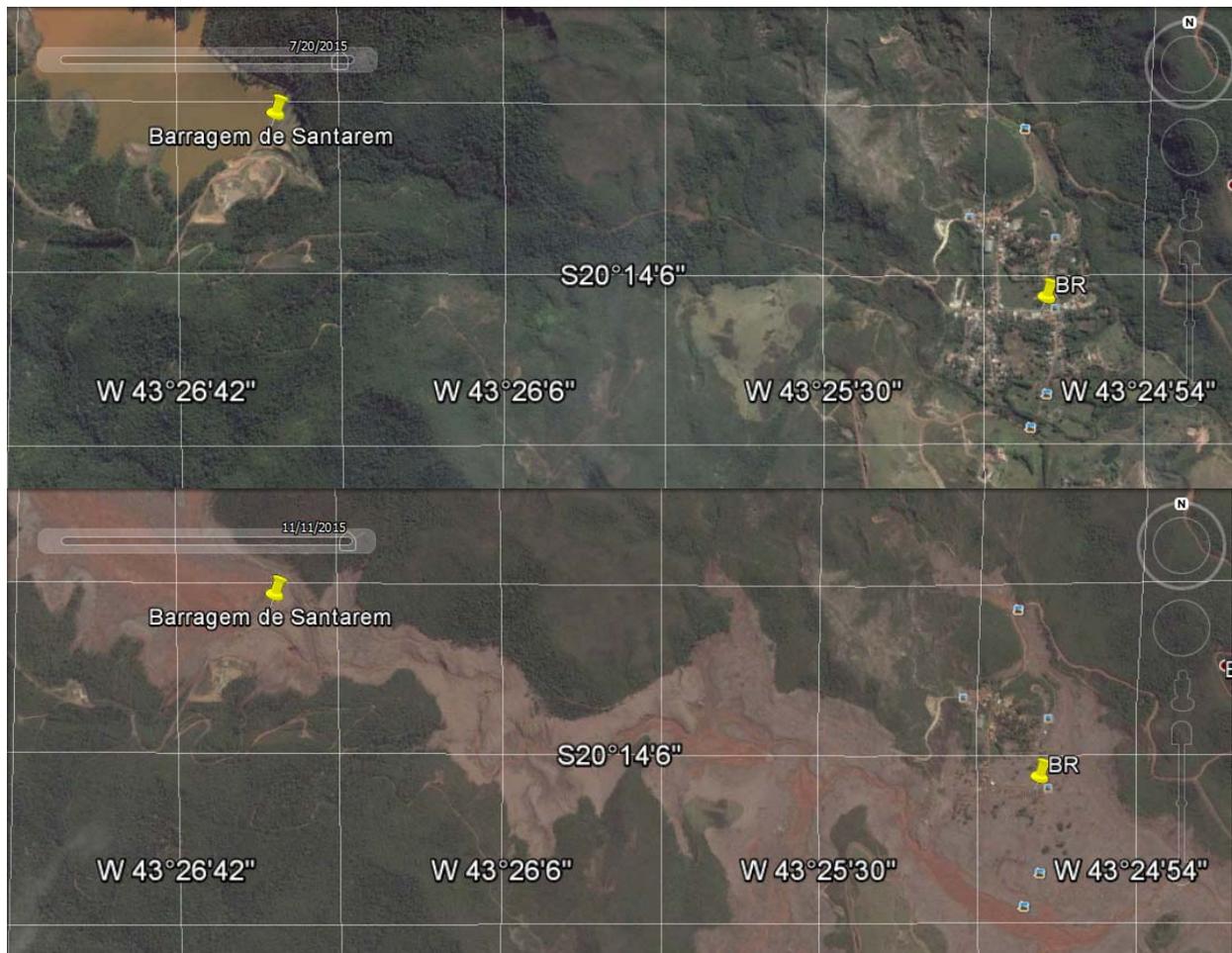


Figura 3.2: Imagem aérea do evento antes e depois (adaptado do Google Earth, 2016)

Em função do rompimento da barragem de fundão, um volume de aproximadamente 32 milhões de m³ de rejeitos provenientes da atividade minerária, um volume parcial do total de 56 milhões de m³ que estavam armazenados na Barragem do Fundão, vazou para fora da área da empresa. O material atingiu um rio próximo às operações da Samarco, Rio Gualaxo do Norte, percorreu o seu leito, desaguou no Rio Doce e chegou ao mar em 22 de novembro de 2015. O percurso da pluma de turbidez até chegar à foz do Rio Doce, no encontro com o Oceano Atlântico, impactou diversos municípios nos Estados de Minas Gerais e Espírito Santo, ao longo de 650 quilômetros. Na região que concentrou a maior quantidade do rejeito, o material impactou os distritos de Bento Rodrigues e Paracatu de Baixo, em Mariana (MG), e uma parte do distrito de Gesteira, em Barra Longa. Quase 300 produtores rurais da região tiveram a atividade

prejudicada e parte da cidade de Barra Longa foi inundada, deixando famílias e comerciantes temporariamente impedidos de acessar as suas propriedades. Cerca de 2.220 hectares de área foram impactados, sendo 550 hectares nas calhas dos rios e o restante em suas margens.

Um relatório sobre o evento foi encomendado pela Samarco e instituído um Comitê de Especialistas para Análise da Ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão com os melhores especialistas da área e conduzido pela universidade de Alberta e pelo professor Norbert R. Morgenstern. O relatório foi publicado em 25 de agosto de 2016 e concluiu que a barragem de rejeitos falhou como resultado de liquefação a partir da ombreira esquerda. A ruptura ocorreu exatamente às 15:45 horas. Na estruturação do processo de investigação, o Comitê identificou e avaliou de forma sistemática múltiplas hipóteses de causalidade. Ele ainda incluiu testes de hipóteses por meio de três questões seguintes, que o mecanismo de ruptura mais aceito deveria ser capaz de explicar:

1. Por que ocorreu um deslizamento fluido por liquefação?
2. Por que ocorreu o deslizamento fluido naquele local?
3. Por que ocorreu o deslizamento fluido naquele instante?

O relatório explica que os rejeitos granulares estavam sendo usados para reter rejeitos finos, como rejeitos do processo de mineração. O fator mais importante que causou a liquefação foi a presença de lama debaixo da areia, disse o estudo. Isso ocorreu ao mesmo tempo que a barragem atingiu sua cota total de resistência. O relatório acrescenta que a massa saturada de areias de rejeitos estava crescendo, e em agosto de 2014, a substituição tapete drenante destinado a controlar esta saturação atingiu a sua capacidade máxima. Subsequentemente, o peso da areia fez com que as lamas por debaixo fossem expulsas. Conforme a lama mole era submetida a cargas, ela se comprimia. Ao mesmo tempo, ela também sofria deformação lateral, espremendo para fora como uma pasta de dentes saindo de um tubo, um processo conhecido como extrusão lateral. As areias imediatamente acima, forçadas a se acomodar a este movimento, experimentaram uma redução na tensão horizontal confinante. Isto permitiu que as areias, na realidade, ficassem separadas, e, no processo, mais fofas (menos comprimidas).

O relatório citou, como o processo de construção, tinha permitido que os finos se acumulassem sob a areia que começou na mudança de projeto para a construção original da represa, que permitiu a saturação mais extensiva do que inicialmente prevista, diz o relatório. Além disso, o critério de que uma área de 200 m de largura mantida no ponto de entrada da barragem de

rejeitos muitas vezes não foi cumprido, de acordo com o relatório. Ainda acrescentou que em 2012, mais trabalhos de construção da barragem significaram a movimentação de parte do aterro de areia, colocando-o diretamente em depósitos de lama previamente depositada. Três pequenos sismos no dia do desastre também foram citados como fatores.

Como resumo, o relatório afirma que a ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão ocorreu por deslizamento fluido provocado por liquefação e foi consequência de uma cadeia de eventos e condições. Uma mudança no projeto provocou um aumento na saturação que introduziu o potencial para liquefação. Como resultado de vários desenvolvimentos, lamas moles chegaram até áreas não previstas na ombreira esquerda da barragem e o alinhamento do aterro foi recuado de seu local originalmente planejado. Como resultado deste recuo, havia lama sob o aterro que foi submetida à carga imposta pelo alteamento. Isto iniciou um mecanismo de extrusão da lama e separação das areias à medida que aumentava a altura do aterro. Com apenas um pequeno incremento adicional de carga produzida pelos tremores de terra, o desencadeamento da liquefação foi acelerado e o deslizamento fluido iniciado.

Sobre o plano de contingência, Santos (2016) relata que além da localização e dos acessos precários ao município, um agravante da situação no caso de Fundão foi que o empreendimento e as comunidades vizinhas à barragem não possuíam um plano de contingência, nem rotas de fuga que permitissem os deslocamentos dos moradores para regiões seguras. Também não havia um Plano de Gestão de Risco que levasse em consideração as atividades humanas e os fatores ambientais no vale atingido, com especial atenção para a ocupação urbana representada pelo distrito de Bento Rodrigues.

A ruptura da barragem do Fundão foi considerada o maior desastre ambiental em solo brasileiro. A lama de rejeitos seguiu pelo leito de rios até chegar ao mar próximo à cidade de Linhares-ES. O evento afetou de forma impactante toda a economia local, o cotidiano dos moradores de Mariana-MG e desabrigou todos os moradores do distrito de Bento Rodrigues devido a possibilidade de nova ruptura de outras barragens adjacentes. Foram afetados outros municípios direta ou indiretamente que tinham sua economia baseado na agricultura, pecuária e pesca, além de comprometer temporariamente o abastecimento de água potável (G1, 2015). A Figura 3.3 mostra uma edificação em Bento Rodrigues antes e após o fluxo de detritos.



Figura 3.4: Edificação antes e após o evento (adaptado do Google street view, 2016)

De acordo com a agência de notícia G1 (2015), o desastre atingiu os seguintes números:

- 55 milhões de m³ – capacidade da barragem de Fundão antes do rompimento
- 35 milhões de m³ – quantidade de rejeitos de minério que vazaram da barragem
- 40 minutos – tempo que a lama levou para chegar a Bento Rodrigues
- 18 mortos – vítimas identificadas após a tragédia e 01 desaparecida
- 115 famílias – pessoas desabrigadas pela lama em Mariana e região
- 1 bilhão de reais – valor de um dos acordos para reparar danos ambientais

4 METODOLOGIA

Para um evento como o fluxo de detritos proveniente de rejeito de minérios, inicialmente foi avaliado os modelos de vulnerabilidade física possíveis de serem aplicados. Partindo de uma retroanálise do evento ocorrido no município de Mariana-MG, pode ser pressuposto que, qualquer alteração de uma característica ou propriedade dos componentes envolvidos pode influenciar na vulnerabilidade física de edificações. Este trabalho constituiu de uma análise dos estudos já desenvolvidos para a relação entre o grau de danos de um edifício e a intensidade do fluxo dos detritos compilando dados de levantamentos de campo e de outras fontes. Os passos realizados são os seguintes:

- ✓ visita no local para coleta dos primeiros dados, georreferenciamento e verificação da resistência das edificações afetadas. Na análise em campo inicial, foram verificados os dados que poderiam ser obtidos e já registradas características físicas das edificações atingidas pelo fluxo de lama no distrito de Bento Rodrigues município de Mariana-MG.
- ✓ escolha dos modelos de Li et. al (2010), o de Guimarães Silva (2015) e o de Kang & Kim (2015). Entre os motivos, destacam-se por serem os que tinham as maiores possibilidades de conseguir os dados e por serem modelos já calibrados em outros eventos. Não foi escolhido o modelo de Uzielli et. al, (2014), pela impossibilidade de identificar os tipos de fundações, idade das construções e ainda avaliar as magnitudes dos deslocamentos essenciais para a análise do modelo devido ao pouco tempo de acesso ao local e as grandes dificuldades de obtenção destes dados. Não foi utilizado o modelo de Silva & Pereira (2014), por ser um modelo desenvolvido para deslizamento de terra o qual a magnitude do deslizamento (LM) é um dos parâmetros críticos para avaliar a Vulnerabilidade física (PV), e neste caso as velocidades previstas no modelo serem lentas e variarem de 1,8 m/h a 3 m/min. O evento ocorrido em Bento Rodrigues foi caracterizado como movimento rápido de massa do tipo fluxo de detritos com velocidades superiores ao máximo estabelecido no modelo. O modelo de Rheinberger et. al (2013), foi apreciado e tem muitas características que o tornariam um modelo adequado para aplicação no evento, no entanto, muito complexo e com grande quantidade de dados que não poderiam ser obtidos facilmente. Destacam a rugosidade, e as inclinações em relação a posição do canal do vale que poderia caracterizar inundação nas edificações escolhidas e principalmente o valor de indenização das edificações atingidas que é parâmetro qualitativo de grau de danos do modelo.
- ✓ georreferenciamento, análise espacial e geométrica dos dados, realizados para garantir que

as informações coletadas em campo fossem validadas. Foram identificados dados preexistentes como topografia e excentricidade da área (desvios de canal e alterações de declividade), obtidos por dados de satélites da EMBRAPA, INPE, GOOGLE EARTH®, carta topográfica da região fornecida pelo IBGE e utilização de sistemas de posicionamento global (GPSs) durante visita, para comparar e encontrar as distâncias, cotas, profundidades e a inclinação média do canal, dados fundamentais para a determinação da intensidade pelos modelos selecionados.

- ✓ determinação da intensidade do processo com dados utilizados nos modelos analisados. Para determinação da profundidade, foram feitas análises espaciais com verificação da área de inundação e observação de marcas da altura da lama nas edificações. Também realizada a coleta de amostras para caracterização física da lama de rejeitos e determinação da densidade média do material. A determinação da velocidade com análise do percurso e distância do fluxo de detritos e o tempo entre o horário de início do evento até a hora que a lama chegou ao distrito de Bento Rodrigues.
- ✓ análise e aplicação dos modelos de vulnerabilidade física de edificações, calibração (de acordo com o que o modelo pede) para encontrar os valores de vulnerabilidade física de edificações e comparação entre os resultados dos modelos.

4.1 OBTENÇÃO DE DADOS NO LOCAL

Em visita no local foram vistoriadas várias edificações, no entanto, restaram 38 edificações adequadas para amostragem, localizadas no limite entre a destruição total de edificações e as que permaneceram com sua integridade ao fluxo de detritos. Estas edificações foram fotografadas e catalogadas com as características e georreferenciadas, conforme observado na Figura 4.1 e Tabela 4.2. Também foram retirados os dados geométricos do local do evento como as cotas e pontos que determinam distâncias entre a barragem de Santarém e as edificações afetadas e extensões do nível de manchas da inundação no local.

Tanto para o georreferenciamento e verificação das resistências das edificações afetadas, foram necessárias duas visitas técnicas ao local, para identificação das características físicas e construtivas que determinam os parâmetros. Para tanto houveram vários contatos com a Defesa Civil e a Samarco, e foi obtida liberação de acesso pelo período de uma hora por parte da Defesa Civil para o acesso no dia 19 de fevereiro de 2016. Esta visita inicial permitiu a verificação de quais modelos poderiam ser aplicados os dados que poderíamos obter em campo. No entanto,

outra visita foi necessária para refinamento de dados, coletas de amostras e outras informações complementares. Com esta demanda foi realizada uma segunda visita técnica em 21 de outubro de 2016, onde foram complementados dados de georreferenciamento e de estruturas que deixaram dúvidas quanto à posição, número de pavimentos, tipo e qualidade de manutenção da estrutura e a vulnerabilidade observada.



Figura 4.1: Edificação atingida pelo evento

4.2 CRITÉRIO DE DANOS OBSERVADOS NO LOCAL

Para validação de um modelo a partir de uma retroanálise era necessário que todos partissem do objetivo final do modelo que era a verificação do valor de vulnerabilidade ocorrido no evento, porém, os modelos de Li et al. (2010) e Guimarães Silva (2015) não estabeleciam uma correlação entre a quantidade de danos e o valor da vulnerabilidade. Somente o modelo de Kang & Kim (2015), tinha parâmetros bem definidos da relação entre o grau de destruição e a vulnerabilidade, mas, estes parâmetros do modelo englobava a vulnerabilidade das vidas humanas que não é o objetivo deste trabalho e prejudicava a determinação do valor de vulnerabilidade a ser aplicado nas edificações observadas.

Para verificar a aplicabilidade dos modelos foi proposto um critério de danos às edificações atingidas. Os critérios foram baseados nas normas técnicas brasileiras, observações dos valores nos eventos que serviram para calibração dos modelos destacando principalmente a quantidade

de partes destruídas, embasamento das análises de indenizações e da integridade de edificações e sem verificação de possibilidades de reaproveitamento, reconstrução ou compensação de custos, este último principalmente devido a não ser mensurável outros tipos de valores de algumas edificações como valor histórico, cultural e etc.

Uma análise de danos sobre as determinações das normas técnicas nem sempre é possível para estes tipos de eventos, principalmente pelo soterramento das estruturas o que impede verificação das deformações, delaminações e grau de fissuração, para que, quantitativamente, fosse realizado uma verificação individual de cada peça estrutural (pilares, vigas, lajes, etc.). Também não foi possível o acesso à alguns locais considerados perigosos ou de risco potencial por ruína da edificação. No entanto, pôde ser realizada a avaliação simples de danos nas estruturas de uma edificação embasados nos aspectos informados pelas normas brasileiras, feitos de forma subjetiva e qualitativa após observações possíveis e/ou com instrumentos que possam tirar imprecisões a fim de estimar o grau de danos e assim determinar o valor da vulnerabilidade.

Para determinação do valor de vulnerabilidade é necessária a padronização com a classe de danos e critérios de classificação. Com a compilação das informações foi elaborada uma tabela que mostra a classe de danos, suas descrições e os valores de vulnerabilidade que podem ser aplicados, conforme exposto na Tabela 4.1. Assim foram verificados os danos observados nas edificações posicionadas nos limites de destruição total até o limite que chegou a inundação e determinado o valor de vulnerabilidade física observada no local do evento.

Tabela 4.1: Classificação de danos para avaliação das Edificações

Classe de danos para avaliação de Vulnerabilidade			
Classe de Danos	Descrição das condições da edificação	Valor de Vulnerabilidade	
		Mínimo	Máximo
Completo	Perda total (estruturas e paredes em colapso progressivo, possibilidade de ruína imediata)	0,8	1
Extensivo	Danos permanentes e perdas da estrutura, perdas de paredes e total de equipamentos	0,6	0,8
Intermediário	Deformação e ou deslocamentos da estrutura com perdas de paredes e de equipamentos	0,4	0,6
Moderado	Trincas nas paredes, verificação de estabilidade, reparação não urgentes, inundação salas internas e danos ao mobiliário e equipamento	0,2	0,4
Leve	Poucos ou nenhum dano (relativo a equipamentos, esquadrias e objetos)	0,0	0,2

4.3 GEOREFERENCIAMENTO

O georeferenciamento foi realizado a princípio com auxílio de imagens aéreas fornecidas pelo GOOGLE EARTH PRO ® e auxílio do AutoCAD Civil 3D ® software que importa o modelo numérico do terreno e a imagem sobreposta do GOOGLE EARTH PRO ®. Com a sobreposição de imagem das edificações é possível determinar geometrias, distâncias e cotas. Para realizar o georeferenciamento também foi utilizado carta de hipsômetria da região fornecida pelo IBGE, com tratamento desta no AutoCAD Civil 3D ® para utilização apenas como aferição de dados, pois a carta refere-se a um levantamento topográfico de 1986 e as curvas de nível a cada 20 metros. A Figura 4.2 mostra a identificação e posição das edificações analisadas entre os limites de devastação e poucos ou nenhum dano.



Figura 4.2: Identificação e posição das edificações analisadas (adaptado do GLOBALGEO)

Houve uma grande preocupação com a obtenção de cotas e altimetrias reais, devido à precisão de todos os equipamentos utilizados para identificação destas que geralmente fornecia resultado de interpolações. Já os mapas, além de antigos (1986), tinham curvas topográficas a cada 20m de desnível vertical, da mesma forma os mapas do IMPE (90m), mas que chegavam a estas cotas aproximadas por interpolação de valores de desníveis ainda maiores. A precisão de instrumentos de posicionamento global – GPS, disponíveis é baixa, aproximadamente 2 m e muitas vezes fornecia o valor da cota de outro ponto próximo do que estava sendo verificado.

O modelo numérico do terreno fornecido pelo GOOGLE EARTH PRO ® abastecia com dados de 1 m de distância vertical, que para um local de morfologia montanhosa e com muitos acidentes topográficos, seria o mínimo para uma melhor avaliação da vulnerabilidade física de edificações. Qualquer imprecisão maior que 2 m poderia significar valores de vulnerabilidade nos seus extremos, ou seja 0 (sem danos) ou 1 (perda total).

Os vários dados obtidos por órgãos federais e direta e simplificada pelo Google Earth Pro, foram aferidas com GPS e principalmente pelas cotas das manchas da inundação nos mapas, garantiu que pelo mesmo nível da lama observado e registrado nas edificações fossem comparadas com cartas topográficas, evitando assim, equívocos na profundidade do fluxo nos locais específicos.

Um mapa de inundação com cotas topográficas foi confeccionado no software AutoCAD Civil 3D ® e a partir destas, também foi verificado as diferenças de alturas no local inundado e a cota de base da edificação e comparados com o modelo numérico do terreno digitais e assim determinar os dados solicitados nos modelos. A Figura 4.3 mostra um dos modelos numéricos do terreno fornecido pelo Google Earth Pro ® e utilizado na comparação das cotas.

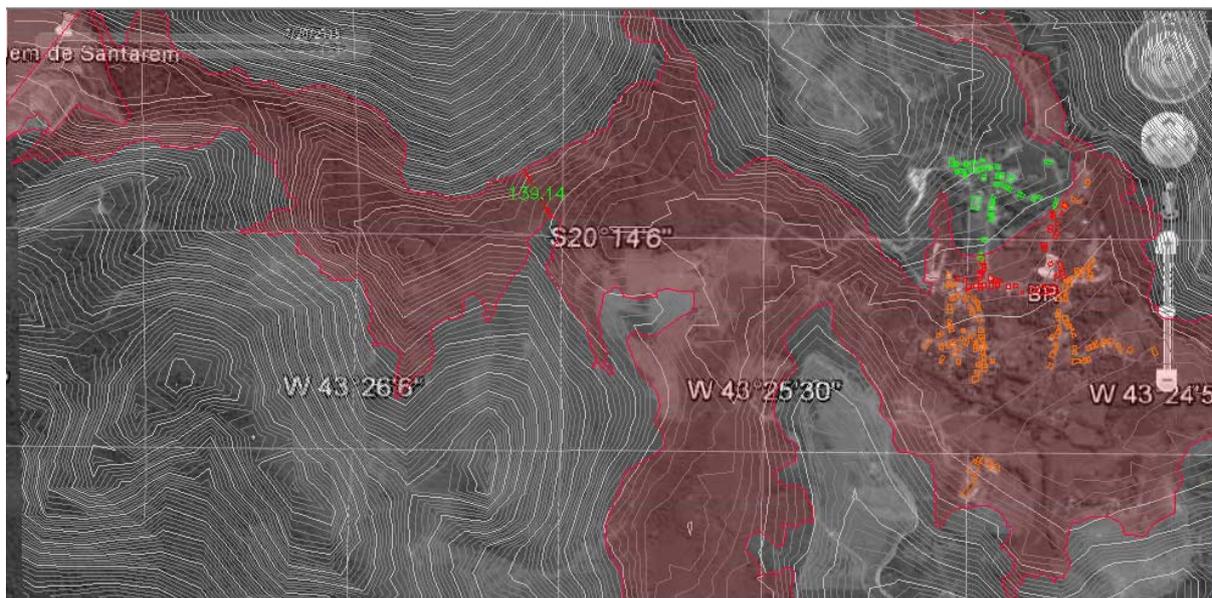


Figura 4.3: Modelo numérico do terreno do Google Earth Pro® e mancha de inundação sobreposta em cotas topográficas no AutoCAD Civil 3D®

Várias entidades foram procuradas para fornecimento de dados como órgãos nacionais, exército, DNPM, etc. Fora do Brasil foi encontrado o OpenStreetMap que é um mapa do mundo, desenvolvido por uma comunidade voluntária de mapeadores que contribuem e mantêm atualizados os dados sobre estradas, trilhos, cafés, estações ferroviárias e etc., por todo

o mundo. Os mapas são de uso livre. Os contribuintes utilizam fotografias aéreas, dispositivos GPS, e mapas do terreno para verificar que a informação no OpenStreetMap é rigorosa e atualizada. Entre os contribuintes encontram-se mapeadores entusiastas, profissionais das áreas de sistemas geográficos, engenheiros, voluntários a mapear áreas afetadas por grandes desastres etc. Nas imagens os arquivos constam de curvas de nível a cada 10 m de desnível, mas além destas, cada edificação, ponto, rua ou infraestrutura são georreferenciados. A Figura 4.3 mostra a tela do software com os dados do local do evento.

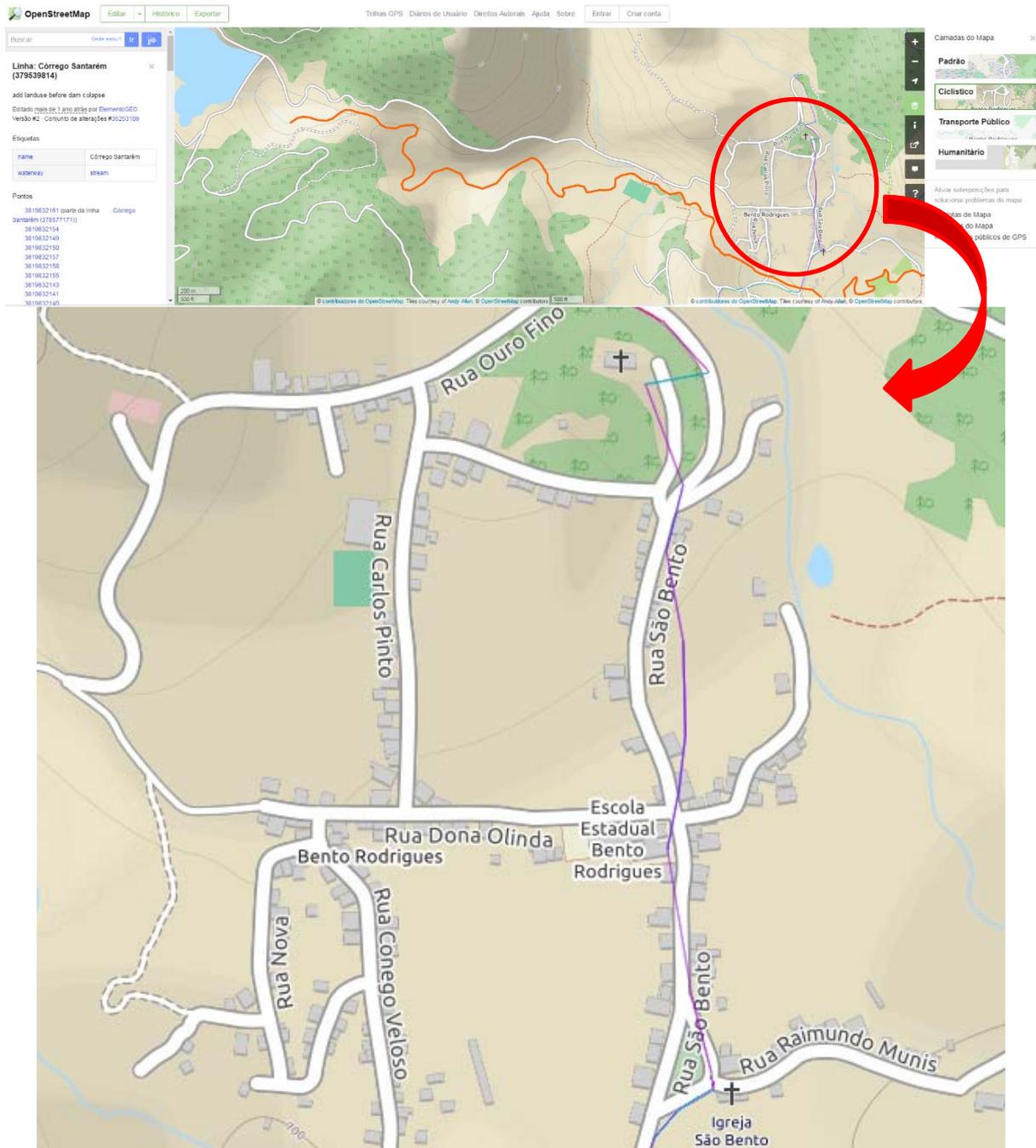


Figura 4.3: Tela do software com os dados do local do evento (OpenStreetMap, 2016)

A partir do mapa de inundação, foi observado pequeno desnível horizontal das cotas de topo da lama e no mapa não havia cota única e para cada edificação a cota de inundação só poderia ser aferida no próprio local. Para tanto foi utilizado GPS no para aferição de cotas, conforme verificado na Figura 4.5.



Figura 4.5: Verificação de cotas com GPS no local do evento

O período de permanência no local era de apenas uma hora, e para que o processo de retirada de medidas fosse o mais ágil possível, estas foram realizadas com trena laser e trenas comuns. Algumas edificações estavam soterradas e para um refinamento, foi obtida a cota de base retirando a diferença de medidas de equipamentos da edificação até o topo da lama acumulada. Por exemplo a cota da guarnição ou portal em geral é de 2,10 m. O processo foi registrado e pode ser observado na Figura 4.6



Figura 4.6: Medição de diferença de cota em edificação soterrada

Uma das formas de coleta de dados foi a utilização do Google Earth Pro®, o mesmo pode exportar a topografia para o AutoCAD Civil 3D ® e dentro deste, pode ser gerado perfis e extrair valores de cotas e distâncias. Por este software foi sobreposto imagem aérea, modelo numérico do Google Earth Pro®, e mapa hipsométrico de Catas Altas de 1986 fornecido pelo IBGE da região do evento, com estes foi possível coletar a distância de 3.202,45m do percurso do córrego Santarém a partir da barragem, que seria correspondente ao percurso do fluxo de detritos, conforme observado na Figura 4.7.

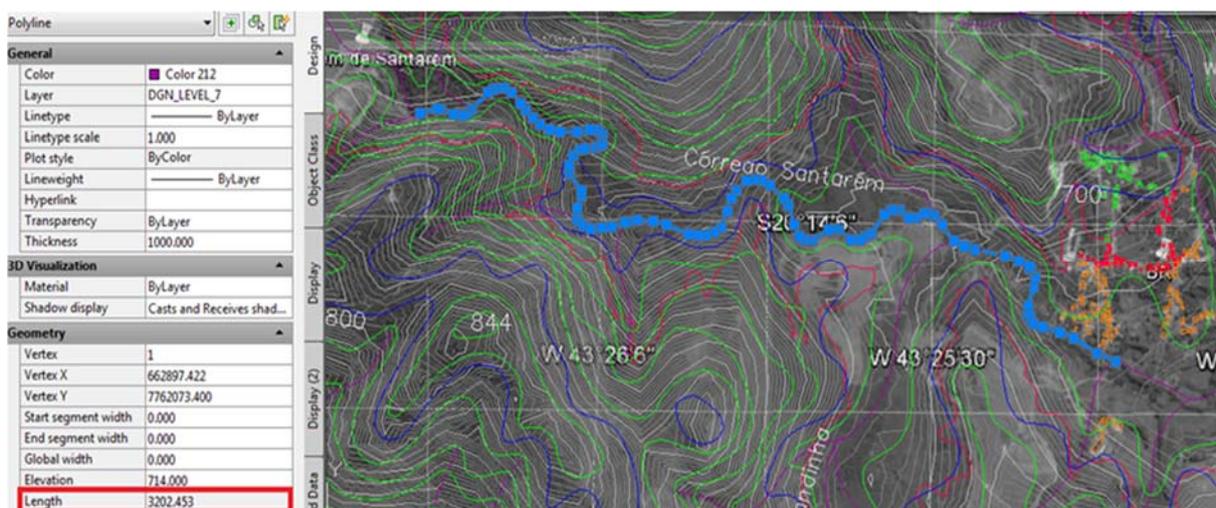


Figura 4.7: Distância do percurso do córrego Santarém a partir da barragem no AutoCAD Civil 3D ®

Outra forma utilizada englobou um processo direto no Google Earth Pro®. A utilização deste foi definido como mais adequada, porque a onda de inundação ultrapassou as sinuosidades do córrego, determinando uma distância menor de percurso. Assim, o processo foi realizado utilizando a imagem aérea após o evento com um redirecionamento do percurso do fluxo, posteriormente, retornada à imagem antes do evento já com o caminho do fluxo delineado partindo da crista da barragem até cada uma das edificações registradas. Neste software foi possível registrar as informações das cotas e distâncias, conforme pode ser observado na Figura 4.8, que mostra a distância da barragem de Santarém até a edificação identificada e as cotas nos dois pontos.

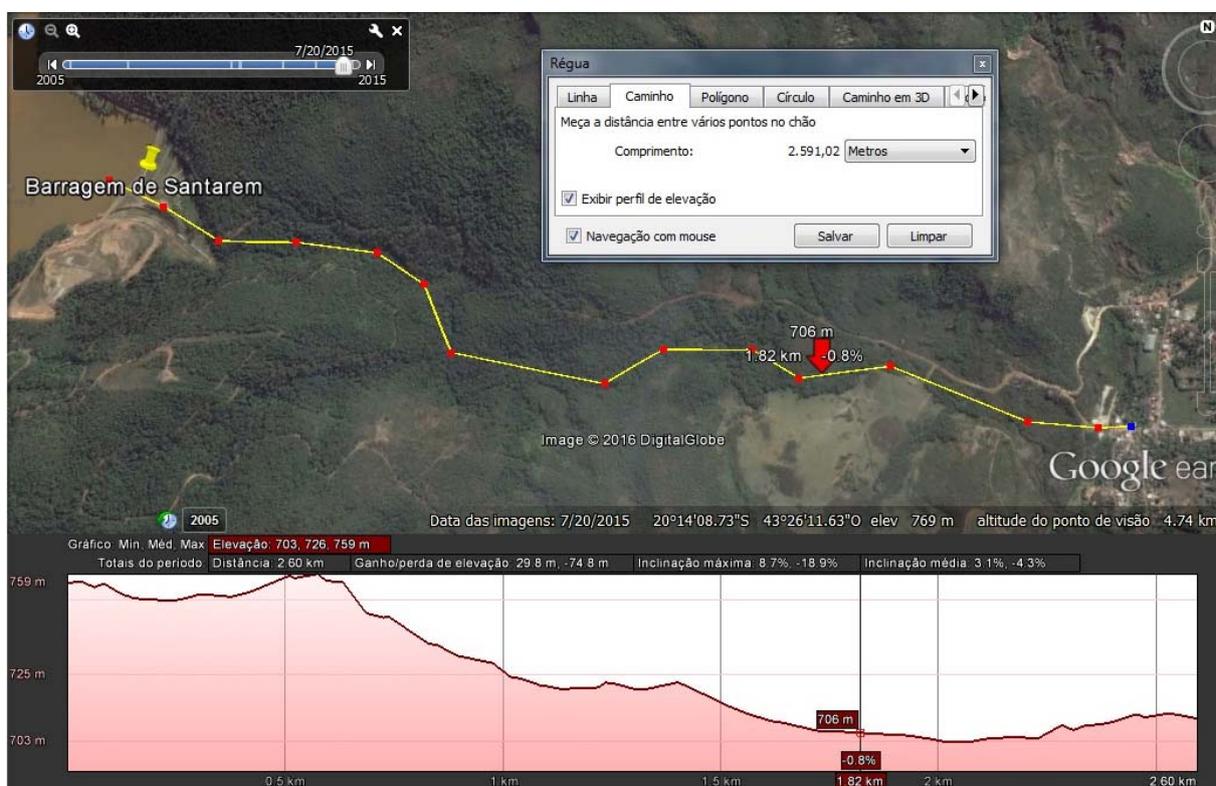


Figura 4.8: Informações geométricas obtidas pelo Google Earth

No apêndice 1, consta relatório de cada uma das edificações registradas, com as distâncias coletadas e outros dados levantados nas visitas e prospecções no local. Uma tabela foi confeccionada com a compilação dos dados geométricos, características estruturais das edificações para serem utilizados nos modelos selecionados e também a Vulnerabilidade observada conforme a classificação de danos exposta. Os dados agrupados podem ser observados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Identificação das edificações observadas e catalogadas

Item	Ref.	Uso da Edificação	nº pav.	Tipo de estrutura	Fund.	Cota	Distância Santarém (m)	Prof. (m)	Vulnerabilidade Observada
1	AD	institucional	1	Concreto Armado	Rasa	712,5	2.641,57	0,5	0,1
2	75A	residencial	1	Alv. vedação	Rasa	712	2.630,95	1	0,2
3	75B	residencial	1	Alv. Vedação	Prof	712	2.630,95	1	0,2
4	74	residencial	2	Concreto Armado	Rasa	711,5	2.628,42	1,5	0,2
5	73	residencial	1	Concreto Armado	Prof	710	2.629,45	3	0,7
6	72	comercial	2	Concreto Armado	Prof	710	2.641,57	3	0,4
7	71	residencial	2	Concreto Armado	Prof	710	2.628,57	3	0,8
8	SN	residencial	1	Misto CA/AV	Rasa	710	2.571,35	3	0,9
9	222	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	710	2.591,02	3	0,8
10	SN	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	710	2.631,55	3	0,8
11	201	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	710	2.618,84	3	0,8
12	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710	2.600,20	3	1
13	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710	2.600,42	3	1
14	171	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	710	2.585,06	3,5	0,6
15	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710	2.594,08	3,5	0,9
16	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710	2.606,64	3,5	1
17	SN	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	710	2.600,28	3,5	0,8
18	SN	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	709	2.609,78	4	0,8
19	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	709	2.628,97	4	1
20	biblioteca	escola	1	Concreto Armado	Rasa	708	2.667,75	5	0,9
21	auditório	escola	1	Concreto Armado	Rasa	708	2.688,71	5	1
22	salas	escola	1	Concreto Armado	Rasa	708	2.710,34	5	0,9
23	286	comercial	1	Concreto Armado	Rasa	707	2.775,14	6	1
24	SN	residencial	2	Concreto Armado	Prof	707	2.745,51	7	1
25	SN	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	707	2.767,76	7	1
26	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	706	2.791,51	5	1
27	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	708	2.732,52	5	1
28	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	709	2.713,41	4	1
29	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710	2.756,29	3	0,9
30	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	709	2.740,71	4	0,8
31	SN	comercial	1	Madeira	Rasa	712	2.737,58	1	0,3
32	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	712	2.745,33	1	0,3
33	SN	residencial	1	Alv. Vedação	Rasa	710,5	2.747,93	2,5	0,8
34	449	residencial	2	Concreto Armado	Prof	712	2.744,43	2	0,1
35	447	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	712,5	2.748,95	0,5	0,1
36	451	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	712,5	2.767,99	0,5	0,1
37	SN	residencial	1	Alv. estrutural	Rasa	711	2.777,99	2	0,5
38	412	residencial	1	Concreto Armado	Rasa	711,5	2.779,99	1,5	0,5

4.4 DETERMINAÇÃO DA INTENSIDADE

Para aplicação dos modelos além das características geométricas espaciais e físicas também foram necessários dados como a velocidade e o peso específico da lama, necessários para os modelos propostos por Li et al. (2010) e por Kang & Kim (2015).

Os dados de densidade e caracterização da lama foram obtidos com análises de amostras em laboratório, outras por algumas fontes locais em Mariana-MG, informações divulgadas pela imprensa e Ministério Público de Minas Gerais.

4.4.1 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE

Para determinação da velocidade foi utilizado os dados geométricos determinados em análise espacial realizada com o GOOGLE EARTH ® e aferições no AutoCAD Civil 3D ®. O tempo foi determinado entre a diferença entre o instante que ocorreu a ruptura da barragem de Fundão e a hora que a lama chegou ao distrito de Bento Rodrigues. O dado inicial foi fornecido pela agência de notícias G1 que divulgou o tempo total entre a ruptura e a chegada da lama ao distrito sendo de 40 minutos. Em uma busca pela acurácia dos dados, foi obtido a hora da deflagração do evento e conforme já mencionando a ruptura ocorreu exatamente às 15:45 horas, segundo o relatório do Comitê de Especialistas para Análise da Ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão. O horário da ruptura indicado no relatório é 5 minutos mais tarde do que o informado pelo canal G1 que divulgou também o tempo total. O horário de chegada do fluxo de detritos de acordo com depoimento dos moradores foi perto de 16:30 horas. A diferença entre este horário e o da ruptura no relatório é aproximadamente 45 minutos.

Segundo o depoimento da professora Miriam Guimarães da escola municipal de Bento Rodrigues ao jornal Estado de Minas (2015), ela foi notificada às 16:10 horas, e poucos minutos após a evacuação com a chegada ao ponto mais alto (igreja e cemitério, aproximadamente 400 m da escola), a escola foi atingida pela lama. A partir deste relato foi considerada uma velocidade média de locomoção numa superfície plana de 1,2 m/s e uma perda de até 25 % desta velocidade pode ser estimada em 7,5 minutos para o deslocamento, e o total de 12,5 minutos o que ajuda a estimar o horário de chegada da lama às 16:22,5 horas.

Os horários muito próximos, revelam uma média de aproximadamente 40 minutos para o fluxo percorrer o percurso de 6.336,10 metros entre a crista da Barragem de Fundão até Bento Rodrigues, distância retirada do GOOGLE EARTH PRO ® e modelo numérico do IBGE verificado no AutoCAD Civil 3D ®. Dividindo o espaço pelo tempo obtido, foi alcançado o valor de velocidade de 9,5 km/hora, 2,6 m/s ou 2.640,05 mm/s conforme pede no modelo de Li et al. (2010).

4.4.2 DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE MÉDIA DO MATERIAL

Para o modelo de Kang & Kim (2015), em um dos parâmetros da intensidade, é necessário conhecer a densidade média do material. Para tanto, foi coletado duas amostras de 3 kg cada, dentro de cômodos de duas edificações inundadas e soterradas, mas que preservavam o material retido após o evento. Na Figura 4.9 estão expostas as edificações onde foram feitas as coletas, indicadas pelas setas amarelas, constando a edificação 35 e 22.



Figura 4.9: local de coleta de amostras de material dentro de edificações (adaptado de GlobalGEO)

Houve erosão pelo esvaziamento da inundação e também por chuvas ocorridas posteriormente, no entanto, foram retiradas amostras dentro de edificações cobertas onde só era possível a saída por acesso voltado para a cota topográfica mais alta o que formou um bolsão e manteve o material retido e preservado, conforme pode ser observado na Figura 4.10.



Figura 4.10: Primeiro ponto de coleta de amostras do material dentro de edificação

Na parte mais baixa do distrito, foi observado que os grãos tinham diâmetros maiores, dentro de edificação destruída e foi possível coletar amostras onde, aparentemente, formou-se um reservatório e acredita-se que não houve ou ocorreu pouca erosão, conforme registrado na Figura 4.11.



Figura 4.11: Segundo ponto de coleta de amostras do material dentro de edificação

Estas amostras foram utilizadas em ensaios de caracterização e determinação da densidade das partículas sólidas, utilizando o método do picnômetro. Para a realização dos ensaios, foram consultadas as normas vigentes, e os ensaios realizados seguiram os procedimentos preconizados nas normas da ABNT e DENIT. A Tabela 4.3 lista as normas estudadas e utilizadas para a realização dos diferentes ensaios.

Tabela 4.3 Identificação de normas usadas nos ensaios

Norma	Descrição da Norma	Ano
NBR 6457 ABNT (1986)	Amostra de solos – preparação para ensaio de caracterização e compactação	Agosto, 1986
NBR 6508 ABNT (1986)	Grãos de solo que passam na # de 4,8mm determinação da massa específica	Outubro, 1984
NBR 6458 ABNT (1986)	Grãos de pedr. Retidos na # 4,8mm – determinação da massa específica aparente e da absorção de água	Outubro, 1984
DNER-ME 093 (DNER, 1994)	Solos - determinação da densidade real	Abril, 1994

As amostras recolhidas foram levadas para o Laboratório de Geotecnia do IFTO – Campus Palmas e realizou-se os ensaios descritos anteriormente. Todos os cálculos e resultados dos ensaios podem ser observados no Apêndice 2 e um registro das atividades pode ser observado na Figura 4.12.



Figura 4.12: Execução de ensaio densidade real dos sólidos pelo Picnômetro.

Após obter as informações geométricas no local e com os ensaios, foi realizada uma estimativa da densidade média do material exigido pelo modelo de Kang & Kim (2015). Os resultados dos ensaios determinaram a densidade média dos sólidos de $3,024\text{g/cm}^3$. Não houve diferença significativa entre a densidade dos solos coletados em locais diferentes.

Como os detritos formavam uma lama onde parte era formada por partículas sólidas que permaneceram no local e a outra de fase líquida observada nas marcas de manchas de inundação, foi possível estimar a densidade média mais próxima da realidade.

Foi observado a diferença da marca de inundação com a altura dos detritos que permaneceu depositada dentro da edificação citada. A altura total de inundação no local, foi de 50 centímetros, valor obtido pela diferença de altura do portal com altura padrão de 2,10 metros e a medida da base deste até o topo de detritos acumulados, que foi de 1,60 metros. Entre a marca da inundação e o depósito de detritos foi registrada a diferença de 14 cm que pode ser observada na Figura 4.13.



Figura 4.13: Coleta de alturas de inundação e de material retido dentro de edificação

Para obter o valor real dos volumes de sólidos e de água, foi retirado o índice de vazios de uma amostra do material consolidado. Não foi possível levar o frasco de areia para retirada do volume de sólidos no local, mas, foi retirada uma amostra e moldada em um anel de ensaio de

adensamento e desta forma retirados o peso e volume da amostra e também o teor de umidade, conforme registrado na Figura 4.14.



Figura 4.14: Obtenção do índice de vazios por moldagem de amostra

O índice de vazios é informação muito importante que daria maior precisão nos resultados da densidade da lama ao obter o volume de vazios da lama consolidada e desta forma também considerar a quantidade de água nos vazios. Outra forma de obter este índice foi com a realização de um ensaio semi-empírico de massa específica real com um fragmento obtido de uma das amostras. O ensaio consiste em pesar o fragmento, mergulhar em parafina aquecida para que o mesmo fique íntegro e protegido da absorção de água. Após o resfriamento e endurecimento da parafina, é pesado e obtido a massa total. Posteriormente é imerso em água destilada a 20°C na proveta graduada, com realização de leitura do volume da água deslocada. Com o restante do material da moldagem, é retirado o teor de umidade para ser descontado do peso inicial da amostra. Os dois métodos resultaram em valores muito próximos e a média dos resultados foi $e = 0,95$. O procedimento do ensaio semi-empírico de massa específica real pode ser observado na Figura 4.15.

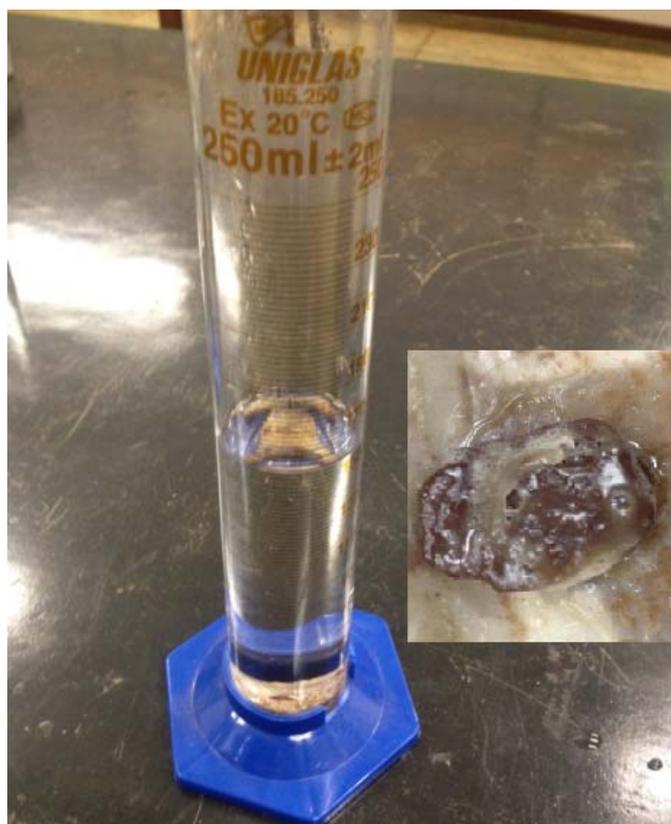


Figura 4.15: Obtenção do índice de vazios por método semi-empírico de massa aparente

Para determinação da densidade da lama foi utilizado três metodologias de cálculo: método da estimativa pela razão da massa aparente e a densidade real, Método do diagrama de fases e por último o método da densidade da lama dispersa. Os cálculos dos métodos podem ser verificados no Apêndice 2.

O método de estimativa da densidade da lama pela razão entre os parâmetros massa aparente e densidade real é utilizada em cálculos de dosagem de concreto para transformar traço unitário em traço misto. O processo consiste em dividir a massa aparente pela massa real e multiplicar pela proporção do agregado para encontrar o volume e assim confeccionar padiola de dosagem em volume. Adaptado para a lama, divide-se a massa unitária da lama pela densidade e multiplicamos pelo volume unitário do cubo abstrato do local de retirada da amostra. Como resultado obtém-se o volume das partículas sólidas e o restante do volume é considerado como vazios saturados com água. Pelo volume, diretamente obtém-se a massa dos sólidos para o cubo e pelos volumes de água, a massa de água e somando estas massas e dividindo por toda a massa do cubo encontra-se a densidade estimada da lama de $1,8 \text{ g/cm}^3$.

O diagrama de fases é utilizado para a determinação dos índices físicos do solo pelas relações entre massas e volumes dos componentes multifásicos. Este método consiste em separar os cubos das fases (sólido, água e ar) em dimensões conhecidas, e a partir deste, e com os parâmetros possíveis de serem obtidos, determinar outros pelas suas relações.

O volume obtido no cubo é multiplicado pela massa aparente e desta forma consegue-se a massa total do cubo com vazios. Com o volume do cubo multiplicado pela massa específica real pode ser obtido a massa total do cubo sem os vazios. A diferença entre as duas massas permite obter a massa de água e/ou volume de vazios do cubo de lama consolidada.

Somando as massas de água da fase água com os vazios da fase sólidos e ar, obtém-se a massa de água e o seu volume. Somando a massa total de sólidos e a massa total de água é determinada a massa total do cubo. É retirado então o percentual das massas de sólidos e da água e estes multiplicados pelas densidades reais, resultando nas densidades específicas e após sendo somadas determina-se a densidade da lama. Neste método foi encontrada a densidade da lama de 1,941 g/cm³.

O método da lama dispersa foi escolhido por tentar sair da representação do diagrama de fases. O motivo vem das pesquisas de Skempton citado por Caputo (1985), onde cita que as estruturas quanto mais complexas menos estáveis e, uma vez destruídas, não poderão mais ser recompostas. Amolgada a estrutura, o solo perde toda sua resistência e transforma-se em nada mais que um pouco de água suja. A formação da lama é característica deste almogamento. De forma a aproximar ao máximo a condição da lama no instante do evento, foi realizado a dispersão dos sólidos com a mesma proporção de água calculada para o cubo completo do método anterior e retiradas a massa e o volume. A lama com os sólidos dispersos resultou na densidade de 1,946 g/cm³. Os cálculos e a demonstração geométrica, podem ser verificados no Apêndice 2.

4.5 RESISTÊNCIA DAS EDIFICAÇÕES

As resistências para os modelos de Li et al. (2010) e Guimarães Silva (2015) são baseadas no tipo de estrutura, no estado de manutenção, na profundidade da fundação e na altura da edificação (número de pavimentos). O curto espaço de tempo permitido para o acesso ao local, foi insuficiente para identificação precisa de todas as partes das estruturas em uma única visita e na segunda foram retiradas as dúvidas das características das edificações.

Para determinar o tipo de fundação das edificações afetadas obteve-se informações de técnicos na região que confirmaram os tipos de fundações predominantemente usados, foi informado que todas as obras eram feitas com fundações rasas e normalmente eram sapata ou estaca tipo broca e, geralmente, edificações com dois pavimentos eram comuns a utilização de sapata com até dois metros de profundidade. Desta forma adotou-se a profundidade das fundações de 1 m para edificações térreas e 2 m para as com dois pavimentos. Não haviam construções com mais de dois pavimentos nos locais onde foram coletados os dados das edificações.

Para a determinação da intensidade I , foram obtidos os valores da velocidade e profundidade média. A velocidade solicitada para a variável C era em mm/s e conforme mencionado, foi determinado o resultado de 2.640,05 mm/s aplicado na equação 2.4 do I_{dyn} .

Como as estruturas encontravam-se fora da área do deslizamento, foi utilizado o I_{dpt} que é a profundidade detritos (em metros) no local de cada uma das edificações analisadas. Para isso, foi determinado através da diferença entre a altura da lama no local e as cotas de cada edificação foram retiradas no local com GPS e com os modelos numéricos do terreno utilizando softwares para georreferenciamento e determinação das cotas. Conforme descrito anteriormente, para um refinamento da profundidade, foi obtida a cota de base retirando-se a diferença de medidas de equipamentos da edificação até o topo da lama acumulada, ou simplesmente medindo a altura da marca da inundação até a base da edificação piso ou, quando possível, identificar o topo de fundação. Desta forma, foi possível comparar as cotas dos modelos numéricos. As cotas foram inseridas em planilhas e os cálculos das diferenças determinando a profundidade conforme indicado na Tabela 4.3.

A barragem de Santarém, embora não tenha sido o ponto inicial do evento, foi utilizada por ser a opção adequada para utilização no modelo de Guimarães Silva (2015), pelos mecanismos e a rota do fluxo ajustaria melhor os valores de cotas e distâncias e também, devido a não ter sido possível determinar ponto e cota, onde iniciou a ruptura da barragem de Fundão.

4.6 PARÂMETROS DO MODELO DE KANG & KIM (2015)

O modelo de Kang & Kim (2015), fornece a vulnerabilidade para três componentes possíveis de serem obtidos: a velocidade, a profundidade dos detritos e a pressão de impacto. Todos estão interligados por equações que determinam a intensidade a partir da velocidade, que é baseada na vazão de pico Q_p obtida pelo volume, que somado a inclinação total, e aplicando a equação,

determinada a velocidade. O volume V de escoamento de detritos é um dos parâmetros mais importantes que afetam o potencial destrutivo do perigo.

Neste estudo, foi realizado o mesmo processo que Kang & Kim (2015) fizeram em seus estudos, onde calculou-se o volume total combinando a área medida (A) do canal de escoamento sua profundidade média (h) utilizando modelo numérico do terreno com imagens aéreas obtidas do Google Earth Pro® e o AutoCAD Civil 3D® para calcular as áreas da seção do canal da mancha de inundação, e as alturas médias medidas em cinco pontos divididos na largura do canal. Um registro do processo de medição de área e alturas pode ser observado na Figura 4.12. A média dos volumes retirados resultou em uma vazão de pico Q_p de $134,86 \text{ m}^3/\text{s}$ e, conseqüentemente, a velocidade de $2,93 \text{ m/s}$. O valor ficou próximo do valor estimado baseado na relação espaço e tempo de $2,64 \text{ m/s}$ e a diferença entre os dois processos foi de $0,29 \text{ m/s}$.

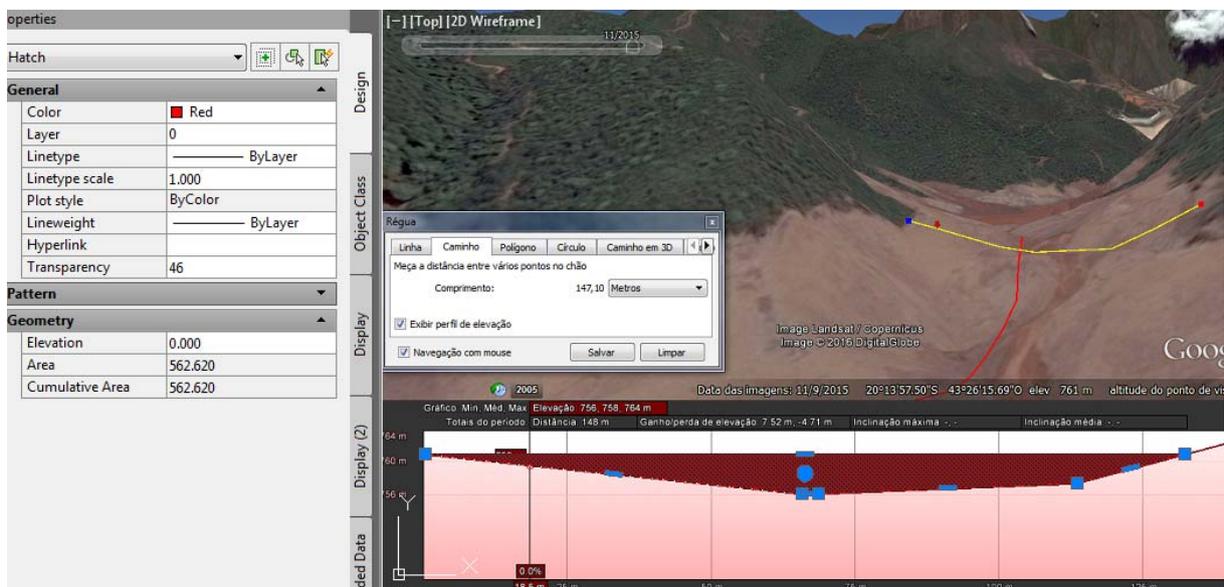


Figura 4.16: imagem do Google Earth Pro® e áreas da seção do canal fornecida pelo AutoCAD Civil 3D®

A partir de uma análise refinada nos estudos de Kang & Kim (2015), realizados na Coreia do Sul, foi perceptível as poucas distâncias e o percurso retilíneo do fluxo de detritos, enquanto no vale do córrego Santarém existia grande sinuosidade. Este fator e outros como a rugosidade do vale e a perda de carga pela distância por exemplo, não são consideradas nos modelos e podem ser os fatores que geraram essa pequena diferença.

Além destes fatores na equação para determinação da pressão de impacto foi utilizado o valor da aceleração da gravidade g ao nível do mar e a latitude de 45° , possuindo o valor aproximado de $9,8 \text{ m/s}^2$.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta os resultados da aplicação da metodologia nos modelos e também as determinações dos resultados de vulnerabilidade física.

5.1 RESULTADOS DA DETERMINAÇÃO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE EDIFICAÇÕES PELO MÉTODO DE LI ET AL. (2010)

Em uma melhor análise do comportamento do modelo de Li et al. (2010), este é bem objetivo no que diz respeito a perda total quando a profundidade de detritos é maior que 1,5 m com velocidades médias maiores que 5×10^{-1} mm, determinando diretamente a vulnerabilidade física $V=1$. A relação $I_{dyn} \cdot I_{dpt}$ determina o valor da intensidade I . A partir desta, a relação entre seu valor e o da resistência das edificações R , leva a utilização de uma das três equações de determinação da Vulnerabilidade conforme equação 2.4. Destaca-se que o valor desta razão quando superior a 1, produz a o valor da vulnerabilidade $V = 1$.

Uma das peculiaridades na utilização desse modelo foi o enquadramento do tipo de estrutura na determinação da resistência de edificações. Muitas edificações foram construídas fora dos modelos de sistemas construtivos tradicionais, construções empíricas e sem critérios de engenharia, e por isso, algumas edificações foram totalmente devastadas ou sofreram maiores danos. É muito comum na região fazer edificações de adobe e estruturas de bambu. Em uma edificação de dois pavimentos, observada na região, foi possível verificar a variabilidade de sistemas construtivos, constando de parte em concreto armado, parte em adobe ou alvenaria de tijolos de barro e estruturas com esteios de madeira conforme registrado na Figura 5.1.



Figura 5.1: Identificação de um dos vários sistemas construtivos nas edificações locais

A Tabela 5.1 expõe os dados compilados e os resultados dos cálculos para o modelo de Li et al. (2010).

Tabela 5.1: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Li et al. (2010)

Item	Nº pav	Tipo estr	Prof. Fund	cota (GE)	tipo ξsht	Man ξsmn	prf fund ξsfd	alt edf ξsfd	Rstr	I dyn	Ddpt	Igem, Idpt (m)	I	I/R	V
1	1	CA	1	712,5	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2,62	0,5	0,05	0,13	0,27	0,15
2	1	AV	1	712	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	1	0,1	0,26	0,62	0,70
3	1	AV	1	712	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	1	0,1	0,26	0,62	0,70
4	2	CA	2	711,5	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2,62	1,5	0,15	0,39	0,55	0,59
5	1	CA	1	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2,62	3	0,3	0,79	1,63	1,00
6	2	CA	2	710	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2,62	3	0,3	0,79	1,10	1,00
7	2	CA	2	710	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2,62	3	0,3	0,79	1,10	1,00
8	1	CA/AV	1	710	1,05	0,8	0,51	0,1	0,46	2,62	3	0,3	0,79	1,72	1,00
9	1	CA	1	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2,62	3	0,3	0,79	1,63	1,00
10	1	CA	1	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2,62	3	0,3	0,79	1,63	1,00
11	1	CA	1	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2,62	3	0,3	0,79	1,63	1,00
12	1	AV	1	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	3	0,3	0,79	1,35	1,00
13	1	AV	1	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	3	0,3	0,79	1,85	1,00
14	1	CA	1	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	3	0,3	0,79	1,35	1,00
15	1	AV	1	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	3	0,3	0,79	1,85	1,00
16	1	AV	1	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	3	0,3	0,79	1,85	1,00
17	1	CA	1	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	3	0,3	0,79	1,35	1,00
18	1	CA	1	709	1,5	0,8	0,51	0,1	0,50	2,62	4	0,4	1,05	2,10	1,00
19	1	AV	1	709	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	4	0,4	1,05	2,46	1,00
20	1	CA	1	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	5	0,5	1,31	2,25	1,00
21	1	CA	1	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	5	0,5	1,31	2,25	1,00
22	1	CA	1	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	5	0,5	1,31	2,25	1,00
23	1	CA	1	707	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	6	0,6	1,57	2,70	1,00
24	2	CA	2	707	1,3	0,4	0,63	0,4	0,60	2,62	6	0,6	1,57	2,61	1,00
25	1	CA	1	707	1,3	0,4	0,51	0,1	0,40	2,62	6	0,6	1,57	3,89	1,00
26	2	AV	2	706	0,8	0,4	0,63	0,1	0,38	2,62	7	0,7	1,83	4,86	1,00
27	1	AV	1	708	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2,62	5	0,5	1,31	3,66	1,00
28	1	AV	1	709	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2,62	4	0,4	1,05	2,93	1,00
29	1	AV	1	710	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2,62	3	0,3	0,79	2,19	1,00
30	1	AV	1	709	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2,62	4	0,4	1,05	2,93	1,00
31	1	MAD	1	712	0,4	0,4	0,51	0,1	0,30	2,62	1	0,1	0,26	0,87	1,00
32	1	AV	1	712	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2,62	1	0,1	0,26	0,73	1,00
33	1	AV	1	710,5	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2,62	2,5	0,25	0,66	1,54	1,00
34	2	CA	2	712	1,5	0,8	0,63	0,4	0,74	2,62	1	0,1	0,26	0,35	0,16
35	1	CA	1	712,5	1,5	0,8	0,51	0,1	0,50	2,62	0,5	0,05	0,13	0,26	0,14
36	1	CA	1	712,5	1,3	1,5	0,51	0,1	0,56	2,62	0,5	0,05	0,13	0,23	0,11
37	1	AE	1	711	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2,62	2	0,2	0,52	0,90	0,98
38	1	CA	1,5	711,5	1,3	1,5	0,58	0,1	0,58	2,62	1,5	0,15	0,39	0,68	0,79

5.2 RESULTADOS DA DETERMINAÇÃO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE EDIFICAÇÕES PELO MÉTODO DE GUIMARÃES SILVA (2015)

O modelo utiliza os mesmos critérios de resistência apresentado por Li et al. (2010), e, conseqüentemente, teve dificuldades no o enquadramento do tipo de estrutura na determinação da resistência de edificações. O gradiente modificado Z é dividido pela variável que representa a resistência das edificações R que é calculado conforme equações e tabelas de pesos determinados por Li et. al (2010), para determinar T. Com os valores de Z de cada edificação, são calculados as respectivas variáveis T e T1.

O modelo de Guimarães Silva (2015) precisava de uma calibração da variável T1, onde o valor de 0,55 aparece como resultado da calibragem do modelo, sendo a média dos valores de T onde V fosse igual a 0,5. Neste caso, a variável T ficou distante deste valor devido a relação entre a diferença de cotas entre a fonte do deslizamento e das estruturas e a distância muito grande de trajetória dos detritos que determinava valores muito baixos de Z. Os valores de T tiveram média de 0,037 e para chegar ao valor de T1 foi retirada a média dos valores de T das edificações com V=0,5, analisadas através da classificação de danos para avaliação das edificações, exposta na Tabela 4.1. Como resultado, a média obtida foi de 0,028 que representa o valor de T1 para a equação 2.18. A Tabela 5.2 apresenta as edificações utilizadas para calibração do valor de T1.

Tabela 5.2: Edificações utilizadas para calibração do valor de T1

Item	n° pav.	Tipo estr	Cota (GE)	Tipo ξ_{sht}	Manut ξ_{smn}	Prof fund ξ_{sfd}	Alt edf ξ_{sfd}	Rstr	d (m)	h (m)	Z	T
37	1	AE	711	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.777,99	46,0	0,017	0,028
38	1	CA	711,5	1,3	1,5	0,58	0,1	0,58	2.779,99	45,5	0,016	0,028

Também era necessário calibrar o coeficiente δ , anteriormente mencionado que é a variável que governa a forma de interação entre o deslizamento e a estrutura. Para tanto, foram aplicados valores diferentes para a variável e realizada várias análises de resultados considerando as diferenças entre a vulnerabilidade observada e a calculada com a menor média de erro e o percentual de acerto. O melhor percentual médio de acerto da diferença entre a vulnerabilidade observada e a calculada, ocorreu utilizando o valor do coeficiente δ igual a 5, conforme pode ser observado a evolução do percentual de acerto quando aumentado o valores em três pontos com $\delta = 1$, $\delta = 3$ e $\delta = 5$ expostos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Análise do percentual de acerto da diferença entre a vulnerabilidade observada e a calculada utilizando os valores 1, 3 e 5 para coeficiente δ

Item	n° pav	Vulne. observ.	Tipo estr.	Rstr	d (m)	H (m)	Z	T	T1	δ	V	% de acerto	δ	V	% de acerto	δ	V	% de acerto	
1	1	0,1	CA	0,48	2.641,57	44,50	0,01685	0,035	0,027	1	0,55	18	3	0,65	15	5	0,74	14	
2	1	0,2	AV	0,43	2.630,95	45,00	0,01710	0,040	0,027	1	0,59	34	3	0,74	27	5	0,85	24	
3	1	0,2	AV	0,43	2.630,95	45,00	0,01710	0,040	0,027	1	0,59	34	3	0,74	27	5	0,85	24	
4	2	0,2	CA	0,72	2.628,42	45,50	0,01731	0,024	0,027	1	0,46	43	3	0,38	52	5	0,31	65	
5	1	0,7	CA	0,48	2.629,45	47,00	0,01787	0,037	0,027	1	0,57	81	3	0,69	99	5	0,80	88	
6	2	0,4	CA	0,72	2.641,57	47,00	0,01779	0,025	0,027	1	0,47	86	3	0,40	99	5	0,34	86	
7	2	0,8	CA	0,72	2.628,57	47,00	0,01788	0,025	0,027	1	0,47	59	3	0,41	51	5	0,35	44	
8	1	0,9	Mist	0,46	2.571,35	47,00	0,01828	0,040	0,027	1	0,59	65	3	0,74	82	5	0,85	95	
9	1	0,8	CA	0,48	2.591,02	47,00	0,01814	0,038	0,027	1	0,57	71	3	0,70	88	5	0,81	100	
10	1	0,8	CA	0,48	2.631,55	47,00	0,01786	0,037	0,027	1	0,57	71	3	0,69	87	5	0,80	100	
11	1	0,8	CA	0,48	2.618,84	47,00	0,01795	0,037	0,027	1	0,57	71	3	0,70	87	5	0,80	100	
12	1	1	AV	0,58	2.600,20	47,00	0,01808	0,031	0,027	1	0,52	52	3	0,57	57	5	0,61	62	
13	1	1	AV	0,43	2.600,42	47,00	0,01807	0,042	0,027	1	0,60	60	3	0,77	77	5	0,88	89	
14	1	0,6	CA	0,58	2.585,06	47,00	0,01818	0,031	0,027	1	0,52	87	3	0,57	95	5	0,62	97	
15	1	0,9	AV	0,43	2.594,08	47,00	0,01812	0,043	0,027	1	0,60	67	3	0,77	86	5	0,88	99	
16	1	1	AV	0,43	2.606,64	47,00	0,01803	0,042	0,027	1	0,60	60	3	0,77	77	5	0,88	89	
17	1	0,8	CA	0,58	2.600,28	47,00	0,01807	0,031	0,027	1	0,52	65	3	0,57	71	5	0,61	77	
18	1	0,8	CA	0,50	2.609,78	48,00	0,01839	0,037	0,027	1	0,57	71	3	0,69	86	5	0,79	99	
19	1	1	AV	0,43	2.628,97	48,00	0,01826	0,043	0,027	1	0,60	60	3	0,78	78	5	0,89	89	
20	1	0,9	CA	0,58	2.667,75	49,00	0,01837	0,031	0,027	1	0,53	59	3	0,58	64	5	0,63	71	
21	1	1	CA	0,58	2.688,71	49,00	0,01822	0,031	0,027	1	0,52	52	3	0,57	57	5	0,62	63	
22	1	0,9	CA	0,58	2.710,34	49,00	0,01808	0,031	0,027	1	0,52	58	3	0,57	63	5	0,61	68	
23	1	1	CA	0,58	2.775,14	50,00	0,01802	0,031	0,027	1	0,52	52	3	0,57	57	5	0,61	61	
24	2	1	CA	0,60	2.745,51	50,00	0,01821	0,030	0,027	1	0,52	52	3	0,55	55	5	0,58	59	
25	1	1	CA	0,40	2.767,76	50,00	0,01807	0,045	0,027	1	0,61	61	3	0,80	80	5	0,91	91	
26	1	1	AV	0,38	2.791,51	51,00	0,01827	0,048	0,027	1	0,63	63	3	0,83	83	5	0,94	94	
27	1	1	AV	0,36	2.732,52	49,00	0,01793	0,050	0,027	1	0,64	64	3	0,85	85	5	0,95	95	
28	1	1	AV	0,36	2.713,41	48,00	0,01769	0,049	0,027	1	0,64	64	3	0,84	84	5	0,94	95	
29	1	0,9	AV	0,36	2.756,29	47,00	0,01705	0,048	0,027	1	0,63	70	3	0,83	92	5	0,93	97	
30	1	0,8	AV	0,36	2.740,71	48,00	0,01751	0,049	0,027	1	0,63	79	3	0,84	96	5	0,94	86	
31	1	0,3	Mad	0,30	2.737,58	45,00	0,01644	0,055	0,027	1	0,66	46	3	0,88	34	5	0,96	32	
32	1	0,3	AV	0,36	2.745,33	45,00	0,01639	0,046	0,027	1	0,62	49	3	0,81	37	5	0,92	33	
33	1	0,8	AV	0,43	2.747,93	46,50	0,01692	0,040	0,027	1	0,58	73	3	0,73	92	5	0,85	95	
34	2	0,1	CA	0,74	2.744,43	45,00	0,01640	0,022	0,027	1	0,44	23	3	0,32	31	5	0,22	45	
35	1	0,1	CA	0,50	2.748,95	44,50	0,01619	0,032	0,027	1	0,53	19	3	0,60	17	5	0,67	16	
36	1	0,1	CA	0,56	2.767,99	44,50	0,01608	0,029	0,027	1	0,50	20	3	0,51	20	5	0,51	20	
37	1	0,5	AE	0,58	2.777,99	46,00	0,01656	0,028	0,027	1	0,50	100	3	0,50	100	5	0,50	100	
38	1	0,5	CA	0,58	2.779,99	45,50	0,01637	0,028	0,027	1	0,50	100	3	0,50	100	5	0,50	100	
Média do percentual de acerto											60,25			68,06			72,69		

A correta calibração do modelo ocorre quando os valores de vulnerabilidade física forem iguais a 0,5 onde ocorreu 50% da destruição, o que foi comprovado nas edificações 37 e 38, conforme exposto na tabela 5.3. A Tabela 5.4 mostra a planilha de cálculo confeccionada para o modelo e os resultados de vulnerabilidade física das edificações.

Tabela 5.4: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Guimarães Silva (2015)

Item	nº pav.	Tipo estr	Cota (GE)	Tipo ξ_{sht}	Manut ξ_{smn}	Prof fund ξ_{sfd}	Alt edf ξ_{sfd}	Rstr	d (m)	h (m)	Z	T	T1	δ	V
1	1	CA	712,5	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2.641,57	44,5	0,017	0,035	0,028	5	0,74
2	1	AV	712	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.630,95	45,0	0,017	0,040	0,028	5	0,85
3	1	AV	712	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.630,95	45,0	0,017	0,040	0,028	5	0,85
4	2	CA	711,5	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2.628,42	45,5	0,017	0,024	0,028	5	0,31
5	1	CA	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2.629,45	47,0	0,018	0,037	0,028	5	0,80
6	2	CA	710	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2.641,57	47,0	0,018	0,025	0,028	5	0,34
7	2	CA	710	1,3	0,8	0,63	0,4	0,72	2.628,57	47,0	0,018	0,025	0,028	5	0,35
8	1	CA/AV	710	1,05	0,8	0,51	0,1	0,46	2.571,35	47,0	0,018	0,040	0,028	5	0,85
9	1	CA	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2.591,02	47,0	0,018	0,038	0,028	5	0,81
10	1	CA	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2.631,55	47,0	0,018	0,037	0,028	5	0,80
11	1	CA	710	1,3	0,8	0,51	0,1	0,48	2.618,84	47,0	0,018	0,037	0,028	5	0,80
12	1	AV	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.600,20	47,0	0,018	0,031	0,028	5	0,61
13	1	AV	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.600,42	47,0	0,018	0,042	0,028	5	0,88
14	1	CA	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.585,06	47,0	0,018	0,031	0,028	5	0,62
15	1	AV	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.594,08	47,0	0,018	0,043	0,028	5	0,88
16	1	AV	710	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.606,64	47,0	0,018	0,042	0,028	5	0,88
17	1	CA	710	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.600,28	47,0	0,018	0,031	0,028	5	0,61
18	1	CA	709	1,5	0,8	0,51	0,1	0,50	2.609,78	48,0	0,018	0,037	0,028	5	0,79
19	1	AV	709	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.628,97	48,0	0,018	0,043	0,028	5	0,89
20	1	CA	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.667,75	49,0	0,018	0,031	0,028	5	0,63
21	1	CA	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.688,71	49,0	0,018	0,031	0,028	5	0,62
22	1	CA	708	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.710,34	49,0	0,018	0,031	0,028	5	0,61
23	1	CA	707	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.775,14	50,0	0,018	0,031	0,028	5	0,61
24	2	CA	707	1,3	0,4	0,63	0,4	0,60	2.745,51	50,0	0,018	0,030	0,028	5	0,58
25	1	CA	707	1,3	0,4	0,51	0,1	0,40	2.767,76	50,0	0,018	0,045	0,028	5	0,91
26	1	AV	706	0,8	0,4	0,63	0,1	0,38	2.791,51	51,0	0,018	0,048	0,028	5	0,94
27	1	AV	708	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2.732,52	49,0	0,018	0,050	0,028	5	0,95
28	1	AV	709	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2.713,41	48,0	0,018	0,049	0,028	5	0,94
29	1	AV	710	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2.756,29	47,0	0,017	0,048	0,028	5	0,93
30	1	AV	709	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2.740,71	48,0	0,018	0,049	0,028	5	0,94
31	1	MAD	712	0,4	0,4	0,51	0,1	0,30	2.737,58	45,0	0,016	0,055	0,028	5	0,96
32	1	AV	712	0,8	0,4	0,51	0,1	0,36	2.745,33	45,0	0,016	0,046	0,028	5	0,92
33	1	AV	710,5	0,8	0,8	0,51	0,1	0,43	2.747,93	46,5	0,017	0,040	0,028	5	0,85
34	2	CA	712	1,5	0,8	0,63	0,4	0,74	2.744,43	45,0	0,016	0,022	0,028	5	0,22
35	1	CA	712,5	1,5	0,8	0,51	0,1	0,50	2.748,95	44,5	0,016	0,032	0,028	5	0,67
36	1	CA	712,5	1,3	1,5	0,51	0,1	0,56	2.767,99	44,5	0,016	0,029	0,028	5	0,51
37	1	AE	711	1,5	1,5	0,51	0,1	0,58	2.777,99	46,0	0,017	0,028	0,028	5	0,50
38	1	CA	711,5	1,3	1,5	0,58	0,1	0,58	2.779,99	45,5	0,016	0,028	0,028	5	0,50

5.3 RESULTADOS DA DETERMINAÇÃO DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE EDIFICAÇÕES PELO MÉTODO DE KANG & KIM (2015)

O método fornece a vulnerabilidade física de edificações em função da velocidade do fluxo de detritos, da profundidade do fluxo e da pressão de impacto. Foi perceptível que para os valores obtidos dos parâmetros velocidade e pressão de impacto, pouco influenciaram na vulnerabilidade das estruturas reforçadas. Os resultados dos cálculos podem ser observados na Tabela 5.5 que contém a planilha com os dados e resultados da vulnerabilidade física para os três parâmetros.

Tabela 5.5: Planilha de cálculo de vulnerabilidade de acordo com Kang & Kim (2015)

Item	Nº pav.	Tipo de estrutura	Cota Georref	Profundidade do fluxo (m)	Pressão Impacto (kPa)	Valor de Vulnerabilidade em função de:		
						Velocidade do fluxo	Profundidade do fluxo	Pressão de Impacto
1	1	CA	712,5	1	21,47	0,17	0,06	0,09
2	1	AV	712	1,5	26,24	0,78	0,89	0,76
3	1	AV	712	1,5	26,24	0,78	0,89	0,76
4	2	CA	711,5	2	31,01	0,17	0,27	0,15
5	1	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
6	2	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
7	2	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
8	1	CA/AV	710	3,5	45,32	0,78	1,00	0,99
9	1	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
10	1	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
11	1	CA	710	3,5	45,32	0,17	0,60	0,27
12	1	AV	710	3,5	45,32	0,78	1,00	0,99
13	1	AV	710	3,5	45,32	0,78	1,00	0,99
14	1	CA	709,5	4	50,09	0,17	0,69	0,31
15	1	AV	709,5	4	50,09	0,78	1,00	1,00
16	1	AV	709,5	4	50,09	0,78	1,00	1,00
17	1	CA	709,5	4	50,09	0,17	0,69	0,31
18	1	CA	709	4,5	54,86	0,17	0,76	0,35
19	1	AV	709	4,5	54,86	0,78	1,00	1,00
20	1	CA	708	5,5	64,40	0,17	0,87	0,43
21	1	CA	708	5,5	64,40	0,17	0,87	0,43
22	1	CA	708	5,5	64,40	0,17	0,87	0,43
23	1	CA	707	6,5	73,94	0,17	0,93	0,51
24	2	CA	706	7,5	83,48	0,17	0,97	0,59
25	1	CA	706	7,5	83,48	0,17	0,97	0,59
26	1	AV	708	5,5	64,40	0,78	1,00	1,00
27	1	AV	708	5,5	64,40	0,78	1,00	1,00
28	1	AV	709	4,5	54,86	0,78	1,00	1,00
29	1	AV	710	3,5	45,32	0,78	1,00	0,99
30	1	AV	709	4,5	54,86	0,78	1,00	1,00
31	1	Madeira	712	1,5	26,24	0,78	0,89	0,76
32	1	AV	712	1,5	26,24	0,78	0,89	0,76
33	1	AV	710,5	3	40,55	0,78	1,00	0,98
34	2	CA	711	1	35,78	0,17	0,16	0,12
35	1	CA	712,5	1	21,47	0,17	0,06	0,09
36	1	CA	712,5	1	21,47	0,17	0,06	0,09
37	1	AE	711	2,5	35,78	0,78	1,00	0,94
38	1	CA	711,5	2	31,01	0,17	0,27	0,15

5.4 RESULTADOS GERAIS DA VULNERABILIDADE FÍSICA DE EDIFICAÇÕES

Os resultados dos cálculos das equações de cada um dos modelos puderam ser compilados e agrupados em uma planilha com os valores de vulnerabilidade alcançado por cada modelo e, desta forma, uma análise do comportamento de cada um. A Tabela 5.6 mostra os valores de vulnerabilidade de cada modelo, para cada edificação analisada.

Tabela 5.6 Resultados de valores calculados de vulnerabilidade física dos modelos para as edificações analisadas

Item	Uso da Edif.	Núm. de pav.	Tipo de estrutura	Altura de inundação (m)	Valor de Vulnerabilidade					Vulnerabilidade Observ.
					Li et. al	Guimarães Silva	Kang & Kim			
							Velocid.	Profund.	Pressão impacto	
1	Instit.	1	CA	0,5	0,15	0,74	0,17	0,06	0,09	0,1
2	Resid.	1	AV	1	0,70	0,85	0,78	0,89	0,76	0,2
3	Resid.	1	AV	1	0,70	0,85	0,78	0,89	0,76	0,2
4	Resid.	2	CA	1,5	0,59	0,31	0,17	0,27	0,15	0,2
5	Resid.	1	CA	3	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	0,7
6	comercial	2	CA	3	1,00	0,34	0,17	0,60	0,27	0,4
7	Resid.	2	CA	3	1,00	0,35	0,17	0,60	0,27	0,8
8	Resid.	1	CA/AV	3	1,00	0,85	0,78	1,00	0,99	0,9
9	Resid.	1	CA	3	1,00	0,81	0,17	0,60	0,27	0,8
10	Resid.	1	CA	3	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	0,8
11	Resid.	1	CA	3	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	0,8
12	Resid.	1	AV	3	1,00	0,61	0,78	1,00	0,99	1
13	Resid.	1	AV	3	1,00	0,88	0,78	1,00	0,99	1
14	Resid.	1	CA	3,5	1,00	0,62	0,17	0,69	0,31	0,6
15	Resid.	1	AV	3,5	1,00	0,88	0,78	1,00	1,00	0,9
16	Resid.	1	AV	3,5	1,00	0,88	0,78	1,00	1,00	1
17	Resid.	1	CA	3,5	1,00	0,61	0,17	0,69	0,31	0,8
18	Resid.	1	CA	4	1,00	0,79	0,17	0,76	0,35	0,8
19	Resid.	1	AV	4	1,00	0,89	0,78	1,00	1,00	1
20	Escola	1	CA	5	1,00	0,63	0,17	0,87	0,43	0,9
21	Escola	1	CA	5	1,00	0,62	0,17	0,87	0,43	1
22	Escola	1	CA	5	1,00	0,61	0,17	0,87	0,43	0,9
23	comercial	1	CA	6	1,00	0,61	0,17	0,93	0,51	1
24	Resid.	2	CA	7	1,00	0,58	0,17	0,97	0,59	1
25	Resid.	1	CA	7	1,00	0,91	0,17	0,97	0,59	1
26	Resid.	2	AV	5	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	1
27	Resid.	1	AV	5	1,00	0,95	0,78	1,00	1,00	1
28	Resid.	1	AV	4	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	1
29	Resid.	1	AV	3	1,00	0,93	0,78	1,00	0,99	0,9
30	Resid.	1	AV	4	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	0,8
31	comercial	1	Madeira	1	1,00	0,96	0,78	0,89	0,76	0,3
32	Resid.	1	AV	1	1,00	0,92	0,78	0,89	0,76	0,3
33	Resid.	1	AV	2,5	1,00	0,85	0,78	1,00	0,98	0,8
34	Resid.	2	CA	1	0,16	0,22	0,17	0,16	0,12	0,1
35	Resid.	1	CA	0,5	0,14	0,67	0,17	0,06	0,09	0,1
36	Resid.	1	CA	0,5	0,11	0,51	0,17	0,06	0,09	0,1
37	Resid.	1	AE	2	0,98	0,50	0,78	1,00	0,94	0,5
38	Resid.	1	CA	1,5	0,79	0,50	0,17	0,27	0,15	0,5

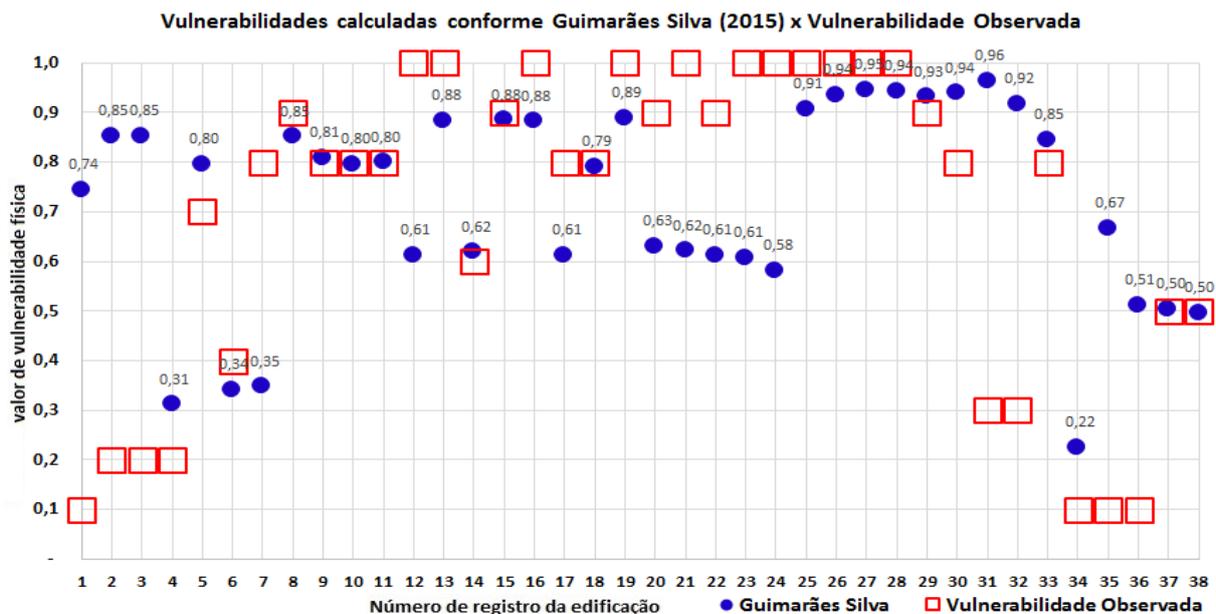


Figura 5.3: Gráfico da comparação dos resultados da vulnerabilidade física conforme Guimarães Silva (2015) com a vulnerabilidade observada nas edificações afetadas no evento

Os valores de vulnerabilidade do modelo de Kang & Kim (2015) atenderam as previsões do próprio modelo nos resultados esperados do intervalo de valores de vulnerabilidade expostas na classificação de danos em edifícios, com as características específicas de evacuação e da pressão de impacto onde este parâmetro só causaria danos extensivos com valores acima de 100 kPa, o que não ocorreu. De acordo com o modelo, se a vulnerabilidade da edificação depender isoladamente da velocidade (m/s) ou da pressão de impacto (kPa), estes parâmetros de intensidade com as variáveis calculadas e as características deste evento, pouco influenciaram nos danos em estruturas reforçadas. No parâmetro velocidade, o modelo apresentou apenas um valor de vulnerabilidade física para cada tipo de estrutura reforçada ou não. O parâmetro de profundidade de detritos, de todos foi o que determinou valores de vulnerabilidade física de edificações mais próximos da realidade encontrada em ambas estruturas e obteve o melhor desempenho entre todos os modelos de vulnerabilidade física de edificações.

Os três tipos de análises: velocidade, profundidade e pressão de impacto; para os tipos de estruturas reforçadas tiveram dispersão entre si, o que mostra que em caso de análises isoladas, velocidades e impactos de pressão com a intensidades deste evento, causam menos danos que a profundidade do fluxo de detritos. A Figura 5.4 apresenta as comparações dos resultados de vulnerabilidade física de edificações para os parâmetros específicos do modelo com o os danos observados, nesta pode ser verificado os resultados do parametro profundidade mais próximos da vulnerabilidade observada.

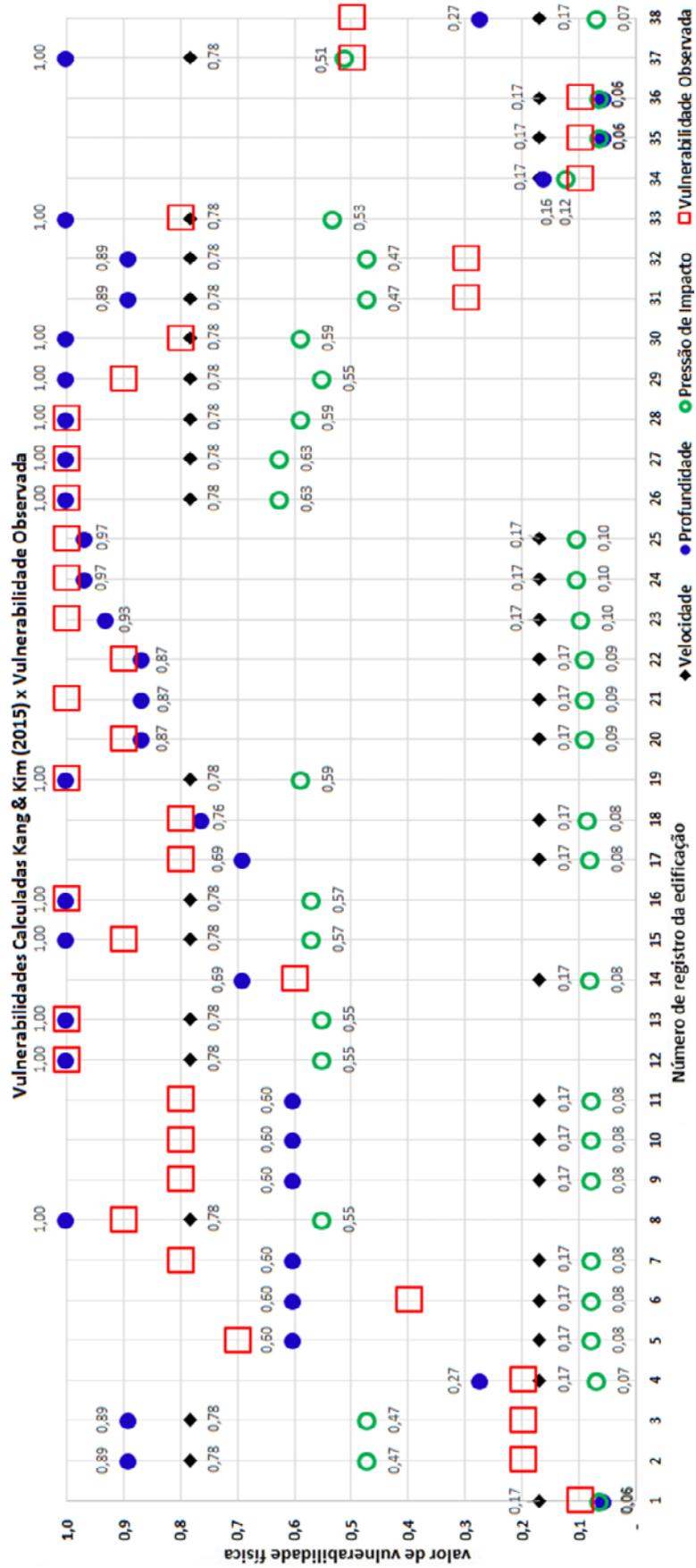


Figura 5.4: Gráfico da comparação da Vulnerabilidade calculada dos parâmetros de Kang & Kim (2015), com a Vulnerabilidade observada nas edificações afetadas no evento.

Percebe-se que ocorreu uma certa dispersão do resultado esperado em algumas edificações em relação ao valor de vulnerabilidade, mesmo após considerar a compatibilidade das características das edificações com os modelos de intensidade selecionados, cuja as funções são diferentes para deslizamentos ou fluxos. Pode ser citado como motivo, as características dos tipos de edificação, pois podem ser usados vários estilos de construção na mesma edificação e com variações de dimensões, posições ou de elementos estruturais inadequados que prejudicam sua resistência e, conseqüentemente, sua vulnerabilidade. Também a análise de parâmetros que demonstram baixa intensidade com influência isolada pode produzir resultados diferentes da realidade como o resultado da ausência de interação.

5.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Para uma análise estatística nas amostras foi necessária uma avaliação de repetição de dados, o que não é possível por ser um resultado único do cálculo da Vulnerabilidade Física por modelo. Cada resultado foi obtido pela relação entre as resistências das edificações e parâmetros de intensidade que se diferenciam de acordo com o modelo.

Os resultados dos valores de vulnerabilidade foram comparados com a da vulnerabilidade observada nas edificações no local do evento. A relação entre as vulnerabilidades calculadas e as observadas, resulta em percentual de erro de cada amostra para cada modelo e embasado nestes valores, foi possível determinar a médias de erro para cada modelo, que serve como parâmetro de desempenho e assim, verificar qual modelo teve a melhor performance neste evento de fluxo de detritos.

O modelo de Li et. al (2010) obteve a 23,19% de erro entre a vulnerabilidade calculada e a observada, e modelo de Guimarães Silva (2015) teve 27,85% de erro médio. O modelo de Kang & Kim (2015) tem resultados para os três parâmetros, para a velocidade do fluxo teve a média mais alta 51,32%, a pressão de impacto 36,02% e a profundidade do fluxo alcançou 21,86% de erro que foi o melhor desempenho de todos.

A tabela 5.7 mostra os resultados de vulnerabilidade física de edificações dos modelos e o percentual de erro na comparação com a vulnerabilidade observada.

Tabela 5.7 Percentual de erro na comparação com a vulnerabilidade observada

Item	Valor de Vulnerabilidade						Percentual de erro do modelo (%)					
	Observada	Lietal	Guimarães Silva	Kang & Kim			Lietal	Guimarães Silva	Kang & Kim			
				Velocid. do fluxo	Profund. do fluxo	Pressão de impacto			Velocid. do fluxo	Profund. do fluxo	Pressão de impacto	
1	0,1	0,15	0,74	0,17	0,06	0,09	32,63	86,56	40,99	43,01	14,75	
2	0,2	0,70	0,85	0,78	0,89	0,76	71,58	76,52	74,49	77,53	73,84	
3	0,2	0,70	0,85	0,78	0,89	0,76	71,58	76,52	74,49	77,53	73,84	
4	0,2	0,59	0,31	0,17	0,27	0,15	66,20	35,79	15,27	26,49	23,59	
5	0,7	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	30,00	12,09	75,79	13,99	61,41	
6	0,4	1,00	0,34	0,17	0,60	0,27	60,00	14,59	57,64	33,56	32,47	
7	0,8	1,00	0,35	0,17	0,60	0,27	20,00	56,60	78,82	24,74	66,24	
8	0,9	1,00	0,85	0,78	1,00	0,99	10,00	5,45	12,88	10,00	9,31	
9	0,8	1,00	0,81	0,17	0,60	0,27	20,00	0,99	78,82	24,74	66,24	
10	0,8	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	20,00	0,54	78,82	24,74	66,24	
11	0,8	1,00	0,80	0,17	0,60	0,27	20,00	0,06	78,82	24,74	66,24	
12	1	1,00	0,61	0,78	1,00	0,99	0,00	38,83	21,59	0,00	0,76	
13	1	1,00	0,88	0,78	1,00	0,99	0,00	11,65	21,59	0,00	0,76	
14	0,6	1,00	0,62	0,17	0,69	0,31	40,00	3,01	71,76	12,91	48,13	
15	0,9	1,00	0,88	0,78	1,00	1,00	10,00	1,70	12,88	10,00	9,80	
16	1	1,00	0,88	0,78	1,00	1,00	0,00	11,78	21,59	0,00	0,22	
17	0,8	1,00	0,61	0,17	0,69	0,31	20,00	23,54	78,82	13,88	61,09	
18	0,8	1,00	0,79	0,17	0,76	0,35	20,00	1,20	78,82	4,80	55,92	
19	1	1,00	0,89	0,78	1,00	1,00	0,00	11,14	21,59	0,00	0,06	
20	0,9	1,00	0,63	0,17	0,87	0,43	10,00	29,93	81,17	3,62	51,72	
21	1	1,00	0,62	0,17	0,87	0,43	0,00	37,86	83,05	13,26	56,54	
22	0,9	1,00	0,61	0,17	0,87	0,43	10,00	32,00	81,17	3,62	51,72	
23	1	1,00	0,61	0,17	0,93	0,51	0,00	39,21	83,05	6,90	48,67	
24	1	1,00	0,58	0,17	0,97	0,59	0,00	41,90	83,05	3,37	41,31	
25	1	1,00	0,91	0,17	0,97	0,59	0,00	9,26	83,05	3,37	41,31	
26	1	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	0,00	6,40	21,59	0,00	0,00	
27	1	1,00	0,95	0,78	1,00	1,00	0,00	5,45	21,59	0,00	0,00	
28	1	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	0,00	5,82	21,59	0,00	0,06	
29	0,9	1,00	0,93	0,78	1,00	0,99	10,00	3,32	12,88	10,00	9,31	
30	0,8	1,00	0,94	0,78	1,00	1,00	20,00	14,81	1,99	20,00	19,95	
31	0,3	1,00	0,96	0,78	0,89	0,76	70,00	68,88	61,74	66,29	60,76	
32	0,3	1,00	0,92	0,78	0,89	0,76	70,00	67,29	61,74	66,29	60,76	
33	0,8	1,00	0,85	0,78	1,00	0,98	20,00	5,33	1,99	20,00	18,19	
34	0,1	0,16	0,22	0,17	0,16	0,12	38,21	55,33	40,99	37,50	16,67	
35	0,1	0,14	0,67	0,17	0,06	0,09	27,63	84,98	40,99	43,01	14,75	
36	0,1	0,11	0,51	0,17	0,06	0,09	7,74	80,46	40,99	43,01	14,75	
37	0,5	0,98	0,50	0,17	0,39	0,19	48,95	0,81	66,11	22,02	61,92	
38	0,5	0,79	0,50	0,17	0,27	0,15	36,85	0,82	66,11	45,59	69,44	
							Média	23,19	27,85	51,32	21,86	36,02

Foi realizado uma normalização dos dados onde a variável era o percentual de erro (única variável comum para comparação), e convertida em variável normal padronizada e gerado um gráfico de distribuição normal. Pode ser observado que os modelos seguem o mesmo padrão. Não é possível excluir amostras para verificar o intervalo de confiança pois, cada uma tem características específicas e podem ser confiáveis ou não dependendo do modelo. A Figura 5.5 mostra a Distribuição normalizada para os resultados de percentual de erro dos modelos.

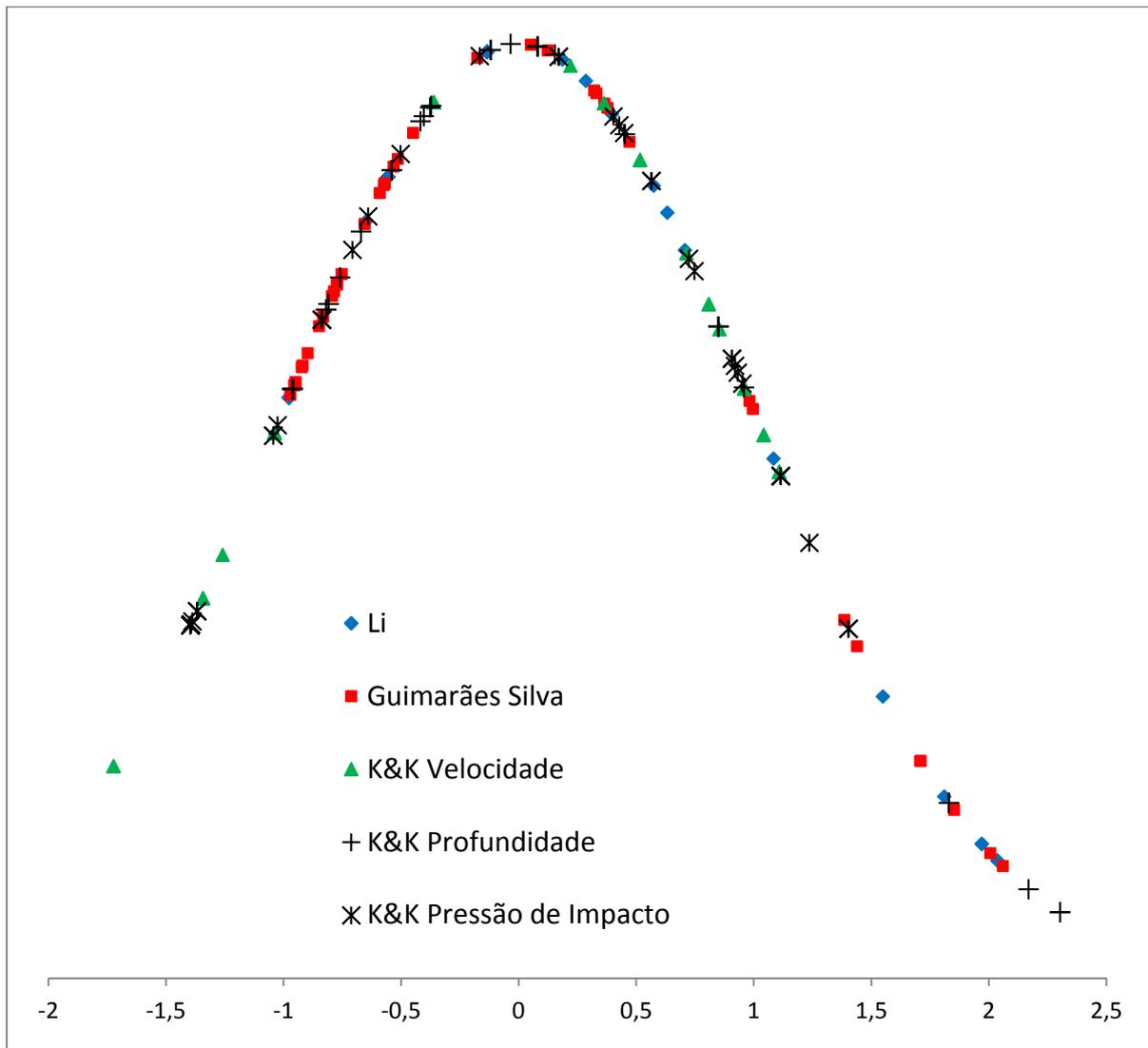


Figura 5.5: Distribuição normalizada para os resultados de percentual de erro dos modelos.

6 CONCLUSÕES

O histórico de catástrofes ocasionadas por eventos de fluxos de detritos naturais ou antrópicos como rupturas de barragem de rejeitos, demandam uma abordagem no sentido de alertar para o nível de segurança e para uma gestão de riscos eficiente. Apesar de todas as recomendações e determinações das entidades normativas responsáveis e dos modelos serem de forma geral propostos para barragens de acumulação de água, não é simples executar uma análise de risco em eventos de fluxos de detritos de origem natural ou de barragens de rejeitos. A dificuldade ocorre principalmente devido à heterogeneidade e complexidade dos materiais envolvidos que não se comportam como fluidos newtonianos.

É necessária uma revisão crítica do estado atual dos riscos que podem ser gerados em empreendimentos como barragens de rejeitos minerais e industriais. A suscetibilidade e vulnerabilidade das edificações e estruturas no vale a jusante, devem ter estudos mais precisos e serem determinados de forma quantitativa a fim de embasarem os estudos de viabilidade, operação e também para a continuidade de qualquer empreendimento com esta atividade. Em barragens de rejeitos é comum ser armazenado diversos tipos de rejeitos de mineração ou substâncias de uso industrial. Estes podem ser inertes e outros podem combinar quimicamente com a água o que amplia o potencial contaminante nas áreas atingidas, bacias e lençol freático. Esse nível de contaminação e a caracterização da área sujeita à contaminação, devem ser o ponto fundamental para determinar o nível de risco ambiental para um evento possível.

Os modelos utilizados nesta pesquisa podem ser usados no programa de gerenciamento de riscos – PGR, geológicos de regiões que possam ser afetados pelos fluxos de detritos e para barragens de rejeitos de mineração, na avaliação dos riscos potenciais para redução do potencial destrutivo e das consequências causadas por eventos potenciais, por meio de uma avaliação quantitativa e qualitativa para determinação da vulnerabilidade física de edificações que reflete parte dos possíveis impactos econômicos e sociais.

A população que se encontra a jusante de uma barragem de rejeitos ou em um vale possível de ocorrer o fluxo de detritos de origem natural, deve ser cadastrada em um inventário assim como todas as estruturas e o meio ambiente. As pessoas envolvidas, os responsáveis e o governo devem estar cientes de todos dos riscos possíveis e um plano de ações emergenciais para proteção, evacuação e minimização dos riscos deve ser conhecido por todos e de simples ativação no caso do evento.

A maior parte dos estudos de análise de risco em barragens são para evitar a falha do empreendimento. A exposição das consequências e as determinações quantitativas e qualitativas realizados neste estudo, podem contribuir para a elaboração de planos de contingência e outros sistemas de proteção e segurança para as entidades localizadas a jusante.

No Brasil, há poucos anos iniciaram os estudos de vulnerabilidade física de edificações afetadas por fluxo de detritos de encostas e, para as barragens de rejeito, era comum apenas conhecer os fatores de segurança desprezando em parte, as vidas humanas, edificações, estruturas e o meio ambiente que se encontram vale a frente. Eventos que não podem ser evitados devem ter um PAE onde toda a população, os empreendimentos e órgãos públicos devam estar envolvidos.

Uma solução mínima e conservadora para determinação dos riscos em fluxos de detritos naturais ou antrópicos é a simulação com fluido Newtoniano. Desta forma é possível pela aplicação de softwares de simulações numéricas e espaciais gerar uma estimativa das áreas inundadas e afetadas, e a partir destes dados elaborar o PAE. As ações emergenciais são baseadas em dados de estimativas e avaliação de possíveis consequências. A elaboração de um PAE deve ser realizada pelo empreendedor, visto que, atualmente é tão importante conhecer os benefícios quanto as consequências. Um PAE deve ser elaborado para qualquer tipo de emergência. Quando bem embasado e elaborado o PAE pode reduzir e até evitar os impactos sociais e ambientais de um evento através de ações, procedimentos e elementos de segurança.

A elaboração do PAE inicia pela identificação da periculosidade da intensidade de evento potencial. O principal elemento a ser verificado é a área de inundação, toda a extensão que será afetada pelo evento direta ou indiretamente, a execução de um inventário de todos os elementos que estão presentes como a infraestrutura, edificações, os habitantes e o governo, não excluindo ainda, elementos importantes como o meio ambiente e os impactos econômicos futuros, incluindo o prejuízo de imagem. A melhora na comunicação interna e entre todos os envolvidos é um dos objetivos do PAE, o que o torna um fator fundamental e eficaz em eventos e situações emergenciais.

Embora os modelos tenham sido usados para avaliar as consequências provenientes da ruptura da barragem de rejeitos em Bento Rodrigues, o estudo constata que pelos resultados da aplicação para determinação das intensidades e da vulnerabilidade física de edificações, os modelos podem ser utilizados em cenários de fluxo de detritos ocasionados por eventos naturais, no entanto, um evento é sempre diferente do outro, e a melhor opção de modelo a ser

utilizado, será o que fornecer a melhor resposta a partir da estimativa dos parâmetros de intensidade relacionados com as resistências das edificações.

Uma exposição de classes de danos foi proposta neste trabalho de forma a padronizar a vulnerabilidade física de edificações para uma melhor análise dos resultados dos modelos. Esta tabela atende ao real estado de destruição, possibilidades de colapso e ruína e de partes destruídas como estruturas e equipamentos, o que pode colaborar com a utilização dos modelos analisados e existentes e até a formulação de outros novos.

O modelo de Li et al (2010) mesmo sendo um modelo para deslizamento de terra, foi possível fomentar dados e obter valores de vulnerabilidade física de edificações aceitáveis. O modelo é único em obter uma intensidade com junção de dois parâmetros de intensidade: a velocidade e profundidade. Os resultados ficaram além da expectativa, principalmente pela determinação de valores de vulnerabilidade iguais a 1 (perda total), nos casos que a profundidade de detritos tinha valores maiores que 1,5 m e com a velocidade média calculada neste evento.

O modelo de Guimarães Silva (2015) também um modelo para deslizamentos de terra, determina a vulnerabilidade física de edificações com dados de cotas e distâncias do modelo numérico do terreno, sem necessidade de dados de parâmetros de intensidade como velocidade ou profundidade, tornando o modelo único para se obter valores de vulnerabilidade física de edificações, quando as únicas informações possíveis de serem obtidas são os dados geométricos.

O modelo de Kang & Kim (2015) simplifica as estruturas em dois tipos: estruturas de concreto armado e estruturas não reforçadas, o que facilitou o enquadramento das edificações nas equações de vulnerabilidade específicas para os dois tipos de estruturas e o tipo de parâmetro de intensidade analisado isoladamente. Com o modelo é possível fazer análises específicas para cada um dos parâmetros de intensidade, onde os resultados ficaram discrepantes nos parâmetros velocidade e pressão de impacto, no entanto, no parâmetro profundidade, os valores da vulnerabilidade física de edificações ficaram próximos da observada resultando no melhor desempenho de todos

A velocidade, profundidade, pressão de impacto e a relação entre altura e distância do movimento de massa em relação a edificação, podem influenciar isoladamente ou conjuntamente no caso do modelo de Li et. al. (2010) que relaciona velocidade e a

profundidade, e podem, pela estimativa dos valores destes parâmetros, determinar o que será mais adequado.

A pesquisa mostrou-se relevante ao conseguir compilar informações de grande importância e ainda definir e testar modelos que foram possíveis de serem aplicados ao evento de fluxo de detritos ocorrido em Bento Rodrigues.

Para finalizar, a presente pesquisa apresentou também subsídios relevantes para a viabilidade destes empreendimentos de mineração, ao determinar parte dos riscos causados por possíveis rupturas de estruturas de contenção de rejeitos. O evento ocorrido em Bento Rodrigues que catastróficamente deixou resultados terríveis como mortes, danos em estruturas físicas e ao meio ambiente, além de grandes prejuízos à empresa responsável e toda a região e população que depende economicamente da atividade de mineração, foi fundamental para que esta e outras pesquisas como um *dambreak* realizado por outra instituição, fossem realizadas. Com os resultados das pesquisas, a comunidade poderá embasar-se de instrumentos como determinação de áreas afetadas, os danos em edificações, estruturas e ambientais. Com a estimativa das consequências possíveis, é favorecido a conscientização da necessidade de confecção de planos de redução e minimização dos riscos geológicos, e no caso de barragens de rejeito, além da construção de estruturas mais seguras, maior investimento em análises de risco a fim de evitar que outros eventos catastróficos se repitam.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Atualmente, não existe um modelo ideal para determinar as consequências provenientes de um fluxo de detritos derivado de um evento como ruptura de barragens de rejeitos de mineração, principalmente no que diz respeito a vulnerabilidade de todas as entidades encontradas a jusante, como as pessoas, edificações, infraestrutura e meio-ambiente.

Com este trabalho foi possível verificar a utilização de três modelos para determinação da vulnerabilidade física de edificações afetadas por fluxo de detritos de forma aceitável. Ainda é possível melhorar e otimizar os métodos de obtenção de parâmetros, as informações e as abordagens em um evento potencial como o ocorrido.

Um modelo apresentou a junção de velocidade e profundidade, e outro, de forma isolada, a velocidade, profundidade e pressão de impacto e seria ideal a combinação de vários parâmetros

para a intensidade de um evento em uma equação que considerasse estas, a fim de um refinamento e melhor previsão dos danos.

Apesar do desempenho satisfatório dos modelos analisados, um modelo novo específico para fluxo de detritos de origens naturais ou antrópicas, pode ser criado compilando as ideias dos já desenvolvidos, como por exemplo a relação entre a diferença de cotas e a distância pode ser utilizada em zonas próximas e, à medida que afasta muitos quilômetros do ponto de deflagração do evento, pode torna-se mais preciso com alguma adição de variável de profundidade dos detritos, por exemplo. Outro ponto poderia ser a possibilidade dos modelos serem calibrados para utilização de fluidos não newtonianos acrescentando condições de fluxo, dessa forma há uma possibilidade de melhor avaliação da intensidade para determinação da vulnerabilidade.

O fluxo com rejeito de mineração, pode ser tratado também com as avaliações de *Dambreak* com aplicação de cálculos de onda de cheia ou inundação, a rugosidade do terreno, minoração de velocidades e ainda pode ser acrescentado a pressão de impacto ou o impacto dinâmico. Desta forma, é possível criar equações matemáticas específicas que podem estimar as intensidades. A geração de mapas de inundação também conhecidos em geoprocessamento por análise espacial de dados, podem ser obtidos através de simulações numéricas ou por análises de escoamento baseado em equações matemáticas que levam em conta informações de topografia, declividades, geometria do vale a jusante e dissipadores de energia cinética.

As simulações numéricas para visualizar as áreas suscetíveis ainda são muito complexas, visto que, este tipo de hiperfluxos concentrados é considerado de natureza não Newtoniana, com variação da viscosidade tornando-se não linear, e pode comprometer uma equação que forneça dados precisos e importantes como velocidade e vazão, fundamentais para determinação tanto da onda de cheia, áreas que serão atingidas e em qual tempo, mas não é impossível que num futuro próximo seja feito um trabalho que atenda estas condições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de Solo que Passam na #4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT (1984). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT (1984). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Solo – Grãos de ped. Retidos na #4,8 - Determinação massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT (2014). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (2013). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações habitacionais — Desempenho. Rio de Janeiro, RJ.
- ANA- Agência Nacional de Águas. Disponível em: <http://www2.ana.gov.br/Paginas/servicos/cadastrros/cnbarragens-outorgadas.aspx>, acesso em fevereiro de 2016.
- ANDERSON, M.G. & HOLCOMBE, E. (2013). Community-Based Landslide Risk Reduction.
- ASF-Autoridade de Supervisão de Seguros e Fundos de Pensões (Portugal); Regra proporcional e aplicação; disponível em <http://www.asf.com.pt/NR/exeres/FE1ECE78-6176-4ADB-A39D-884BC147E1AE.htm>
- ASSIS, A. P., (2015) Notas de sala de aula de Barragens, Pós-Graduação em Geotecnia –UNB.
- ASSIS, A. P., (2015) Notas de sala de aula de Métodos Estatísticos, Pós-Graduação em Geotecnia –UNB.
- AZEVEDO NETTO, J.M.; FERNANDEZ, M. F.; ARAUJO, R.; ITO, A. E.; (2005) *Manual de hidráulica*. 8. ed. Editora Edgar Blucher; Porto Alegre-RS.

- BERNEDO, C. (2011). Predictive Models & Available Software - USSD Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams
- BRASIL - LEI N° 12.334, DE 20 DE SETEMBRO DE 2010. Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais.
- CBC (2014), disponível em: <http://www.cbc.ca/news/canada/british-columbia/mount-polley-mine-tailings-spill-imperial-metals-could-face-1m-fine-1.2728832>
- CETESB P4.261; *Manual de orientação para a elaboração de estudo de análise de riscos*; (dezembro de 2011)
- COROMINAS, J., VAN WESTEN, C., FRATTINI, P., CASCINI, L., FOTOPOULOU, S., CATANI, F., EECKHAUT, M. Van Den, MAVROULI, O., AGLIARDI, F., PITILAKIS, K., WINTER, M.G., PASTOR, M., FERLISI, S., TOFANI, V., SMITH, J.T. & HERVA, J. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk: 209–263.
- CRED. (2015). THE HUMAN COST OF WEATHER RELATED DISASTERS 1995 2015. Hum. COST Weather Relate. DISASTERS 1995 2015.
- DAI, F., LEE, C. & NGAI, Y. (2002). Landslide risk assessment and management: an overview. Eng. Geol., 64(1): 65–87.
- DIAS, J. Alveirinho. Movimentos de Massa, (2006). Consult. 08 Julho 2017. Disponível em: http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA4_MovMassa/GA43_tipos/Tipos.html
- DOUGLAS, J. (2007). Physical vulnerability modelling in natural hazard risk assessment. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 7(2): 283–288.
- DUAN, M., GAO, Q., WAN, Y., LI, Y., GUO, Y., GANZHU, Z. & WU, Y. (2011). Assessing vulnerability and adaptation responses to rainfall-related landslides in china, a case study of enshi prefecture in Hubei province. Procedia Environ. Sci., 11: 1379–1385.
- FELL, R. (2000). Landslide risk management concepts and guidelines–Australian geomechanics society sub-committee on landslide risk management. Int. Union Geol. Sci., (March): 49–92.
- FUCHS, S., Heiss, K. & Hübl, J. (2007). Towards an empirical vulnerability function for use

- in debris flow risk assessment. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 7(5): 495–506.
- GUIMARÃES SILVA, M. T. M. (2015). Avaliação Quantitativa da Vulnerabilidade Física Associada a Processos de Deslizamentos de Encostas; Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 77 p.
- GODFREY A., CIUREAN R.L., VAN WESTEN C.J., KINGMA N.C., GLADE T. (2015). Assessing vulnerability of buildings to hydro-meteorological hazards using an expert based approach – An application in Nehoiu Valley, Romania; *International Journal of Disaster Risk Reduction* 13 (2015) 229–241
- ICOLD-International Committee on Large Dams. (2014). Bulletin 121 “Tailings Dams Risks of Dangerous Occurrences Lessons Learned From Practical Experiences”;
- ICMM – International Council on mining & metals. Disponível em: <https://www.icmm.com/en-gb/about-us/member-commitments/icmm-10-principles/icmm-principle-4>, acesso em março de 2017.
- ISO - International Standard ISO-31000 (2009). Risk management – Principles and Guidelines
- KANG, H. & KIM, Y. (2015). The physical vulnerability of different types of building structure to debris flow events. *Nat. Hazards*.
- LARI, S., FRATTINI, P. & CROSTA, G.B. (2012). Local scale multiple quantitative risk assessment and uncertainty evaluation in a densely urbanized area (Brescia, Italy). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 12(11): 3387–3406.
- MELO A. V. (2014). Análises de risco aplicadas a barragens de terra. UFMG.
- MOTTA H. P. G. (2014). Avaliação de corridas de detritos para a previsão de eventos futuros. Tese – UFRJ/ COPPE/ Programa Eng. Civil, 2014, UFRJ/COPPE, Tese – UFRJ/ COPPE/ Programa Eng. Civil.
- MORGENSTERN N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B.; WATTS, B. D.; Comitê de Especialistas para Análise da Ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão; *Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão* (agosto de 2016).
- NATURAL HAZARDS and Earth System Sciences, (2012) disponível em:

<http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/12/1029/2012/nhess-12-1029-2012.pdf>

Notícia do canal G1 (05 de novembro de 2016), disponível em: <http://especiais.g1.globo.com/minas-gerais/minas-gerais/desastre-ambiental-em-mariana/2016/1-ano-apos-o-mar-de-lama--e-agora/>

Notícia do Jornal Estado de Minas, 06 novembro de 2015, disponível em: http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/11/06/interna_gerais.705192/professores-salvaram-alunos-de-escola-em-bento-rodrigues-veja-o-depoi.shtml

OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A.; (2001). *Geologia de Engenharia*. ABMS. São Paulo-SP;

ORNELAS, F.S. MENDES, A.S., SILVA, T. D. A., BORJA, E. V.; (2014) Estudo De Caso: Manifestações Patológicas encontradas na ponte sobre o Rio Tocantins-Município de Porto Nacional. ALCOMPAT BRASIL.

PALMISANO, F., Ph, D. & ASCE, A.M. (2015). Methodology for rapid structural vulnerability assessment for service loads at the territorial scale: 1–9.

PAPA, M.N., MEDINA, V., CIERVO, F. & BATEMAN, A. (2013). Derivation of critical rainfall thresholds for shallow landslides as a tool for debris flow early warning systems. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17(10): 4095–4107.

PASCALE, S., SDAO, F. & SOLE, A. (2010). A model for assessing the systemic vulnerability in landslide prone areas. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10(7): 1575–1590.

PEREIRA, E. L.; Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático – 2005 Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J.; JORDAN, T. H. (2006). *Para entender a Terra*. 4. ed. Bookman; Porto Alegre-RS;

RHEINBERGER, C.M., ROMANG, H.E. & BRÜNDL, M. (2013). Proportional loss functions for debris flow events. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13(8): 2147–2156.

RIBEIRO, L.F.M. Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado

a barragens de rejeitos. Brasília: UnB, 2000. 235 p. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

SAMARCO (2015) disponível em <http://www.samarco.com/barragens/> consult. 03/12/2015.

SAYÃO, A.; (2016), Revista Fundações & Obras Geotécnicas, Ano 06 n° 66; *Regulamentação e fiscalização sobre segurança de barragens ainda é um desafio no Brasil.*; trecho de entrevista

SAYÃO, A.; MIGUEZ F., (2016), Revista Fundações & Obras Geotécnicas, Ano 06 n° 66; Coluna do Conselho; Barragens de Rejeito.

SILVA, M. & PEREIRA, S. (2014). Assessment of physical vulnerability and potential losses of buildings due to shallow slides. Nat. Hazards, 72(2): 1029–1050.

TEIXEIRA, WILSON (ORGS.) ET AL. Decifrando a Terra. 2.ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. 623 p

US ARMY CORPS OF ENGINEERS; (1994). Engineering and Design, Flood-Runoff Analysis; disponível em <http://www.ana.gov.br/>

USSD (2013), Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams

UZIELLI, M., CATANI, F., TOFANI, V. & CASAGLI, N. (2014). Risk analysis for the Ancona landslide-ii: estimation of risk to buildings. Landslides, (January 2014): 1–18.

WEST VIRGINIA UNIVESTY (2014), disponível em: <http://law.wvu.edu/buffalo-creek-symposium/buffalo-creek-timeline>

ZENG, C., CUI, P., SU, Z., LEI, Y. & CHEN, R. (2015). Failure modes of reinforced concrete columns of buildings under debris flow impact. Landslides, 12(3): 561–571.

ZÊZERE, J.L., GARCIA, R. a C., OLIVEIRA, S.C. & REIS, E. (2008a). Probabilistic landslide risk analysis considering direct costs in the area north of Lisbon (Portugal). Geomorphology, 94: 467–495.

ZÊZERE, J.L., GARCIA, R. a C., OLIVEIRA, S.C. & REIS, E. (2008b). Probabilistic landslide risk analysis considering direct costs in the area north of Lisbon (Portugal). Geomorphology, 94(3-4): 467–495.

APÊNDICE I

REGISTRO DE EDIFICAÇÕES

Identificação: **Edificação 01**

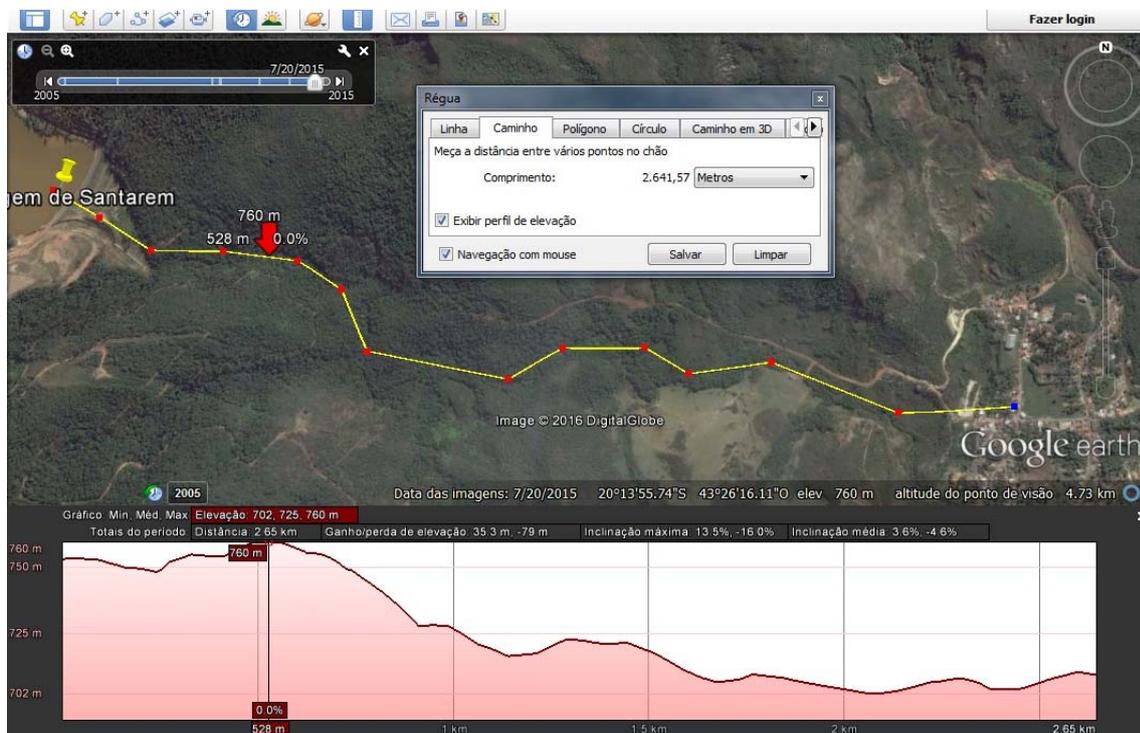
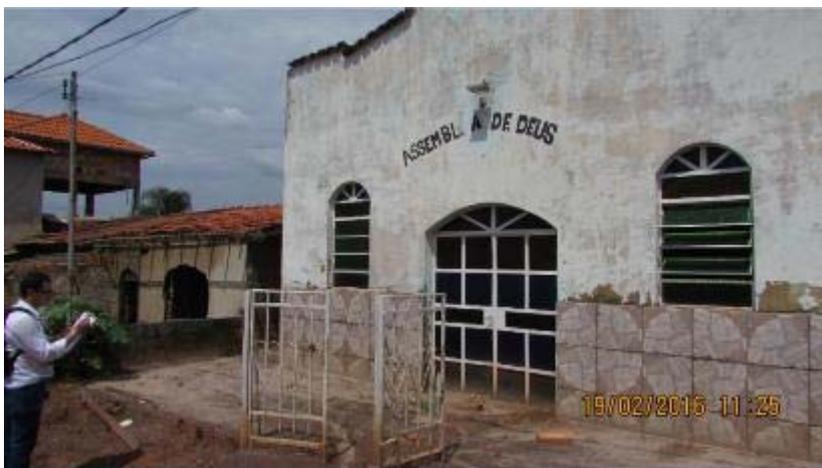
Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Institucional (Igreja)

Análise da situação observada: Estrutura e equipamentos íntegros

Classe de danos: Leve

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,1

Cota: 712,5 **Altura de inundação:** 0,5 m **Distância:** 2.641,57 m



Identificação: **Edificação 02**

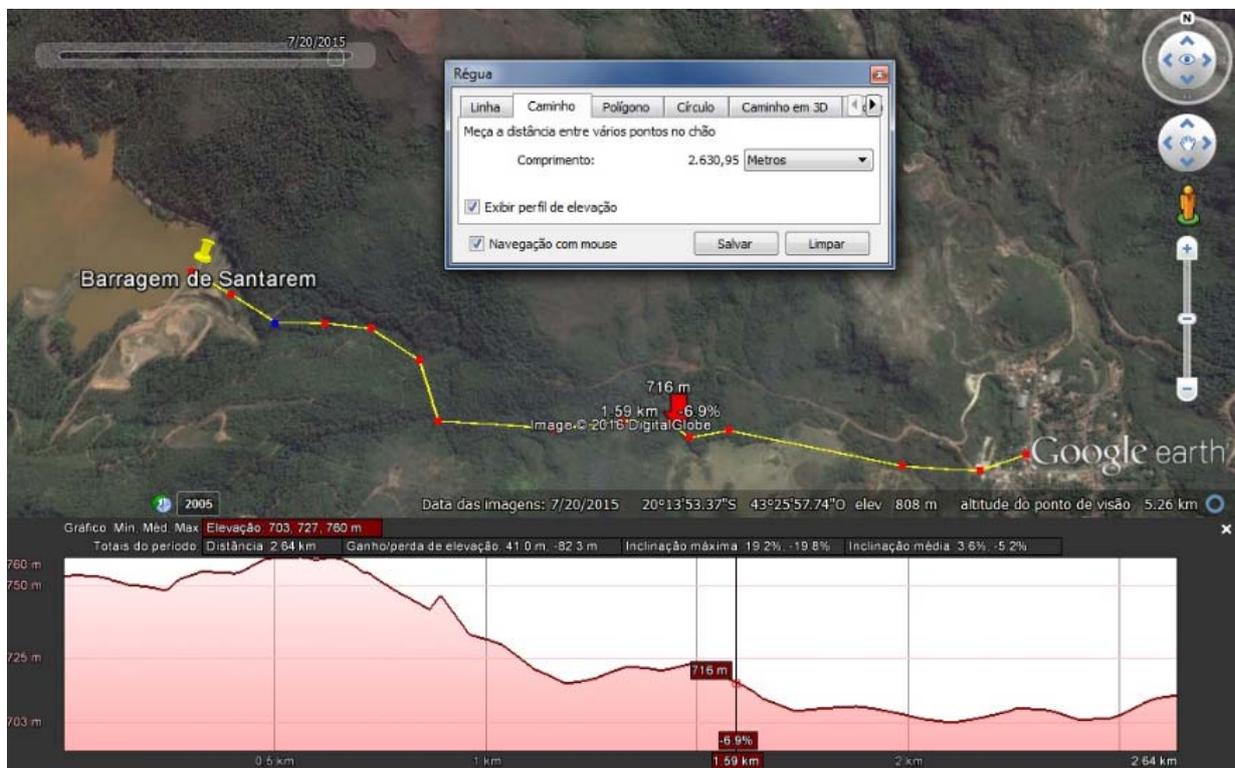
Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Estrutura e equipamentos íntegros, perda de mobiliário

Classe de danos: Leve

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,2

Cota: 712,0 **Altura de inundação:** 1,0 m **Distância:** 2.630,95 m



Identificação: **Edificação 03**

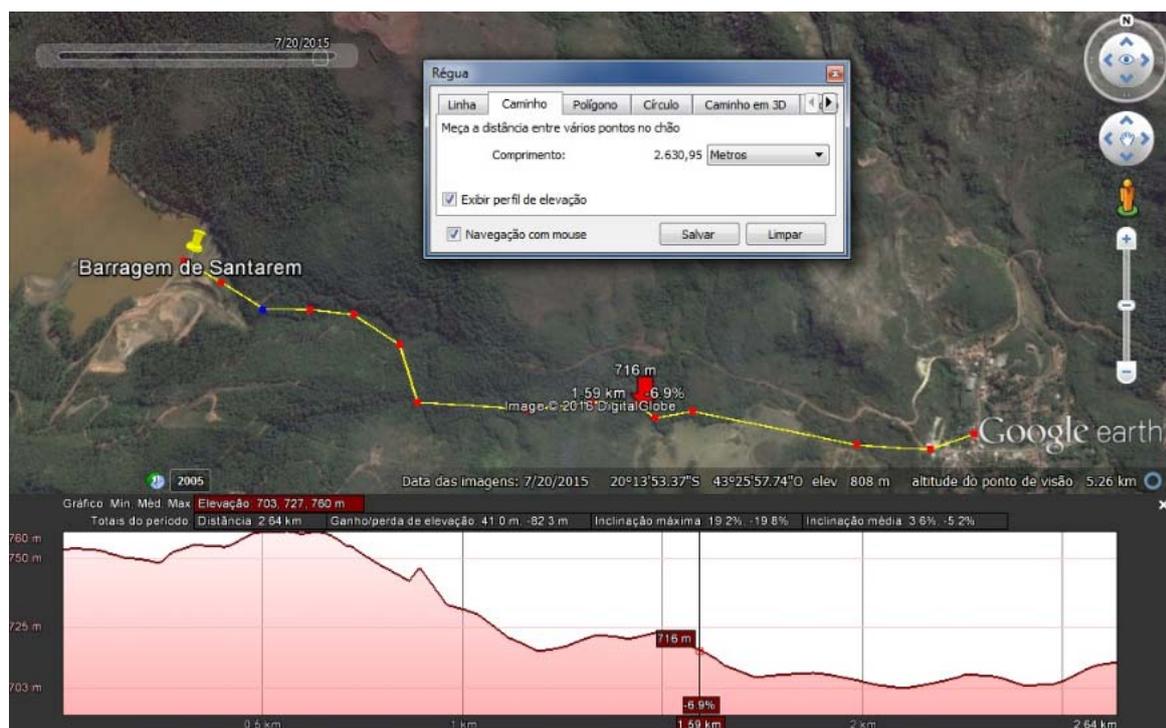
Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Estrutura íntegra, prejuízos aos equipamentos e mobiliário

Classe de danos: Leve

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,2

Cota: 712,0 **Altura de inundação:** 1,0 m **Distância:** 2.630,95 m



Identificação: **Edificação 04**

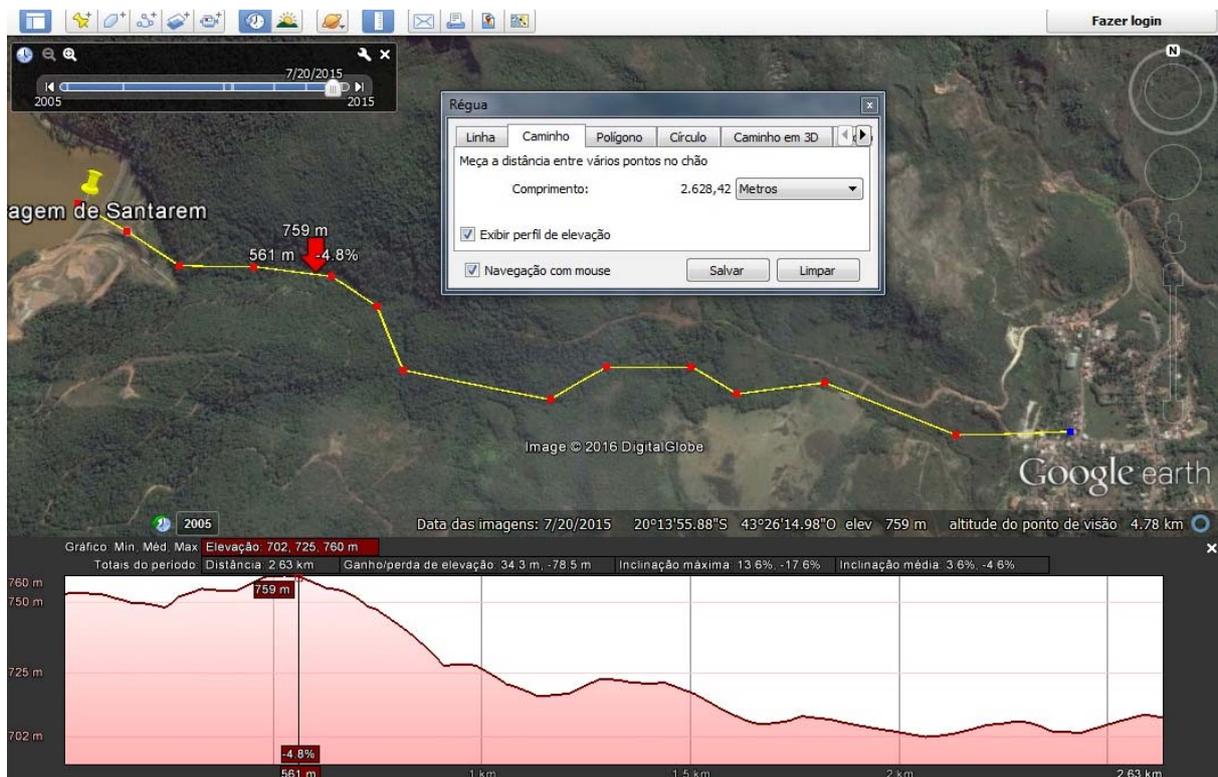
Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Estrutura íntegra, prejuízos aos equipamentos e mobiliário

Classe de danos: Leve

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,2

Cota: 711,5 **Altura de inundação:** 1,5 m **Distância:** 2.628,42 m



Identificação: **Edificação 05**

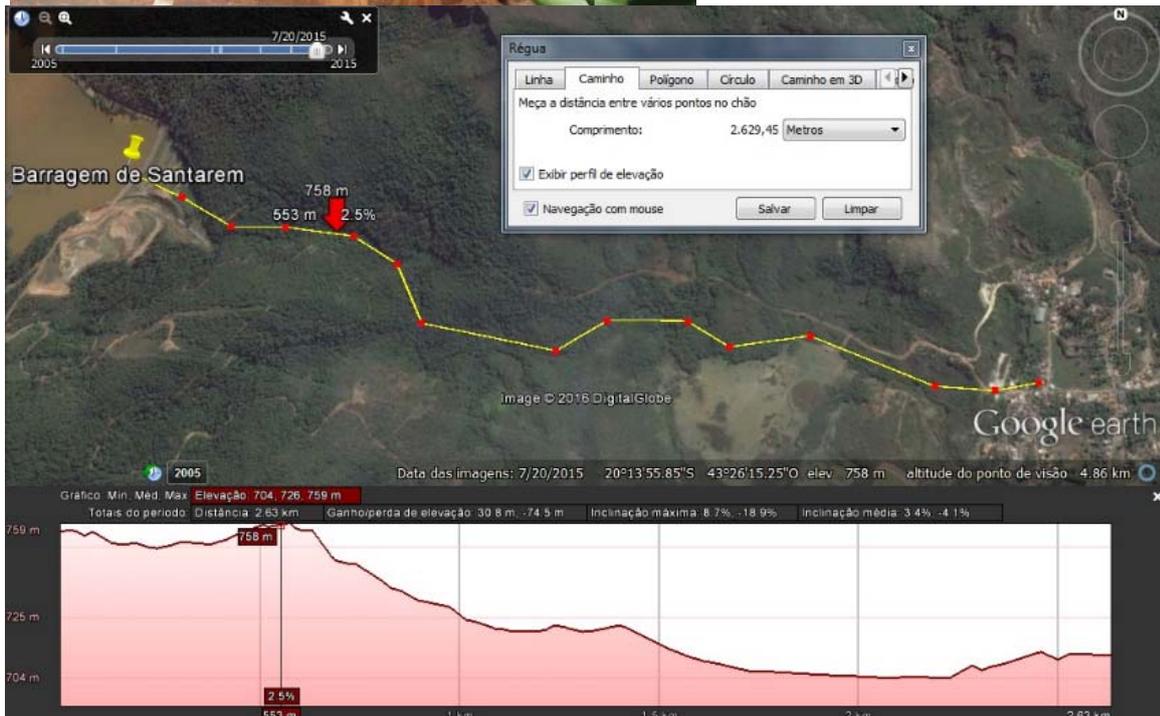
Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Estrutura e equipamentos danificados

Classe de danos: Intermediário

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,7

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3 m **Distância:** 2.629,45 m



Identificação: **Edificação 06**

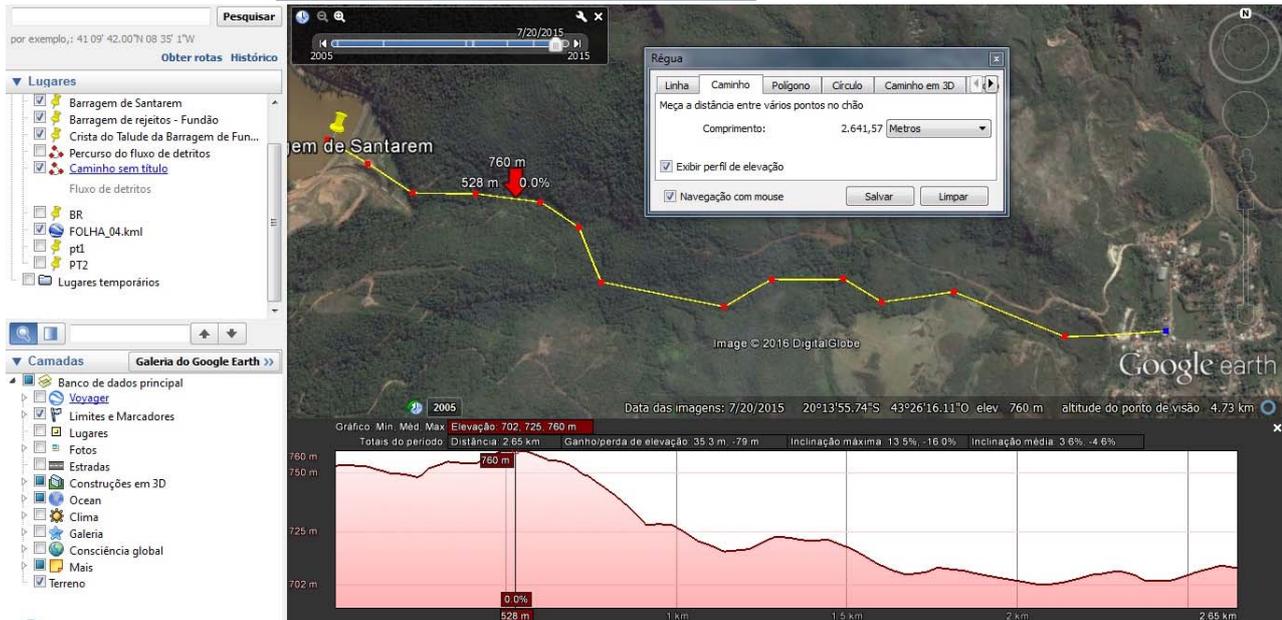
Tipo de construção: **Concreto Armado** **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: **Estrutura e equipamentos danificados**

Classe de danos: **Intermediário**

Valor de vulnerabilidade atribuído: **0,4**

Cota: **710,0** Altura de inundação: **3m** Distância: **2.641,57m**



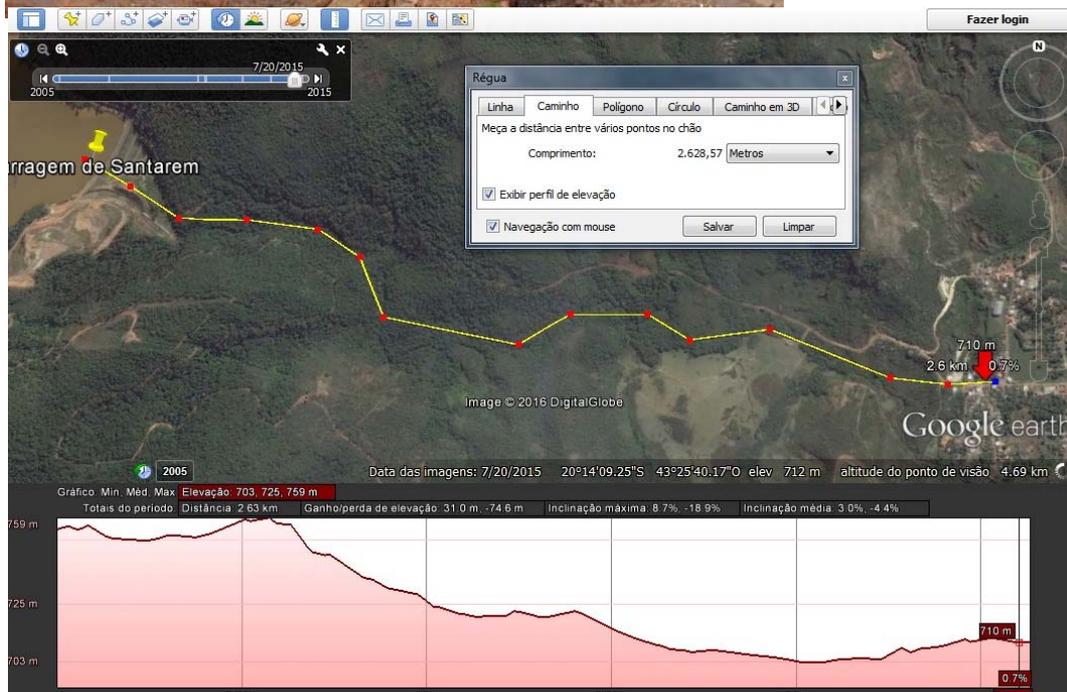
Identificação: **Edificação 07**

Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Estrutura e equipamentos danificados

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.628,57m



Identificação: **Edificação 08**

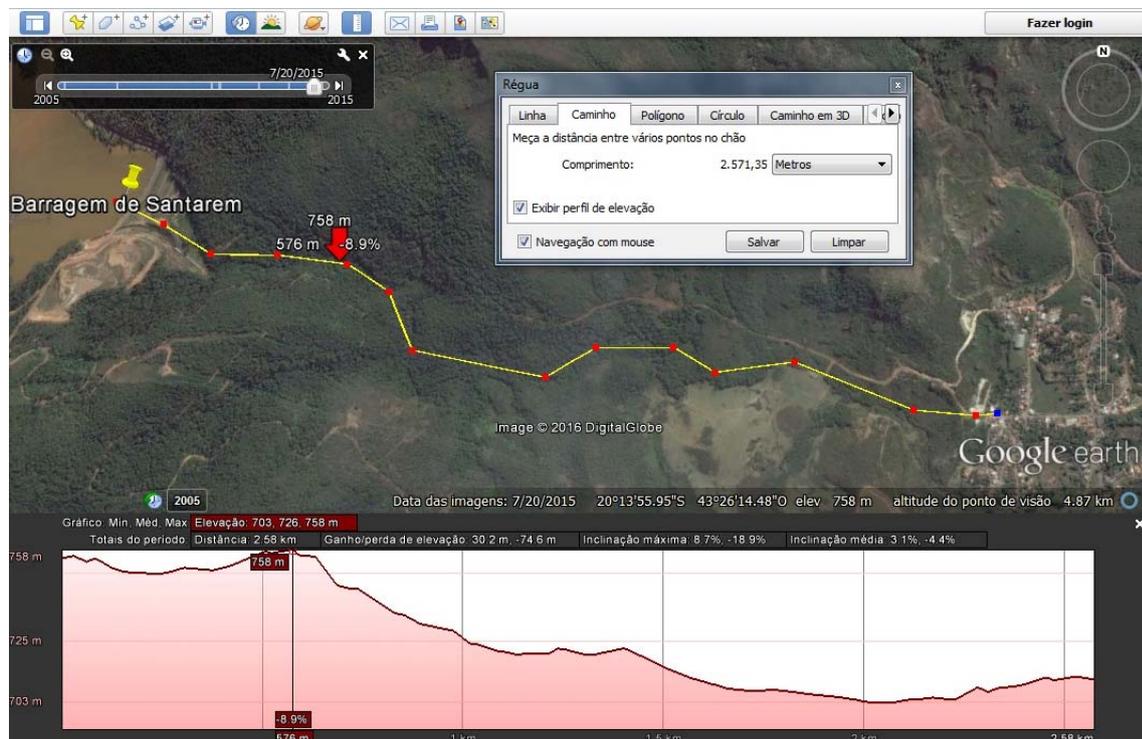
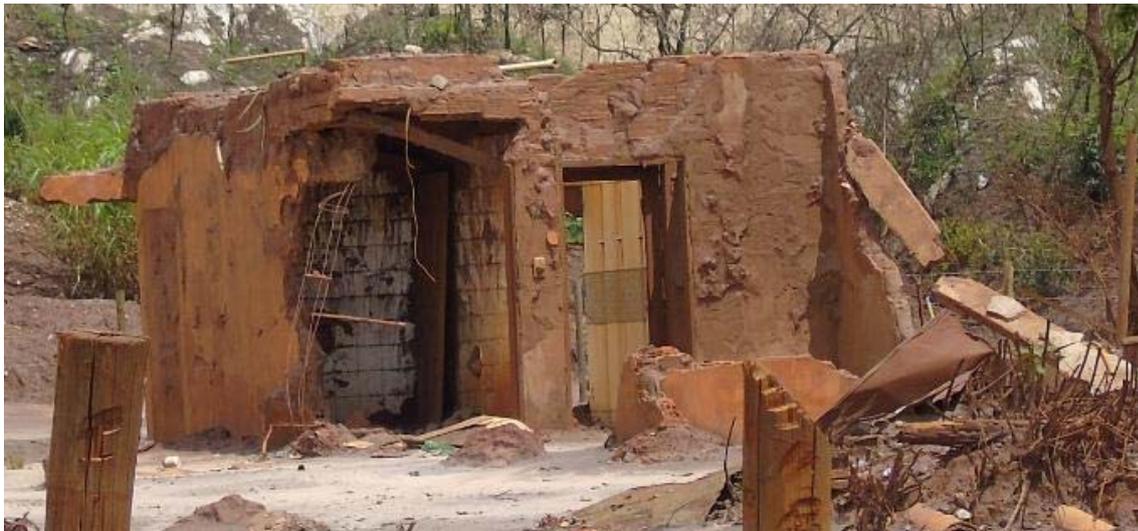
Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,9

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.571,35m



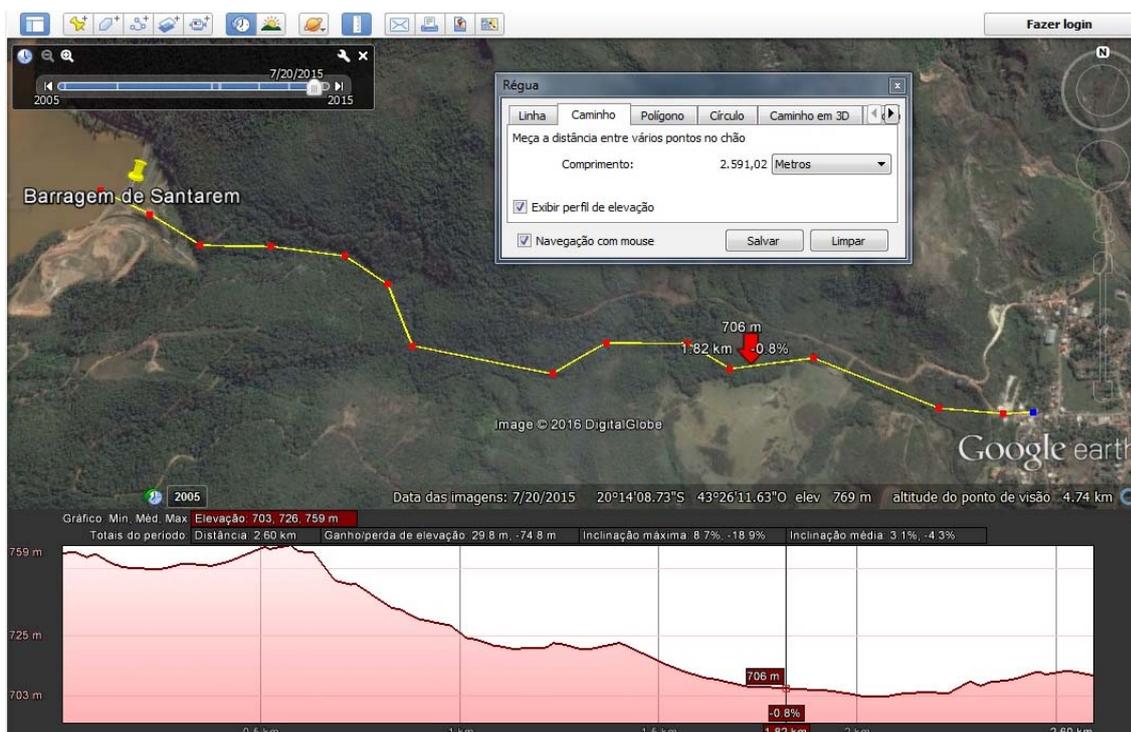
Identificação: **Edificação 09**

Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Extensivo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.591,02m



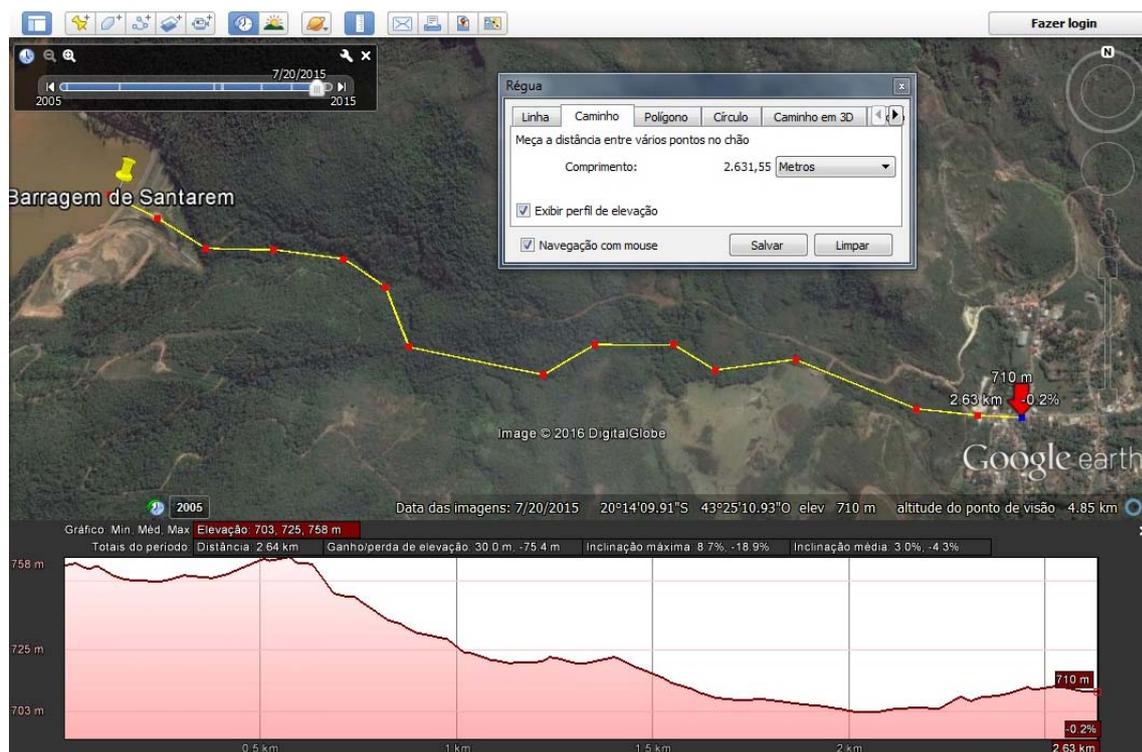
Identificação: **Edificação 10**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Extensivo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.631,55m



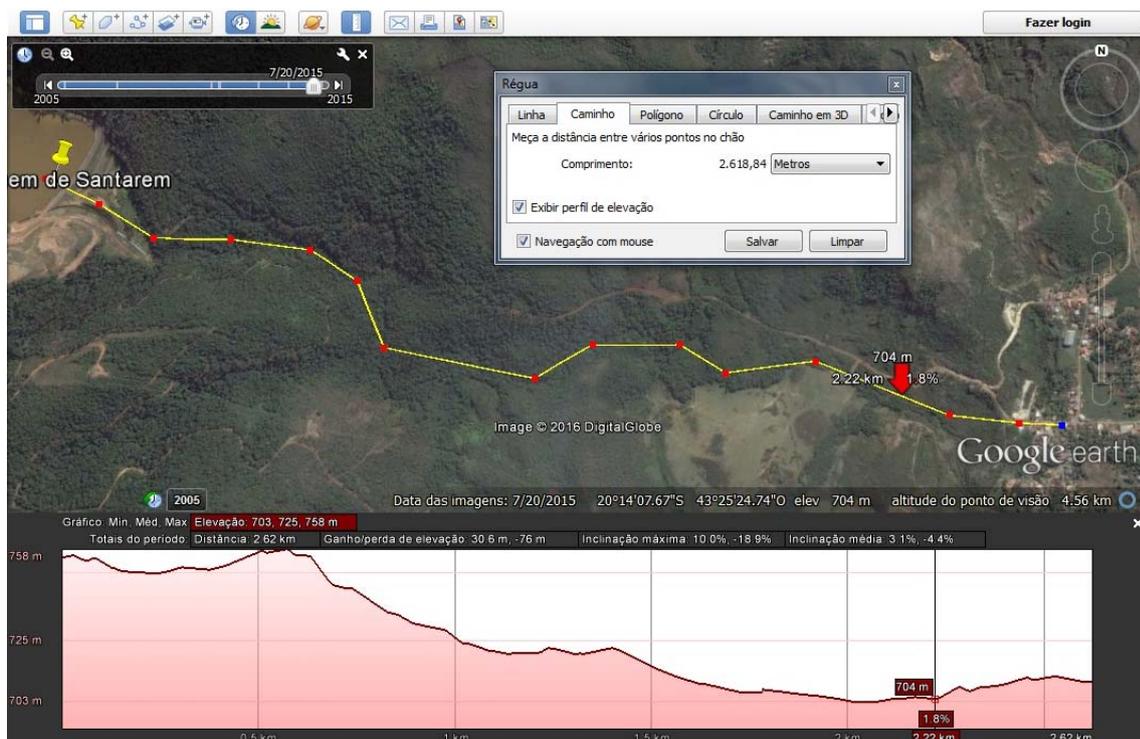
Identificação: **Edificação 11**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.618,84m



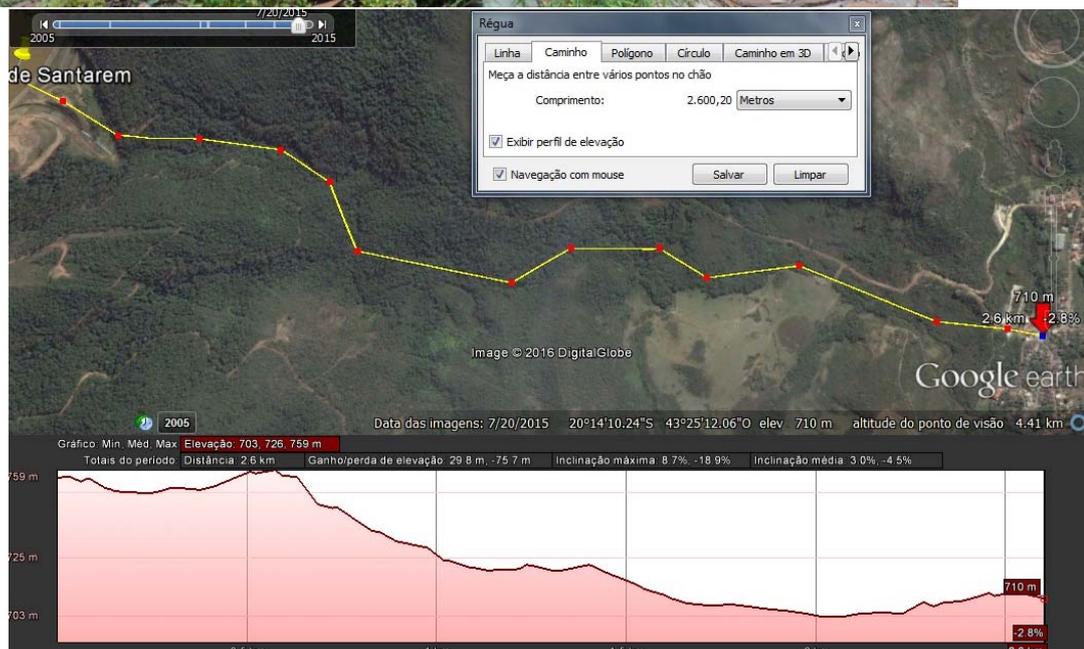
Identificação: **Edificação 12**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Perda total

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 1

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.600,20m



Identificação: **Edificação 13**

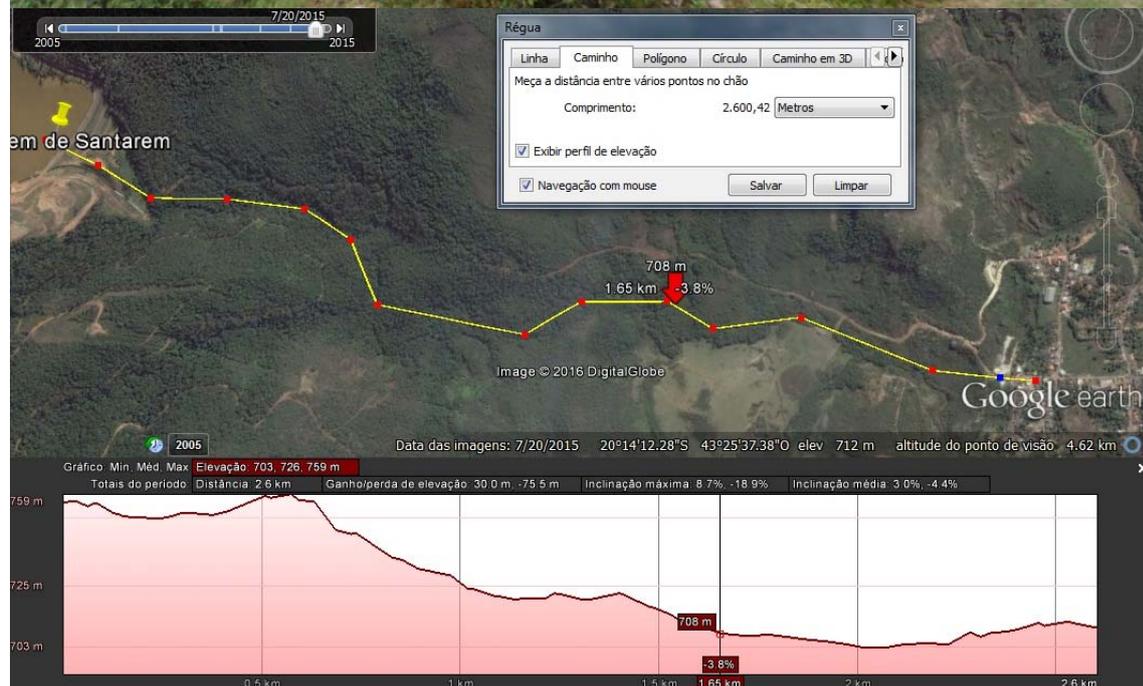
Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 1

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.600,42m



Identificação: **Edificação 14**

Tipo de construção: Concreto Armado

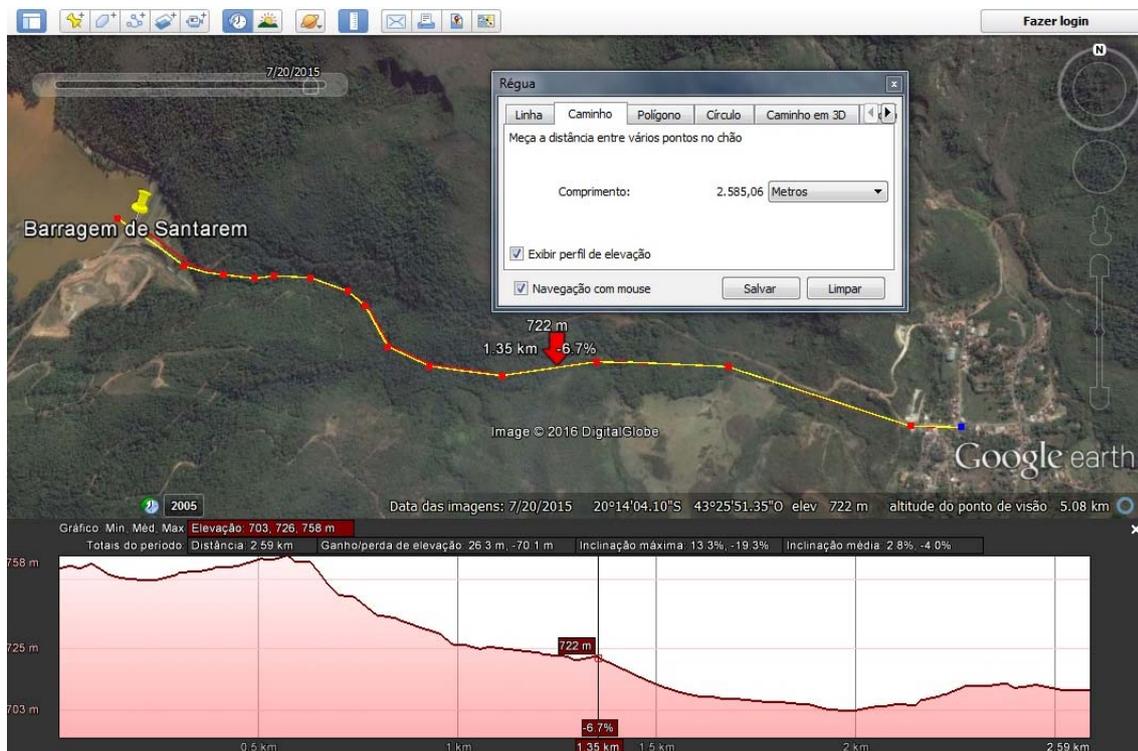
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais perdas de paredes e total de equipamentos

Classe de danos: Intermediário

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,6

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.585,06m



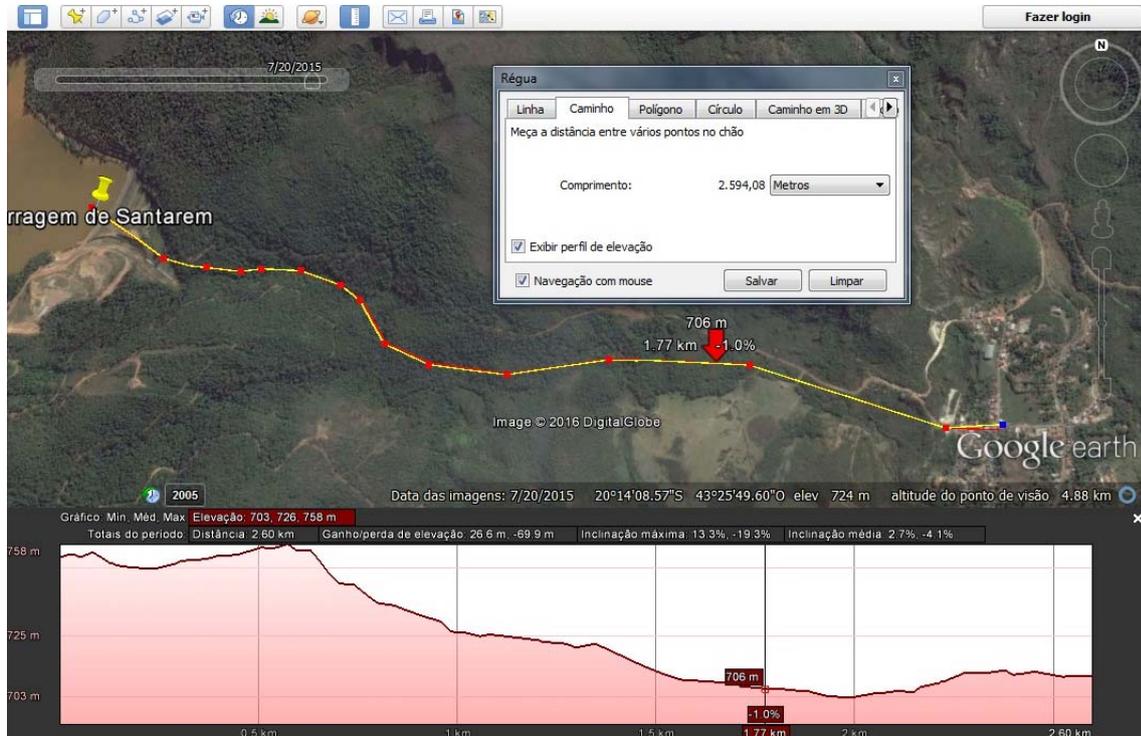
Identificação: **Edificação 15**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,9

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.594,08m



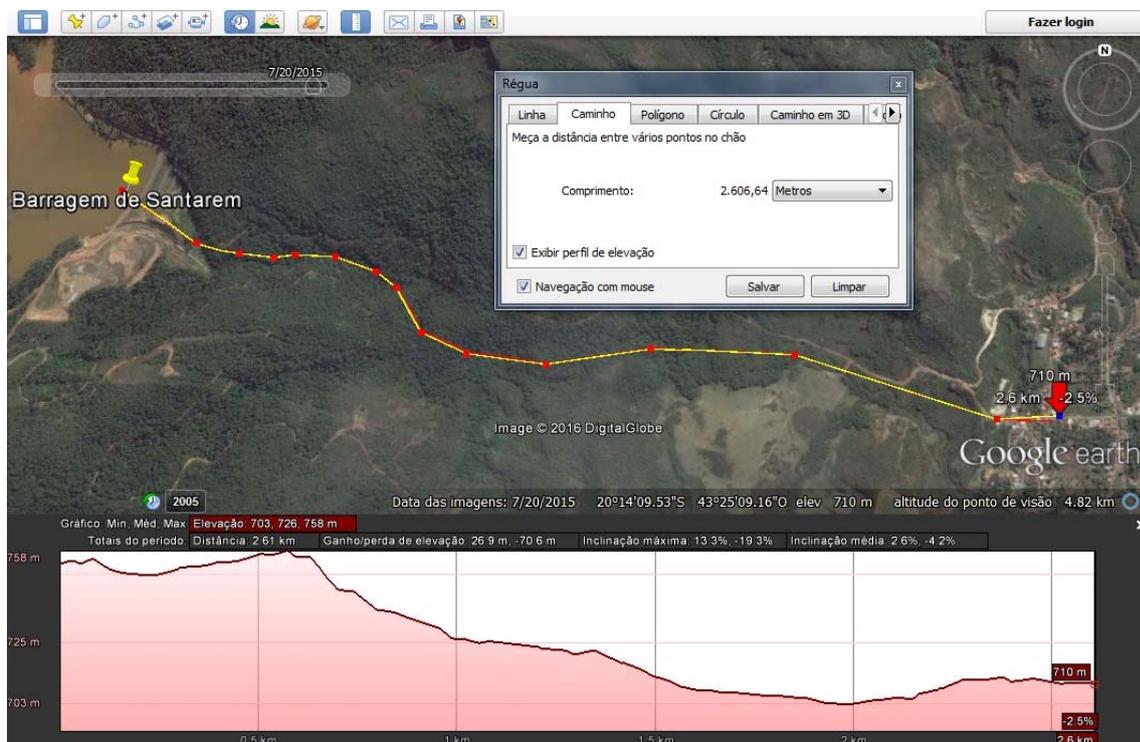
Identificação: **Edificação 16**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 1,0

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.606,64m



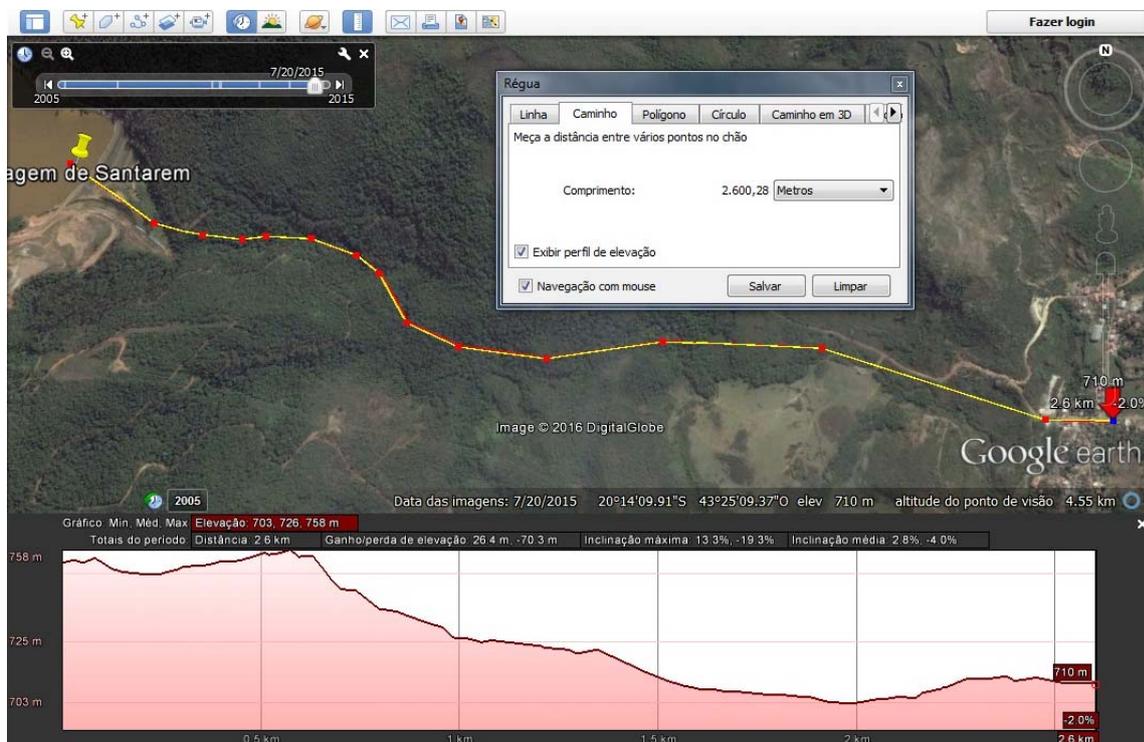
Identificação: **Edificação 17**

Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Extensivo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.600,28m



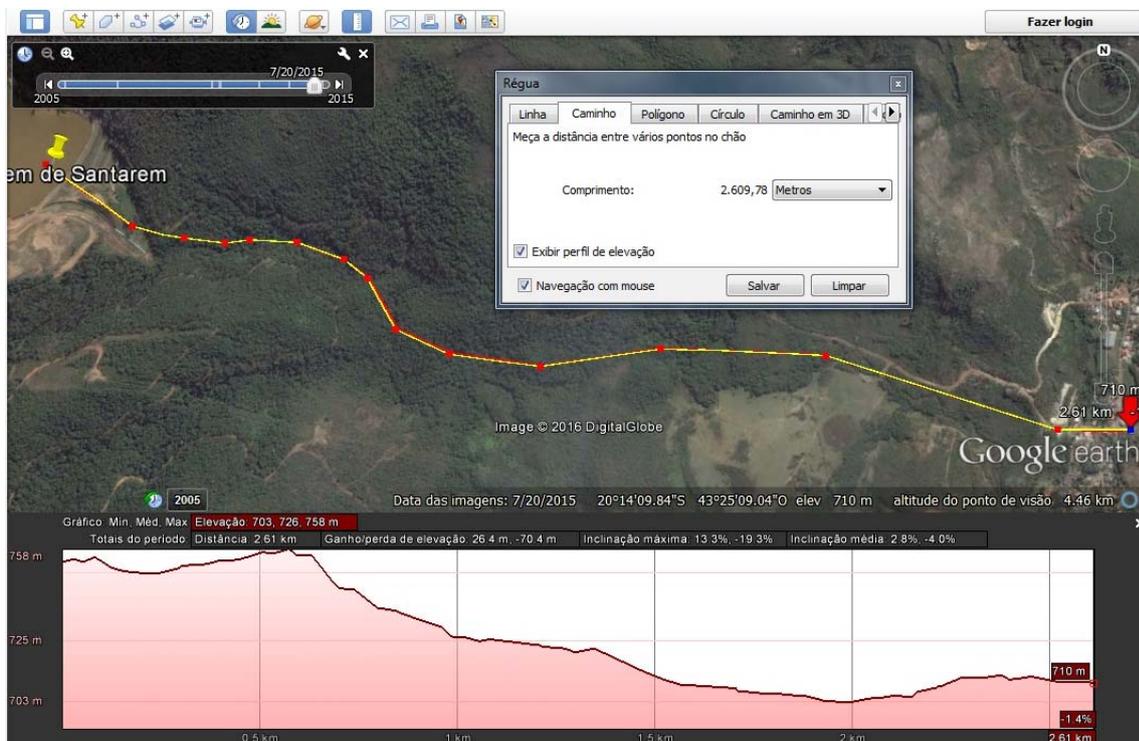
Identificação: **Edificação 18**

Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Extensivo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 709,0 **Altura de inundação:** 4m **Distância:** 2.609,78m



Identificação: **Edificação 19**

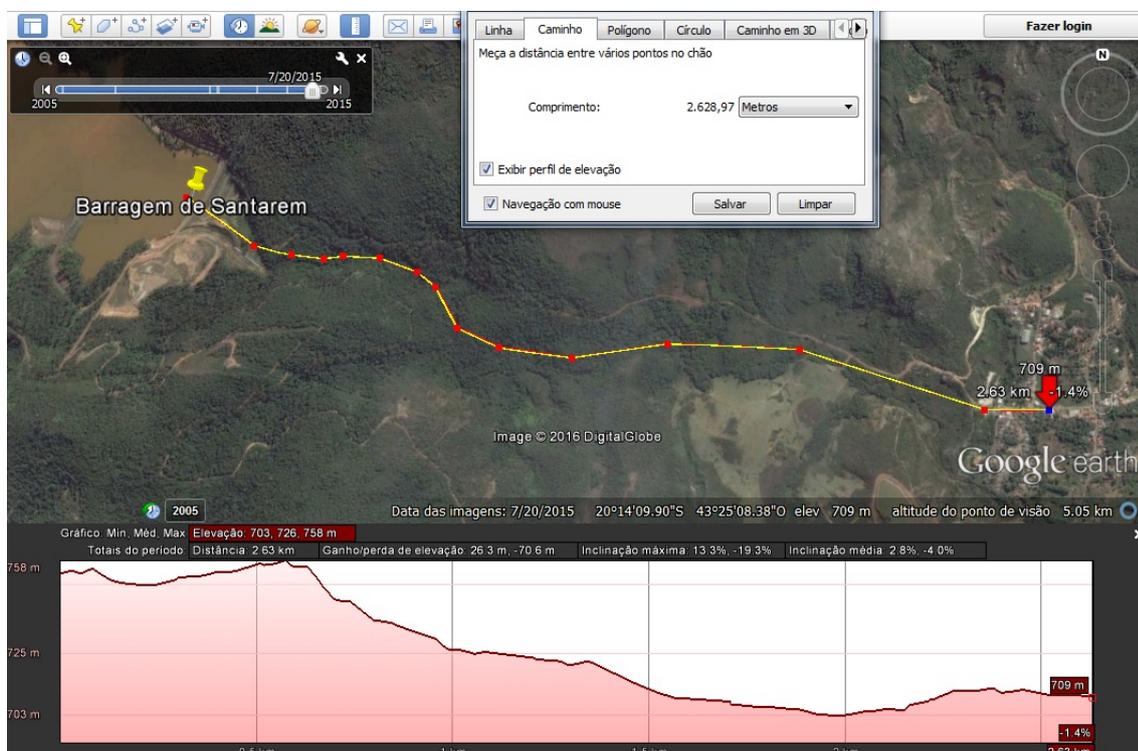
Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 1

Cota: 709,0 **Altura de inundação:** 4m **Distância:** 2.628,97m



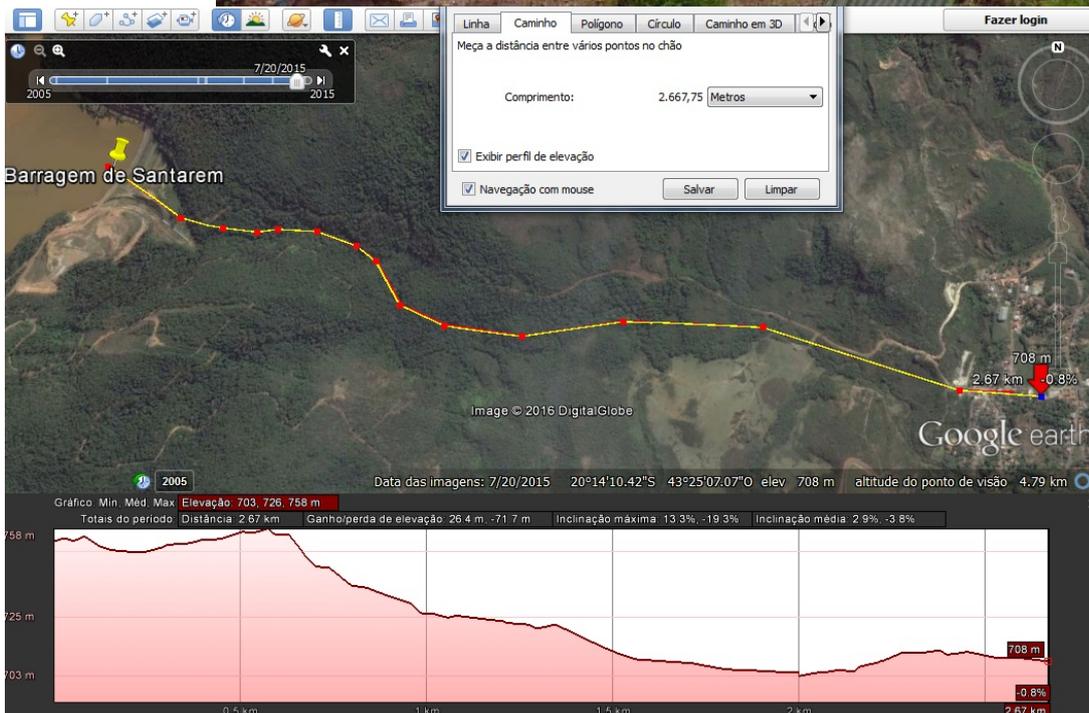
Identificação: **Edificação 20**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Escola / Biblioteca

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,9

Cota: 709,0 **Altura de inundação:** 4m **Distância:** 2.667,75m



Identificação: **Edificação 21**

Tipo de construção: Concreto Armado

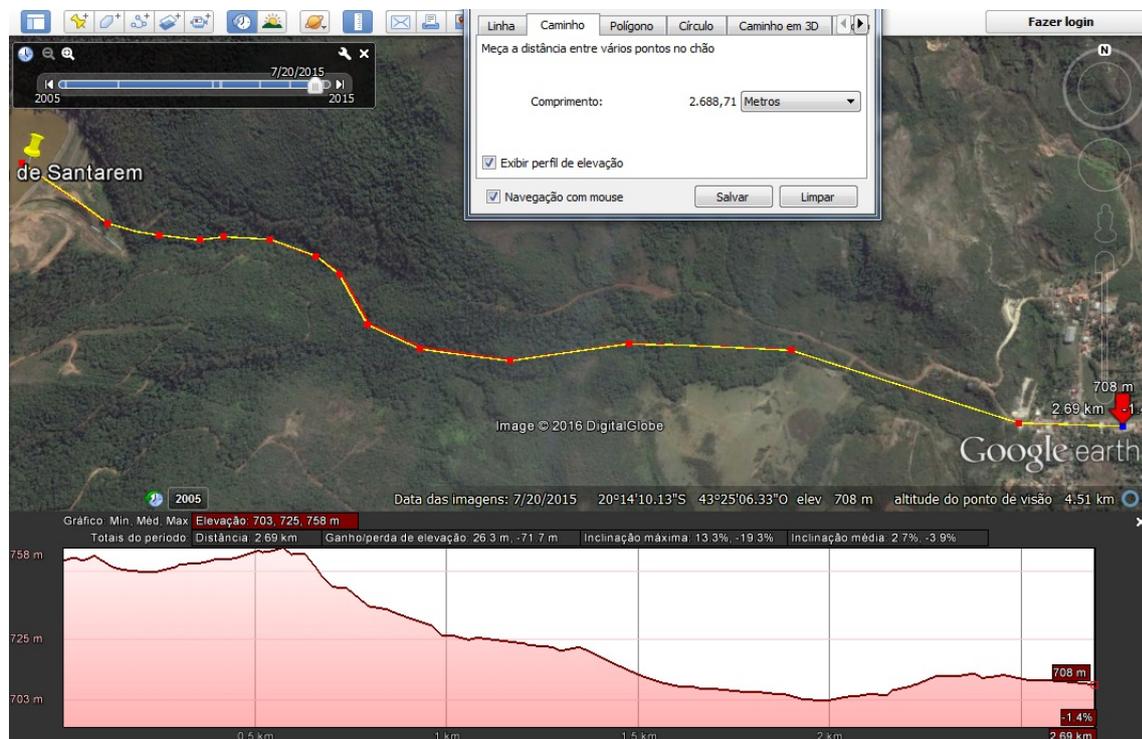
Uso: Escola / Auditório

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 1

Cota: 708,0 **Altura de inundação:** 5m **Distância:** 2.688,71m



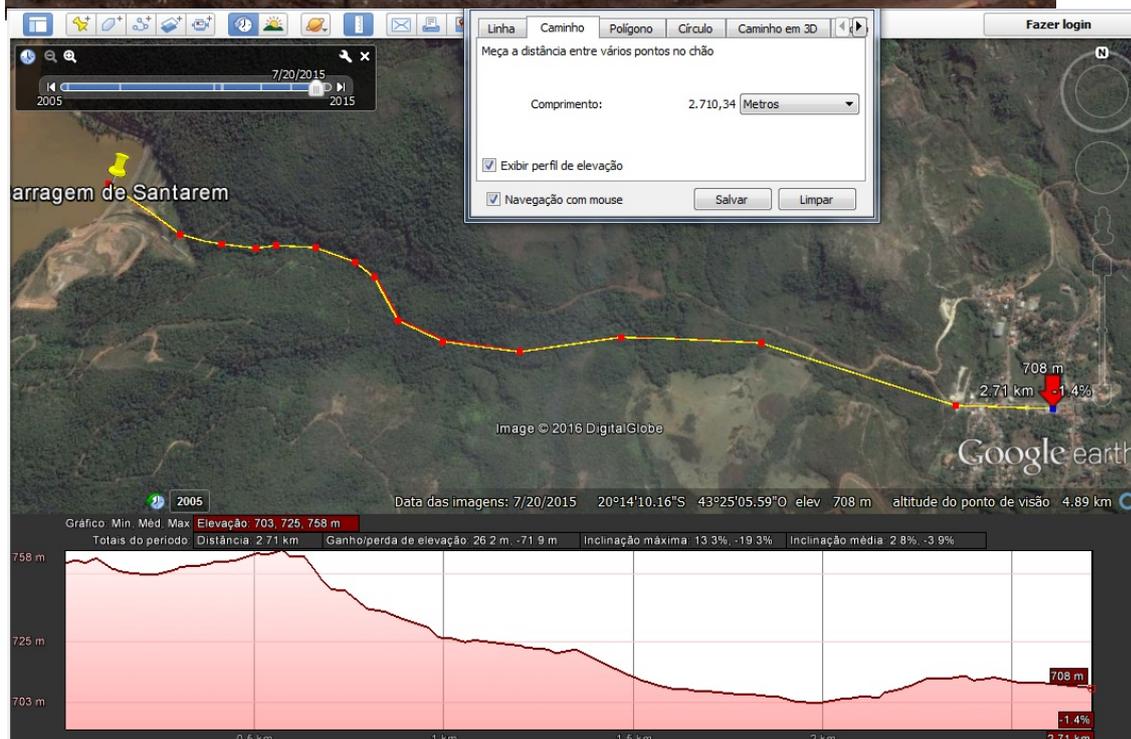
Identificação: **Edificação 22**

Tipo de construção: Concreto Armado **Uso:** Escola

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,9

Cota: 708,0 **Altura de inundação:** 5m **Distância:** 2.710,34m



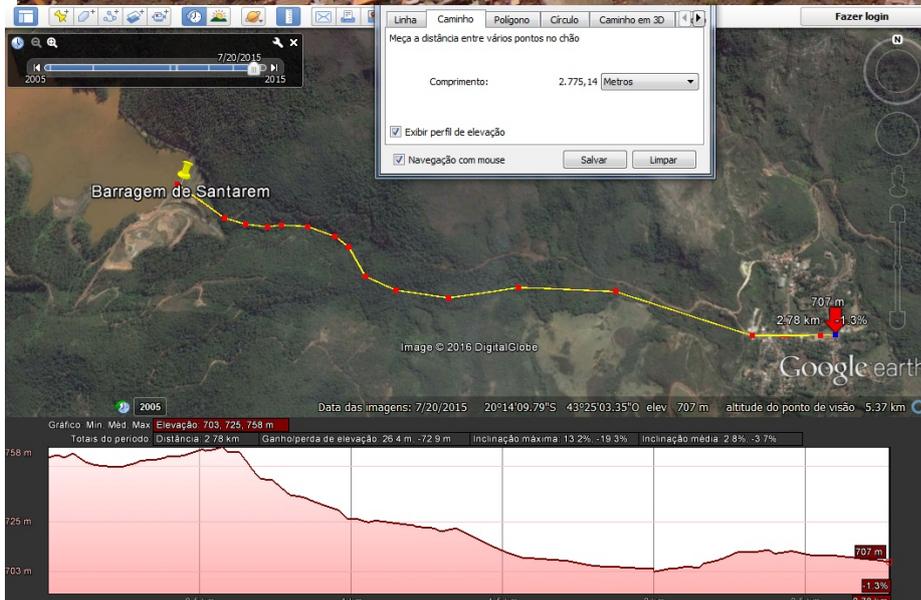
Identificação: **Edificação 23** **02 pavimentos**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Comercial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 1

Cota: 707,0 **Altura de inundação:** 6m **Distância:** 2.775,14m



Identificação: **Edificação 24**

Tipo de construção: Concreto Armado

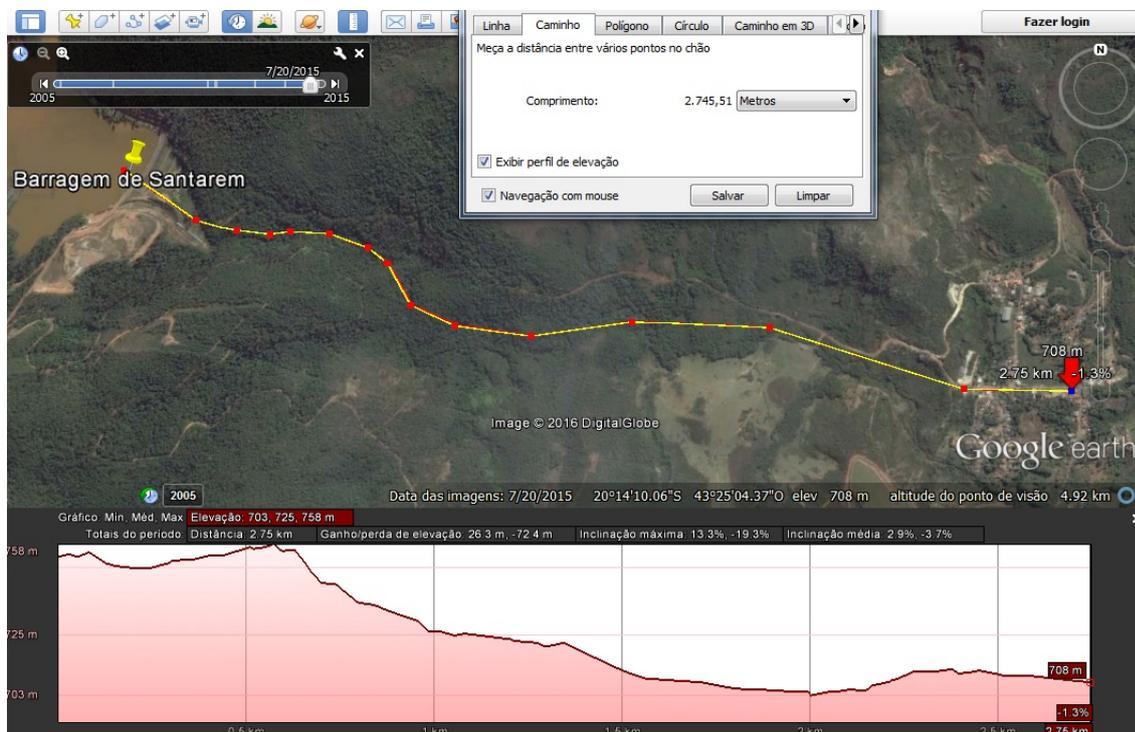
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,7

Cota: 707,0 **Altura de inundação:** 6m **Distância:** 2.745,51m



Identificação: **Edificação 25**

Tipo de construção: Concreto Armado

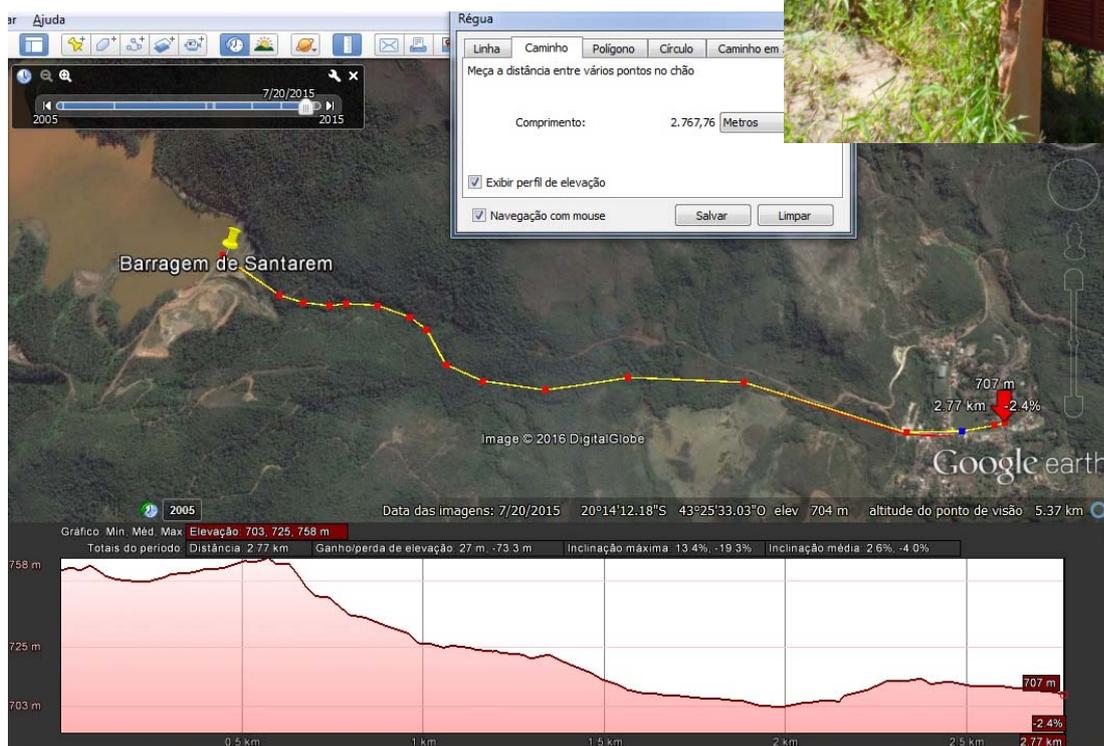
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 1,0

Cota: 707,0 **Altura de inundação:** 6m **Distância:** 2.767,76m



Identificação: **Edificação 26** **02 pavimentos**

Tipo de construção: Concreto Armado

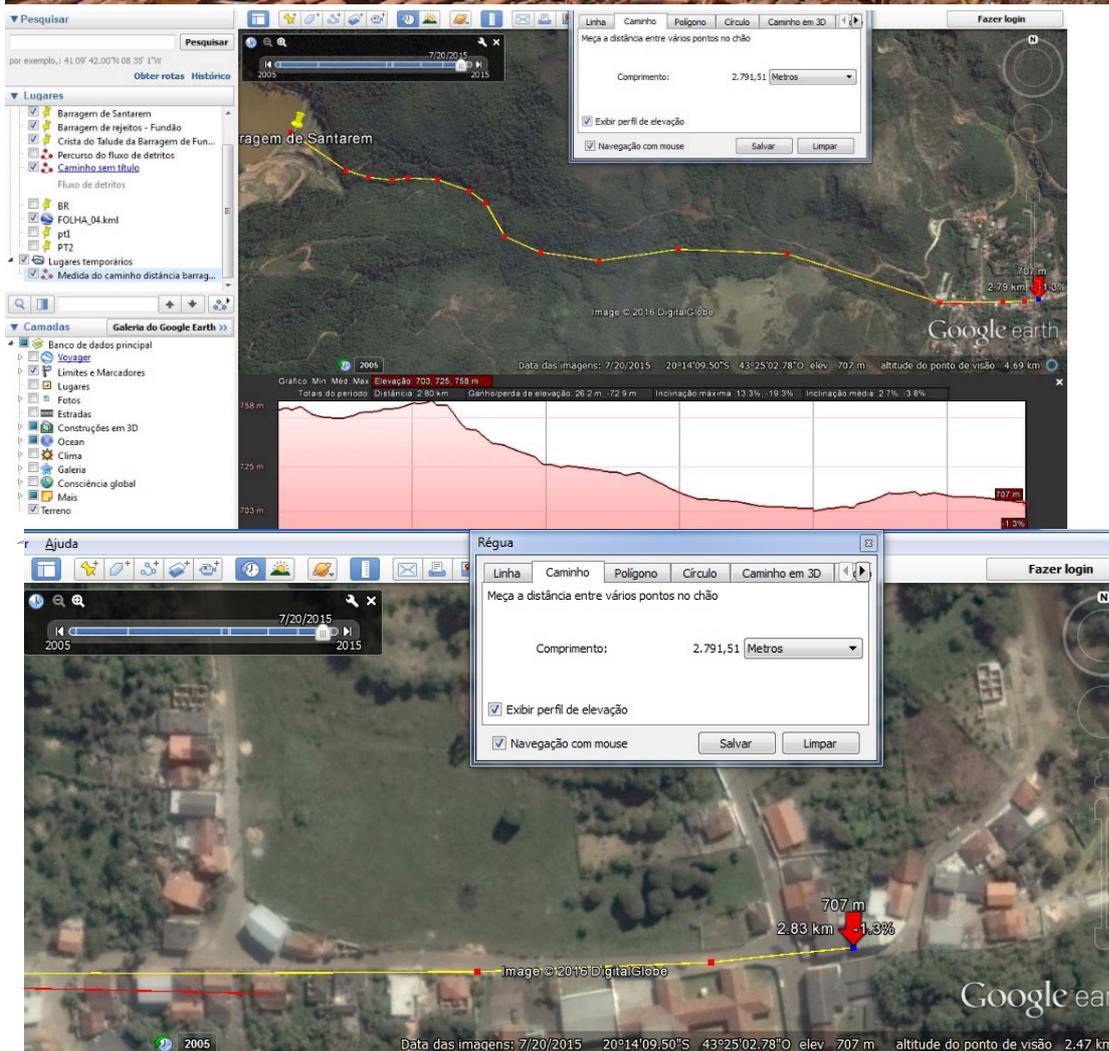
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 1

Cota: 706,0 **Altura de inundação:** 7m **Distância:** 2.791,51m



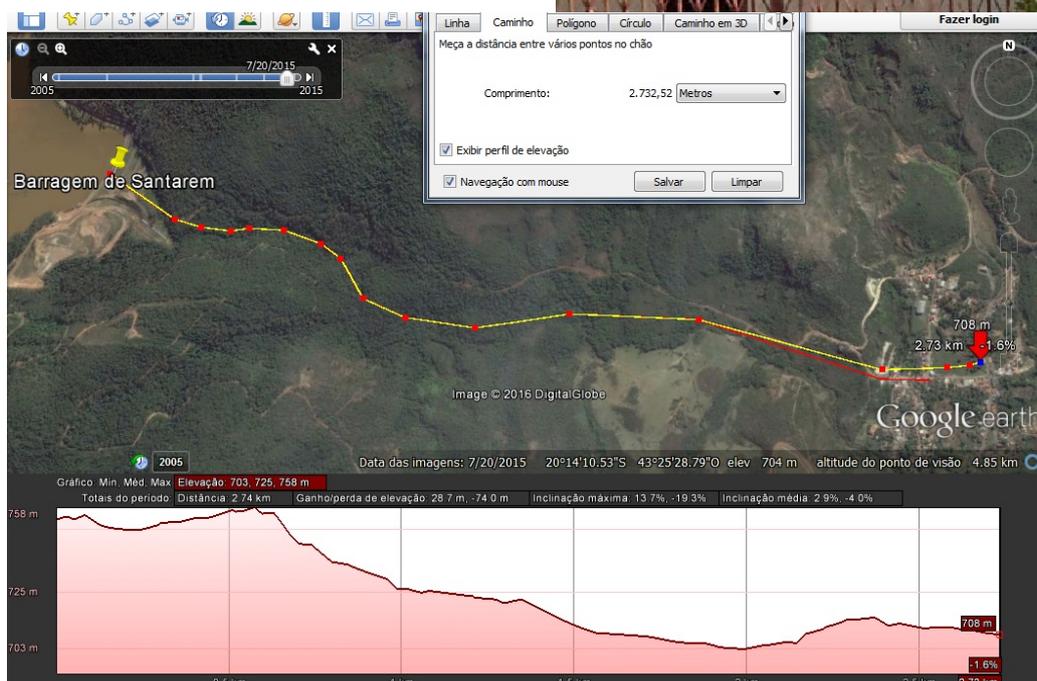
Identificação: **Edificação 27**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 1

Cota: 708,0 **Altura de inundação:** 5m **Distância:** 2.732,52m



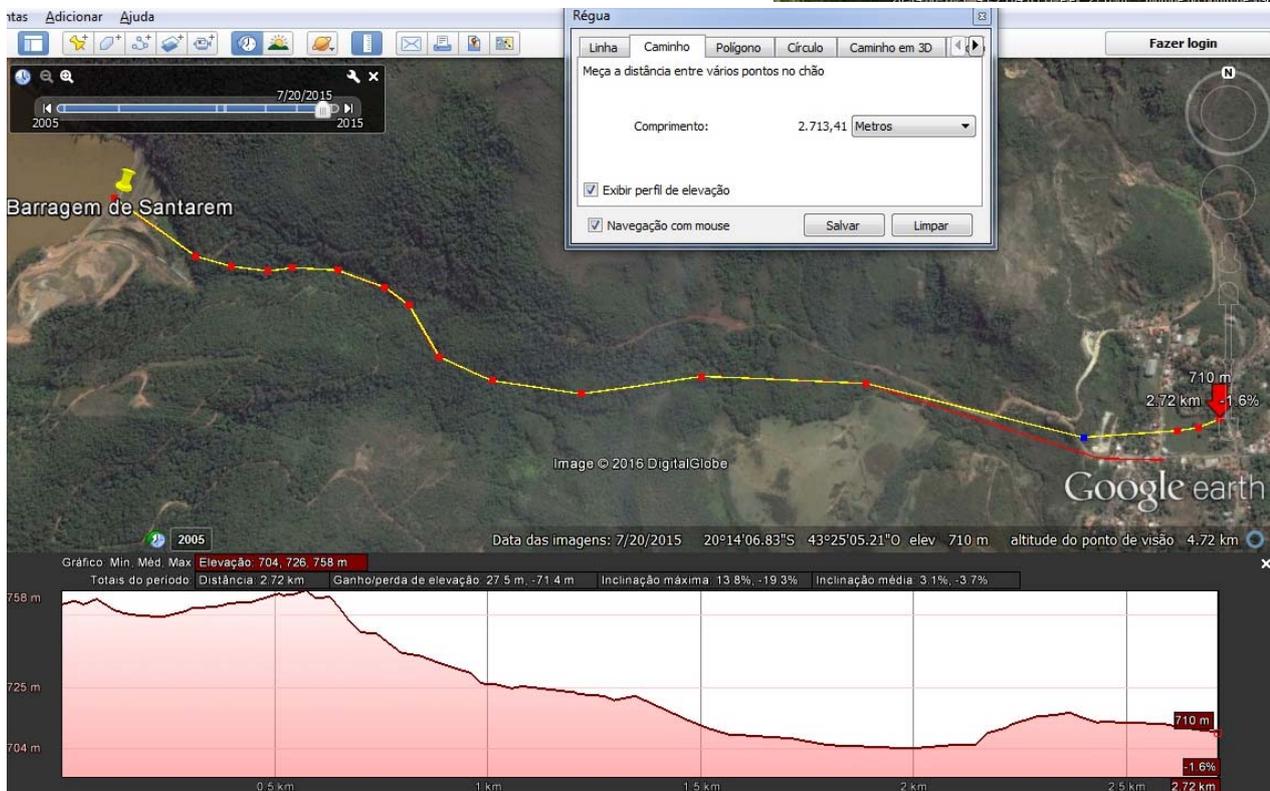
Identificação: **Edificação 28**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 1,0

Cota: 709,0 **Altura de inundação:** 4m **Distância:** 2.713,41m



Identificação: **Edificação 29**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação

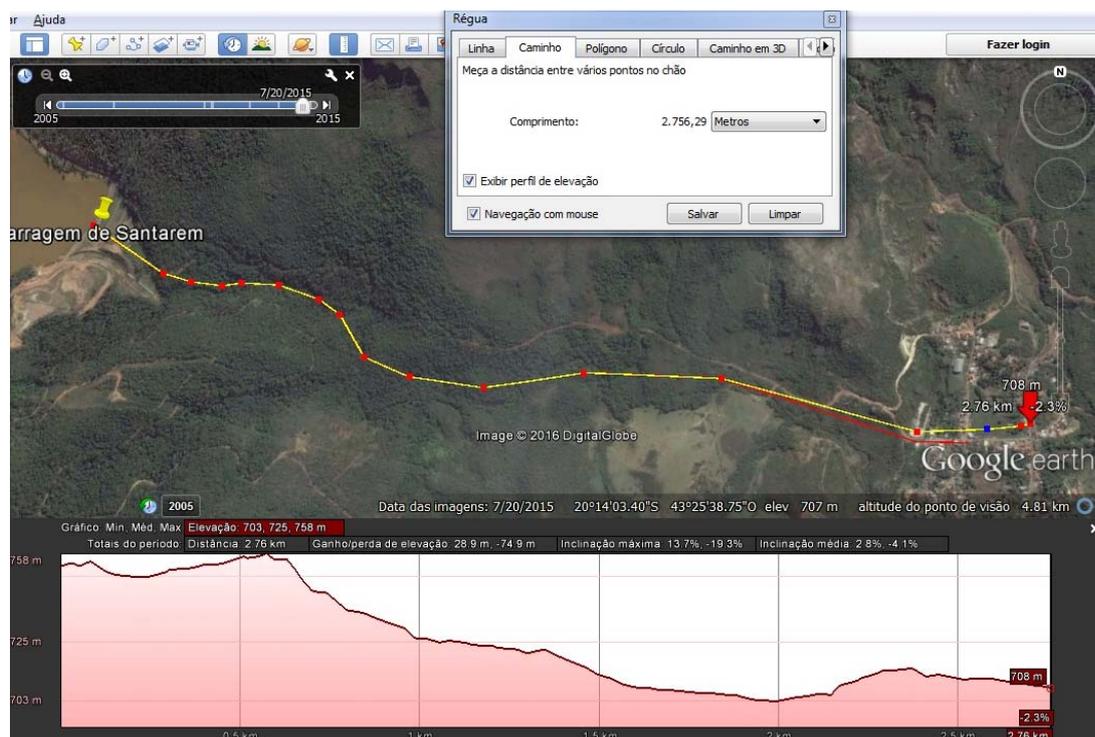
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Deformação e ou deslocamentos da estrutura com perdas de paredes perda de equipamentos

Classe de danos: Intermediário

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,9

Cota: 710,0 **Altura de inundação:** 3m **Distância:** 2.756,29m



Identificação: **Edificação 30**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação

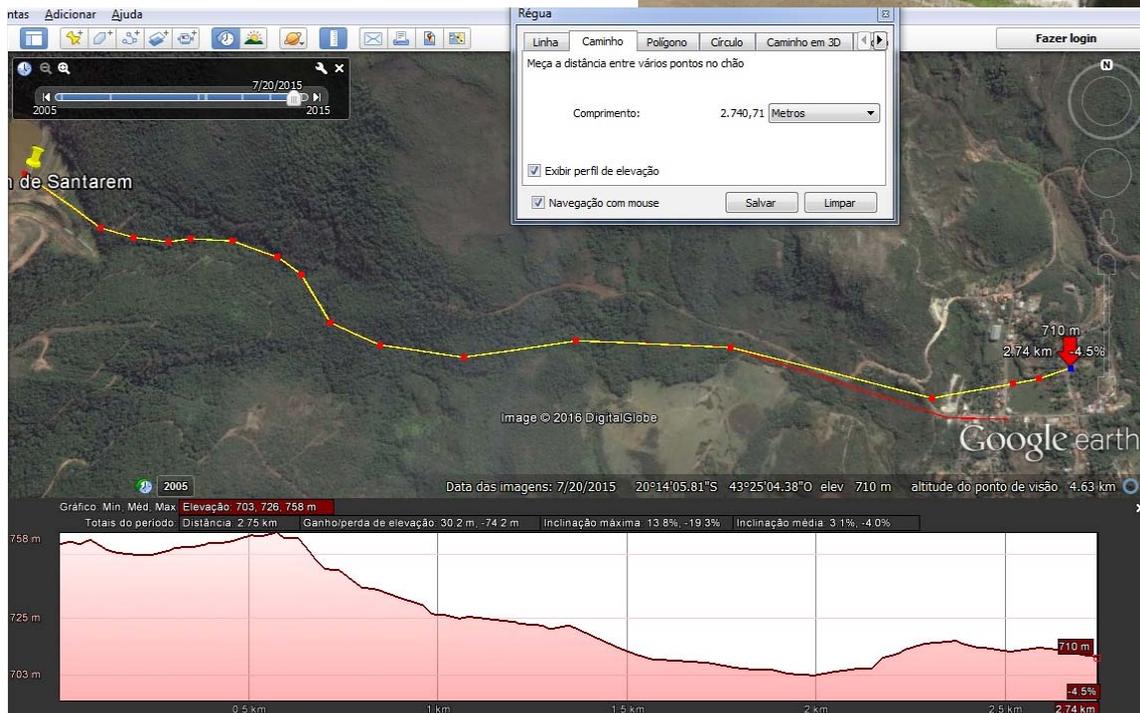
Uso: Residencial

Análise da situação observada: Danos permanentes a estrutura, perdas de parte da estrutura, de paredes e total de equipamentos

Classe de danos: Extensivo

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,8

Cota: 709,0 **Altura de inundação:** 4m **Distância:** 2.740,71m



Identificação: **Edificação 31**

Tipo de construção: Madeira

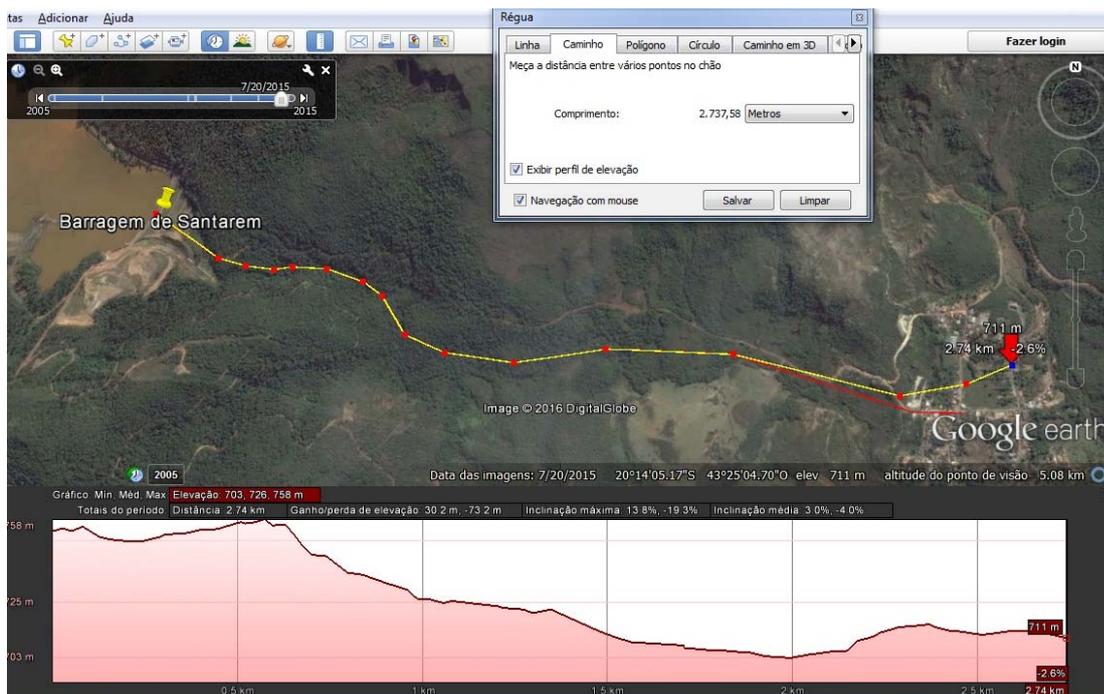
Uso: Comercial

Análise da situação observada: Danos a equipamentos

Classe de danos: Moderado

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,3

Cota: 712 **Altura de inundação:** 1,5m **Distância:** 2.737,58m



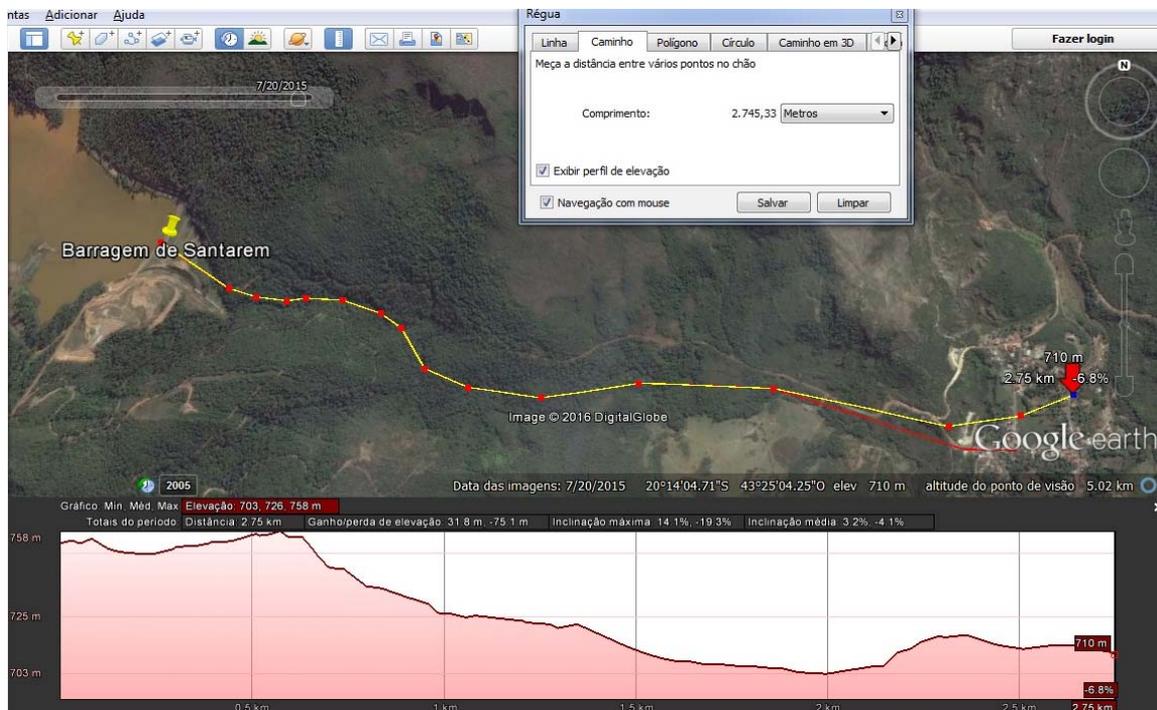
Identificação: **Edificação 32**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Deslocamentos da estrutura e perda de equipamentos

Classe de danos: Intermediário **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,3

Cota: 712,0 **Altura de inundação:** 1,4m **Distância:** 2.745,33m



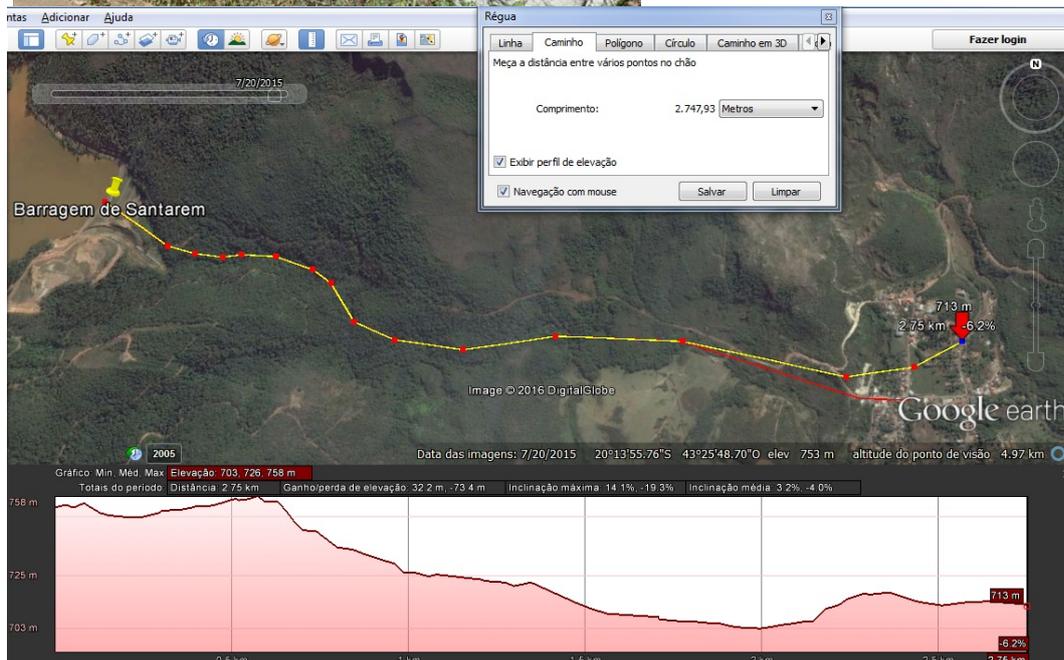
Identificação: **Edificação 33**

Tipo de construção: Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Estruturais graves

Classe de danos: Completo **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,8

Cota: 710,5 **Altura de inundação:** 2,5m **Distância:** 2.747,93m



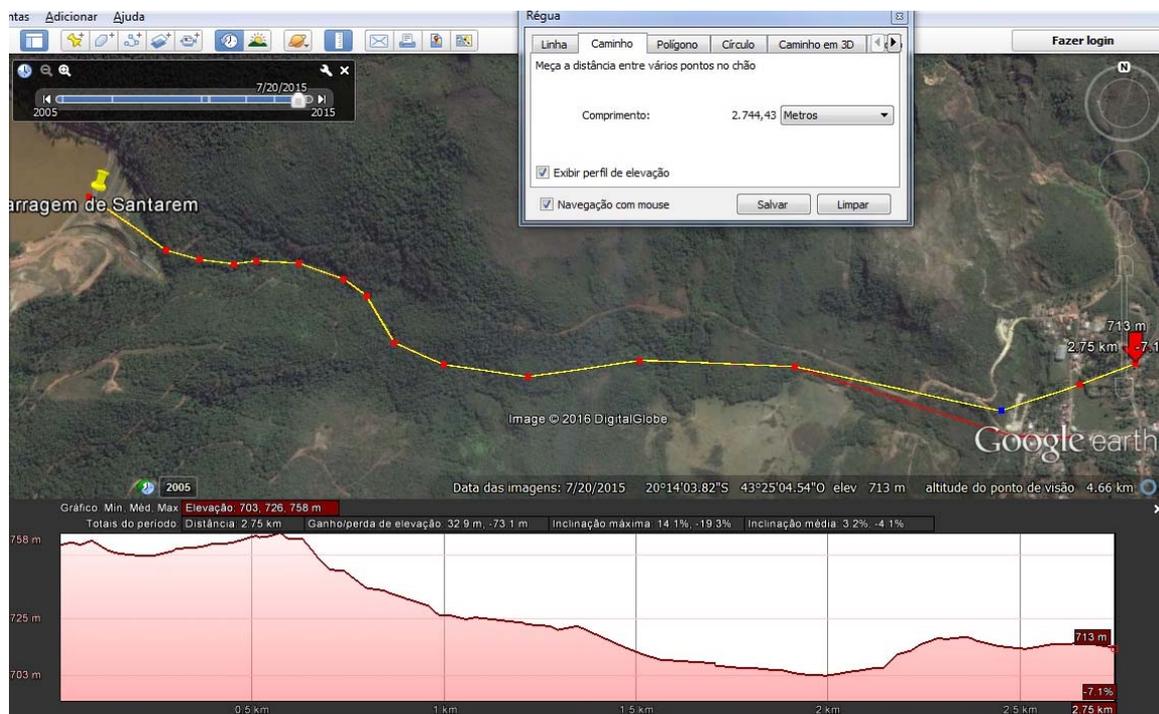
Identificação: **Edificação 34** **02 pavimentos**

Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos leves

Classe de danos: Leve **Valor de vulnerabilidade atribuído:** 0,1

Cota: 712,0 **Altura de inundação:** 1m **Distância:** 2.744,43m



Identificação: **Edificação 35**

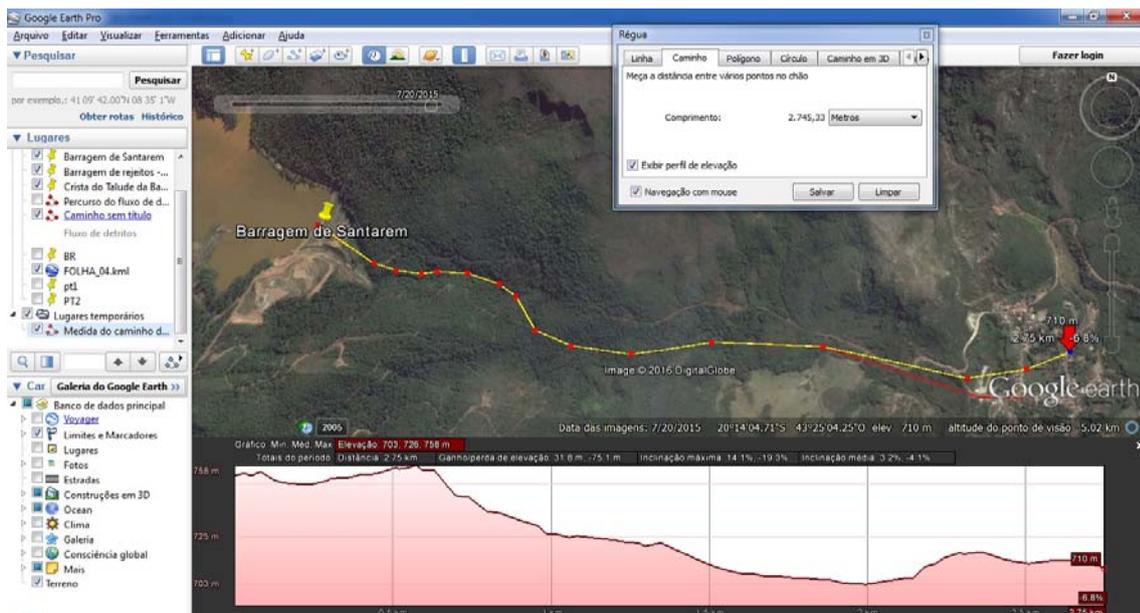
Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos leves e perda de mobiliário

Classe de danos: Leve

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,1

Cota: 712,5 **Altura de inundação:** 0,60m **Distância:** 2.748,95m



Identificação: **Edificação 36**

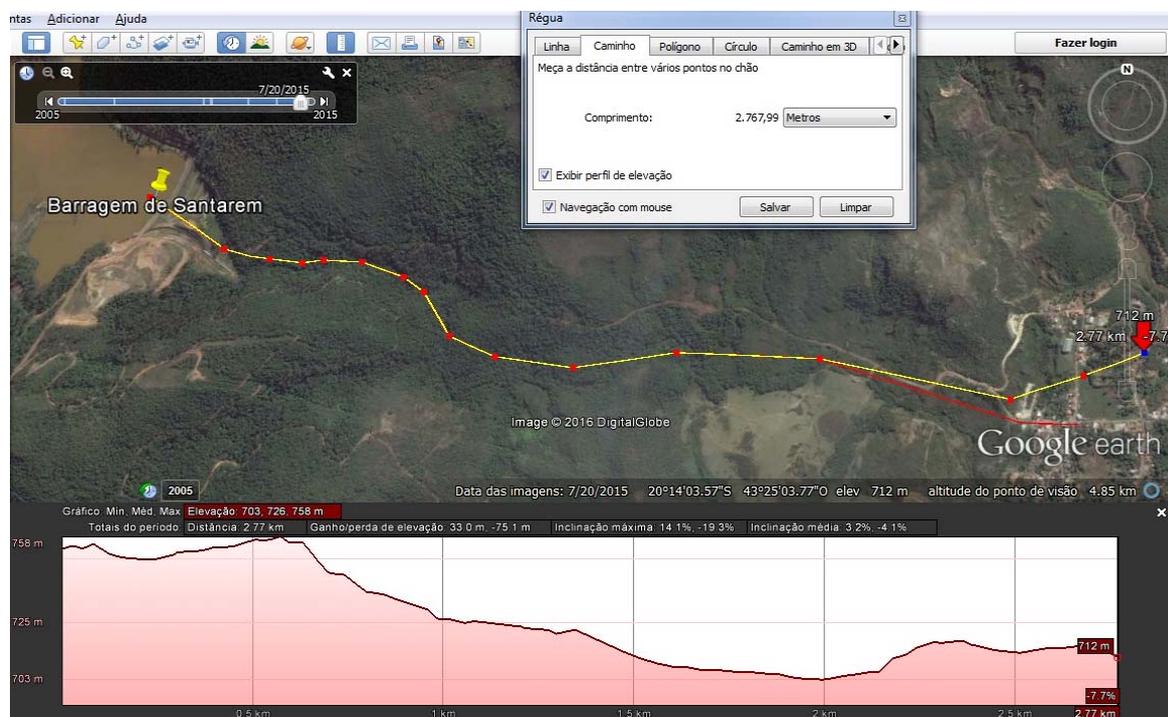
Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos Leves

Classe de danos: Leves

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,1

Cota: 712,5 **Altura de inundação:** 0,5m **Distância:** 2.767,99m



Identificação: **Edificação 37**

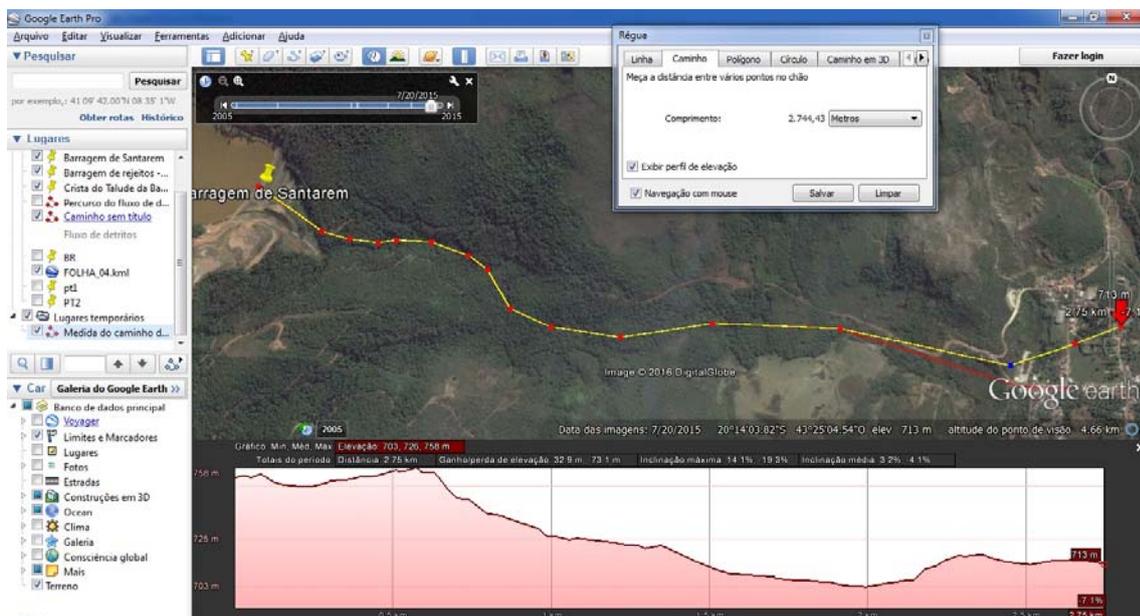
Tipo de construção: Alvenaria Estrutural **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos a estrutura, perdas de paredes e de equipamentos

Classe de danos: Intermediário

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,5

Cota: 711,0 **Altura de inundação:** 2m **Distância:** 2.777,99m



Identificação: **Edificação 38**

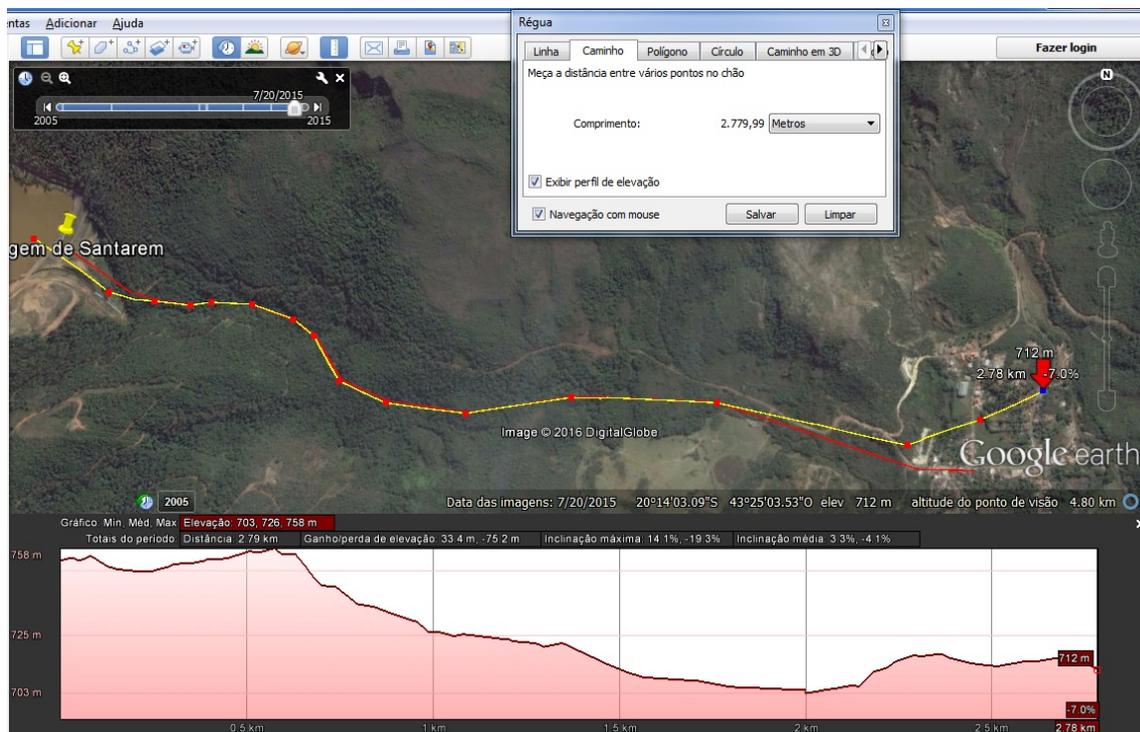
Tipo de construção: Concreto Armado /Alvenaria de vedação **Uso:** Residencial

Análise da situação observada: Danos estruturais com perda de paredes e de equipamentos

Classe de danos: Intermediário

Valor de vulnerabilidade atribuído: 0,5

Cota: 711,5 **Altura de inundação:** 1,5m **Distância:** 2.779,99m



APÊNDICE II

Memorial de cálculo Modelo Kang & Kim (2015)

Cada edificação foi sujeita a uma pressão de impacto específica calculada pela fórmula:

$$P_t = \left(\frac{1}{2}\right) \rho_{df} g h + \rho_{df} v^2 \quad (\text{kPa})$$

ρ_{df} : é a densidade média do material

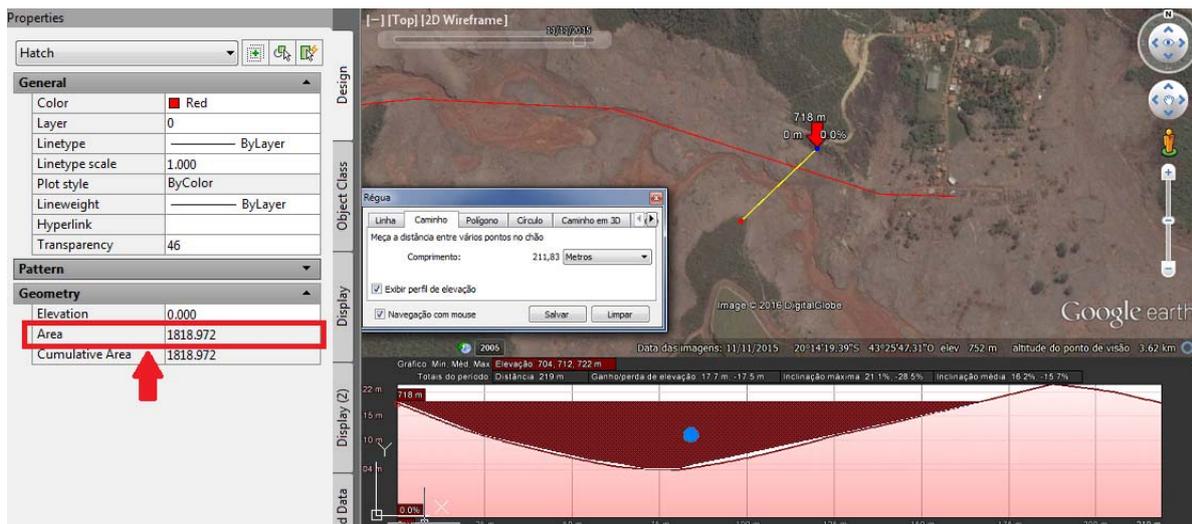
v: é a velocidade do fluxo,

h: profundidade de fluxo (em cada edificação)

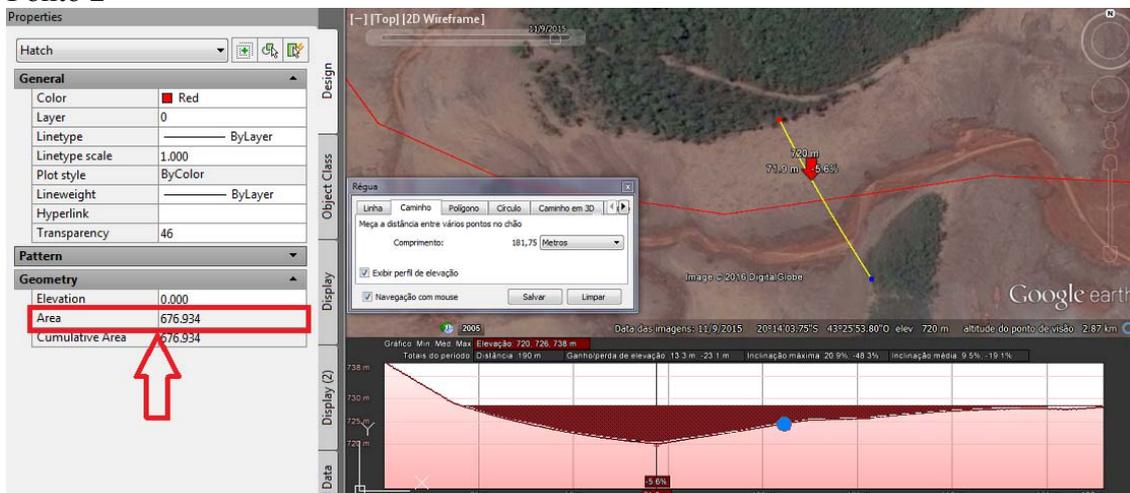
g: aceleração da gravidade

Cálculo da vazão de pico a partir do volume: $V = A \times h$

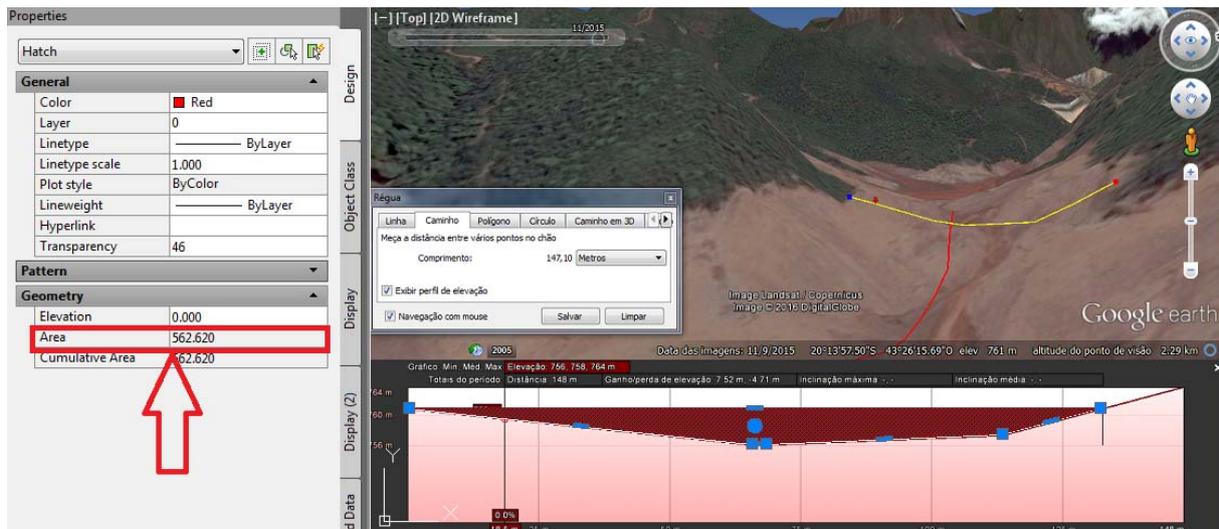
Ponto 1



Ponto 2



Ponto 3



Inclinação S:

L= 2801,12m (à partir de Santarém)

$$v = 2,1 \cdot Q_p^{0,33} \cdot S^{0,33}$$

ΔH = cota da barragem de Santarém = 757

Cota média em Bento Rodrigues = 700

$$Q_p = 0,1 \cdot V^{0,833}$$

S = 57 / 2801,12 S=0,02035

Local	h altura média (m)	Área canal (m ²)
Ponto 1	3,54	561,86
Ponto 2	4,44	676,93
Ponto 3	8,85	1.818,97
Média	5,61	1.019,25
Volume total	5.719,37	m³
Vazão pico Qp =	134,86	m³/s
Velocidade =	2,93	m/s

m/seg	2,93
m/min	175,81
Km/h	10,55

Determinação da densidade média do material

Determinação do teor de umidade						
Cápsula	peso cap (g)	cap+solo úmid (g)	cap+solo seco (g)	Água (g)	Solo seco (g)	h (%)
4	21,29	72,07	71,49	0,58	50,2	1,16
5	27,84	46,83	46,64	0,19	18,8	1,01
6	28,96	57,54	57,24	0,3	28,28	1,06
Média						1,08

Massas das cápsulas



Massas das cápsulas com solo úmido



Massas das cápsulas com solo seco



Determinação da densidade das partículas sólidas - picnômetro					
n°	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	p2 - p1
ensaio	Peso pic	Peso pic + solo seco	Peso pic cheio + solo	Peso pic cheio	(p4-p1) - (p3-p2)
1	124,06	199,02	656,47	606,7	2,976
2	124,11	198,78	656,2	606,23	3,023
3	103,11	178,05	641,97	593,54	2,827
4	102,92	177,89	645,57	594,38	3,153
5	29,13	40,19	93,204	85,801	3,024
				média geral	3,00
* a diferença entre duas não pode diferir mais que 0,009g					
média dois ensaios com diferença menor que 0,009g					3,024



Determinação do índice de vazios pela massa aparente			
massas	peso (g)	volumes	quant. (ml)
Mi	9,356	Vi	150
Mf	10,251	Vf	156
parafina	0,895	Vt	6
teor de umidade (%)	1,08		
massa de água	0,101		
massa do solo seco	9,255		
Massa aparente = $\frac{\text{Massa solo seco}}{\text{Volume do solo}}$		$\gamma_s = 1,543$	
$e = \frac{G_s}{\gamma_s} - 1$		$G_s = 3,0124$	
		$e = 0,953$	

Determinação do índice de vazios com amostra			
massas	peso (g)	dimensões	valores
Anel	50,84	área anel (cm ²)	19,63
Anel + solo úmido	111,98	altura (cm)	2,00
solo úmido	61,14	volume (cm ³)	39,27
teor de umidade (%)	1,08		
massa de água	0,658		
massa do solo seco	60,482		
$\gamma_s = \frac{\gamma_g}{(1+e)}$		$\gamma_s = 1,540$	
$e = \frac{G_s}{\gamma_s} - 1$		$G_s = 3,0124$	
		$e = 0,956$	
		Média	0,95



Determinação da densidade da lama método de transformação massa unitária em volume		
Proporção de materiais e massas	quantidade	unidade
altura do portal	2,10	m
distância entre a base do portal e o topo do material depositado	1,60	m
diferença de altura (altura de material depositado)	0,50	m
comprimento entre o material depositado e a mancha de inundação	0,14	m
Volume de material depositado	0,50	m
Volume de água entre mat. Dep e mancha	0,14	m ³
Volume total da lama depositada	0,64	m ³
massa unitária	1,540	g/cm ³
massa específica	3,0124	g/cm ³
volume sólidos até 0,50m	0,256	m ³
volume de vazios até 0,50m	0,244	m ³
Proporção de solo + umidade + vazios	78,125	%
Proporção de água	21,875	%
massa de água total	0,384	T
massa de sólidos total	0,770	T
massa total da lama	1,154	T
Densidade total γ lama	1,804	T/m³, g/cm³

Determinação da densidade da lama pelo diagrama de fases				
cubo de 100x100x50cm de sólidos			água	14cm
volume do cubo de sólidos	500.000,00	cm ³	sólidos	50cm
massa aparente	1,54	g/cm ³		
massa total do cubo com vazios	770,00	kg		
massa específica real	3,01	g/cm ³		
massa total do cubo sem vazios	1.505,00	kg		
Massa ou Volume de vazios	735,00			
Massa de água dos 14cm de água	140,00	kg		
Total de água para o cubo 100x100x64cm	875,00	kg		
Massa total da lama	1.645,00	kg		
quant. água em relação ao volume total	53,19%			
quant. sólidos x volume total	46,81%			
γ água X % água	0,53	g/cm ³		
Gs X % sólidos	1,41	g/cm ³		
Densidade da lama	1,941	g/cm³		

Determinação densidade da lama método sólidos dispersos na água		
Massa de sólidos	500,00	g
quant. água em relação ao volume total	53%	
massa de água para a mistura	265,96	g
massa da cápsula	20,23	g
volume cápsula	123,06	cm ³
cápsula + lama (sólidos dispersos)	259,65	g
massa lama (sólidos dispersos na água)	239,42	g
Densidade da lama	1,946	g/cm³