

地下水流出の到達時間と土層の粘着力に着目した崩壊発生解析法

2017 年 1 月

秋山 怜子

地下水流出の到達時間と土層の粘着力に着目した崩壊発生解析法

筑波大学大学院

生命環境科学研究科

持続環境学専攻

博士(環境学)学位論文

秋山 怜子

要 旨

近年、土砂災害発生件数は増加傾向にあり、例年人的被害が発生している状況にある。土砂災害予測手法は、昭和 50 年代以降盛んに検討されてきており、力学的な安定条件に基づき崩壊発生の予測を試みる研究も多い。これらの研究では、地形計測技術や計算処理能力の向上もあり、パラメータの調整により実際の崩壊事例について概ね再現できることが示されている。しかし、発生・非発生の空間分布や発生時刻について評価されることはあっても、崩壊時の降雨と場の相互関係に着目した研究は少なく、場の条件から崩壊発生条件となる降雨量を推定する手法や、実際に発生した崩壊について降雨の状況から発生時の力学条件を解析する手法は見当たらない。

そこで本研究は、地下水流出の到達時間と土層の粘着力に着目して崩壊発生条件を降雨の条件と場の条件の相互関係として示し、実際の崩壊事例にその関係を適用した崩壊発生解析法を示すことを目的とした。最初に、無限長斜面上の 1 層の表層と基岩面の境界をすべり面とする表層崩壊の発生条件を示す安全率 F_s を、今泉ら(2009)を参考に土の粘着力項 F_c と地下水深項 F_w の和で示した。これに対して、本研究では、 F_c を無次元量 F_{cc} と $\tan I / \tan \phi$ の積で示し、 $F_s = 1.0$ について、 F_{cc} は F_w の関数であると同時に、土の粘着力 c と土層厚 D の比に支配された崩壊発生領域を示す無次元パラメータであることを示した。次に、地下水流出の到達時間に着目した平野ら(1986)による崩壊発生限界雨量の推定手法をもとに、降雨と到達時間の関係から $h/D = 1.0$ となる崩壊発生条件を場の条件と降雨の条件の関係として示した。

この関係をもとに、近年発生した崩壊 5 事例について、既存の崩壊地判読結果及び災害報告を参照し、崩壊発生時の降雨量及び斜面勾配、崩壊深などの場の条件から、崩壊発生時の h/D を推定した。その結果、降雨量及び場の条件のそれぞれから推定した h/D が矛盾しておらず、無次元量 F_{cc} と一連の解析法により、崩壊時の力学条件を支配する h/D の推定が可能であることを示した。さらに、3 事例については逆推定で得られた土の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を適用した再現計算を実施し、本研究で示した崩壊発生モデルによる崩壊発生位置と時刻の再現性について評価した。その結果、実際の崩壊地から解析的に推定される最大程度の c を適用したケースでは、崩壊地については、崩壊発生位置、崩壊時の h/D 及び概ねの時刻を再現できることが確認できた。ただし、非崩壊地については必ずしも良い再現性は得られず、非崩壊地に対する土層厚の推定手法に課題が残る結果となった。

以上より、本研究で示した地下水流出の到達時間と土の粘着力に着目した表層崩壊発生条件は、実際の崩壊発生事例に適用しても矛盾のない結果が得られ、このモデルに基づく解析法が崩壊発生事例に対する力学的評価に適用可能性があることを示した。

目 次

第1章 序論.....	1
第2章 表層崩壊発生モデル.....	6
2.1 緒言	6
2.2 表層崩壊発生場における地下水深の支配特性	7
2.3 斜面における地下水深の時間変化	15
2.4 降雨の時間変化を取り入れた崩壊発生時刻と場所の条件推定.....	29
2.5 結語	34
第3章 近年の表層崩壊事例に対する崩壊発生条件の解析.....	35
3.1 緒言	35
3.2 対象とする事例	36
3.2.1 事例の概要.....	36
3.2.2 降雨の整理.....	48
3.2.3 検討に用いる基礎データ.....	53
3.3 崩壊事例の降雨と到達時間	58
3.3.1 到達時間内の雨量と崩壊発生時の地下水深.....	58
3.3.2 崩壊発生位置からみた到達時間.....	65
3.4 崩壊発生時の地下水深	82
3.4.1 崩壊地における土層厚と斜面勾配の関係.....	83
3.4.2 崩壊発生時の地下水深の推定.....	94
3.5 結語	100
第4章 表層崩壊発生モデルによる再現計算.....	101
4.1 緒言	101
4.2 計算方法及び計算条件	102
4.3 計算結果	104
4.4 考察	110
4.4.1 崩壊発生位置と地下水深の再現性.....	110
4.4.2 崩壊発生時刻の再現性.....	111
4.5 結語	115
第5章 結論.....	116
引用文献.....	119

表 目 次

表 1.1	2010 年(平成 22 年)以降に発生した主な土砂災害	1
表 2.1	土壌雨量指数に採用するタンクモデルのパラメータ	27
表 2.2	各タンクの貯留高による到達時間及び各タンクへの重み	28
表 3.1	対象とする土砂災害と崩壊発生状況	37
表 3.2	降雨継続時間及び平均降雨強度	49
表 3.3	災害発生推定時刻までの累加雨量及び平均降雨強度	49
表 3.4	既往資料に基づく崩壊事例の基礎データ	54
表 3.5	使用した崩壊地データ(判読結果)	54
表 3.6	使用した降雨データ諸元	58
表 3.7	過去の災害発生・非発生降雨から推定した到達時間と到達時間内雨量	63
表 3.8	到達時間内の総雨量から推定した h/D	64
表 3.9	尾根からの距離の計測方法	66
表 3.10	尾根からの距離の累積頻度分布	70
表 3.11	尾根からの距離の比較	75
表 3.12	逆算した飽和透水係数と透水試験結果の比較	80
表 3.13	崩壊地の勾配計測方法	83
表 3.14	小流域を代表する c の推定(防府)	89
表 3.15	小流域を代表する c の推定(山口北部)	92
表 3.16	崩壊地の F_{cc0} の算出条件($h/D=1.0$)	94
表 3.17	土層厚と斜面勾配の組み合わせ	94
表 3.18	崩壊地の $F_{cc0}(h/D=1.0$ を想定)	95
表 3.19	h/D の比較	99
表 4.1	計算条件	102
表 4.2	計算ケース	102
表 4.3	計算地下水深の算出条件	112

図 目 次

図 1.1	1982 年(昭和 57 年)以降の豪雨による土砂災害発生件数	1
図 1.2	基岩面をすべり面とした斜面崩壊の模式図	4
図 2.1	本研究における表層崩壊斜面	7
図 2.2	$\tan I / \tan \phi$ による F_{cc} の崩壊発生領域	11
図 2.3	$F_s=1.0$ についての F_w と F_{cc} の関係	11
図 2.4	斜面勾配による土層厚の崩壊発生領域	13
図 2.5	$F_s=1.0$ における土層厚比 D_c/D と h/D の関係	13
図 2.6	土層厚の増減と降雨発生頻度の関係の模式図	14
図 2.7	一次元の斜面モデル	17
図 2.8	Kinematic Wave における地下水深, 距離, 時間の関係($r_s = \text{一定}$)	18
図 2.9	飽和側方流のみの場合と鉛直一次元浸透流のみの場合の地下水深の比較	20
図 2.10	Rosso <i>et al.</i> (2006)による斜面モデル	22
図 2.11	Kinematic Wave 及び Rosso <i>et al.</i> (2006)の地下水深の比	23
図 2.12	1 段タンクモデルのパラメータ	24
図 2.13	3 段タンクモデルのパラメータ	24
図 2.14	idH-SLIDER 法の崩壊発生判定手法	29
図 2.15	斜面上の地下水深, 距離, 時間の関係	31
図 2.16	平野ら(1986)の崩壊発生条件推定手法	32
図 3.1	対象とする災害発生位置図	36
図 3.2	災害発生位置図(防府; 本研究で対象とする釧川左支川)	39
図 3.3	災害発生時のハイトグラフ(気象庁防府)	39
図 3.4	災害発生位置図(庄原; 篠堂川流域)	40
図 3.5	災害発生時のハイトグラフ(気象庁庄原)	41
図 3.6	災害発生時のハイトグラフ(広島県大戸)	41
図 3.7	主な災害発生位置図(阿蘇)	43
図 3.8	災害発生時のハイトグラフ(気象庁阿蘇乙姫)	43
図 3.9	災害発生位置図(山口北部; 本研究で対象とする押谷地区)	45
図 3.10	災害発生時のハイトグラフ(気象庁須佐)	45
図 3.11	災害発生位置図(伊豆大島; 本研究で対象とする大金沢流域他)	47
図 3.12	災害発生時のハイトグラフ(気象庁大島)	47
図 3.13	雨量観測所位置図(防府)	50
図 3.14	雨量観測所位置図(庄原)	50
図 3.15	雨量観測所位置図(阿蘇)	51
図 3.16	雨量観測所位置図(山口北部)	51
図 3.17	雨量観測所位置図(伊豆大島)	52
図 3.18	土層厚分布の推定手法(山口北部の例)	55
図 3.19	土層厚分布及び簡易貫入試験実施点(防府)	56

図 3.20	土層厚分布及び簡易貫入試験実施点(山口北部)	56
図 3.21	伊豆大島における大金沢周辺の崩壊範囲	57
図 3.22	災害発生・非発生降雨時の最大 N 時間雨量	59
図 3.23	1993 年 8 月 2 日の災害発生時のハイエトグラフ(気象庁防府)	60
図 3.24	対象箇所の過去の崩壊発生状況(防府)	60
図 3.25	1983 年 7 月 20~23 日の災害発生時のハイエトグラフ(気象庁須佐)	62
図 3.26	対象箇所の過去の崩壊発生状況(山口北部)	62
図 3.27	崩壊地判読結果による崩壊地の尾根からの距離の計測例(山口北部)	66
図 3.28	小流域のグリッドと崩壊地の関係(山口北部の小流域の例)	67
図 3.29	D-infinity 法における斜面勾配及び斜面方向	68
図 3.30	D-infinity 法における斜面方向に対する重み	69
図 3.31	尾根からの距離の累積頻度分布	70
図 3.32	縦断図作成領域	71
図 3.33	尾根から崩壊地源頭までの縦断図(阿蘇)	72
図 3.34	尾根から崩壊地源頭までの縦断図(山口北部)	73
図 3.35	異なる計測手法による尾根からの距離の比較	74
図 3.36	尾根からの距離の累積頻度分布(全斜面グリッドと崩壊地源頭部)	76
図 3.37	小流域における崩壊グリッドの斜面勾配及び尾根からの距離の累積頻度分布	79
図 3.38	小流域における崩壊グリッドにおいて逆算した飽和透水係数と到達時間の累積頻度分布	80
図 3.39	崩壊地の斜面勾配の累積頻度分布	84
図 3.40	小流域における斜面勾配及び土層厚の累積頻度分布(防府)	85
図 3.41	小流域における斜面勾配及び土層厚の累積頻度分布(山口北部)	86
図 3.42	小流域における斜面勾配の累積頻度分布(伊豆大島)	87
図 3.43	適合する崩壊グリッドが最多となる c の推定(防府)	88
図 3.44	小流域を代表する c の推定(防府)	89
図 3.45	$c=3.4\text{kN/m}^2$ とした場合に $h/D=1.0$ においても $F_s>1.0$ となる崩壊グリッド	91
図 3.46	小流域における崩壊状況(2014 年撮影)	91
図 3.47	適合する崩壊グリッドが最多となる c の推定(山口北部)	92
図 3.48	小流域を代表する c の推定(山口北部)	93
図 3.49	$c=3.2\text{kN/m}^2$ とした場合に $h/D=1.0$ においても $F_s>1.0$ となる崩壊グリッド	93
図 3.50	F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (防府)	96
図 3.51	F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (山口北部)	96
図 3.52	F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (伊豆大島)	97
図 3.53	F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (庄原・阿蘇)	97
図 3.54	崩壊地における場の条件から推定した h/D の空間分布(防府)	98
図 3.55	崩壊地における場の条件から推定した h/D の空間分布(山口北部)	98
図 4.1	伊豆大島の崩壊地勾配の頻度分布と D_c	103
図 4.2	逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (防府)	105
図 4.3	崩壊判定グリッドの時間変化(防府)	105

図 4.4	逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (山口北部)	107
図 4.5	崩壊判定グリッドの時間変化(山口北部)	107
図 4.6	逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (伊豆大島)	109
図 4.7	崩壊判定グリッドの時間変化(伊豆大島)	109
図 4.8	タンクモデルパラメータ α と対象流域における崩壊グリッドの α の関係	111
図 4.9	災害発生・非発生降雨時の Rosso <i>et al.</i> (2006)による計算水深と土壌雨量指数の比較	113
図 4.10	崩壊事例の降雨中における到達時間の変化	114
図 4.11	崩壊事例の降雨中におけるタンクの貯留高の変化	114

第1章 序論

国土の約7割が山地であり、年間降水量は約1,800 mmと世界平均の970 mmを上回る我が国では、年間600～1500件の土砂災害が発生している(国土交通省, 2015)。これらの土砂災害には、地震や融雪によって発生する災害も含まれるが、多くは豪雨によるものである(表 1.1)。沼本ら(1999)によると、近年土砂災害による犠牲者(死者・行方不明者)が減少傾向にあるものの、2013年伊豆大島豪雨では39名、2014年広島北部豪雨で74名の死者・行方不明者が発生しており((一財)砂防・地すべり技術センター, 2015)、依然土砂災害による犠牲者は多い。さらに、気候変動監視レポート2015(気象庁, 2016)によると、全国51地点における日降水量100 mm以上及び200 mm以上の年間日数は近年増加傾向にあり、豪雨による土砂災害も増加することを示唆している。毎年刊行される「土砂災害の実態」((一財)砂防・地すべり技術センター, 1983～2015)をもとに、1982年(昭和57年)以降の土砂災害発生件数について降雨に起因する土砂災害発生件数のみを整理すると、1986年～1990年の5年間の平均が638件であるのに対し、2010年～2014年の5年間では1,006件と、実際に近年の増加傾向が認められる(図 1.1)。

表 1.1 2010年(平成22年)以降に発生した主な土砂災害

年	年間発生件数		主な災害	
	全土砂災害	豪雨による土砂災害 ^{*1}	年月日	場所
2010年(平成22年)	1,128	1,008	2010年7月16日	広島県庄原市
2011年(平成23年)	1,422	1,237	2011年9月3-4日	奈良県十津川村, 和歌山県那智勝浦市
2012年(平成24年)	837	763	2012年7月12日	熊本県阿蘇市・南阿蘇村
2013年(平成25年)	941	908	2013年7月28日	山口県萩市 他
			2013年10月16日	東京都大島町
2014年(平成26年)	1,184	1,114	2014年7月9日	長野県南木曽町
			2014年8月20日	広島県広島市安佐南区, 安佐北区
2015年(平成27年)	788	— ^{*2}	2015年9月10日	栃木県日光市芹沢地区

※1 毎年定期発行される「土砂災害の実態」((一財)砂防・地すべり技術センター)より再集計した値

※2 2016年11月現在「土砂災害の実態」((一財)砂防・地すべり技術センター)が発行されていないため未集計

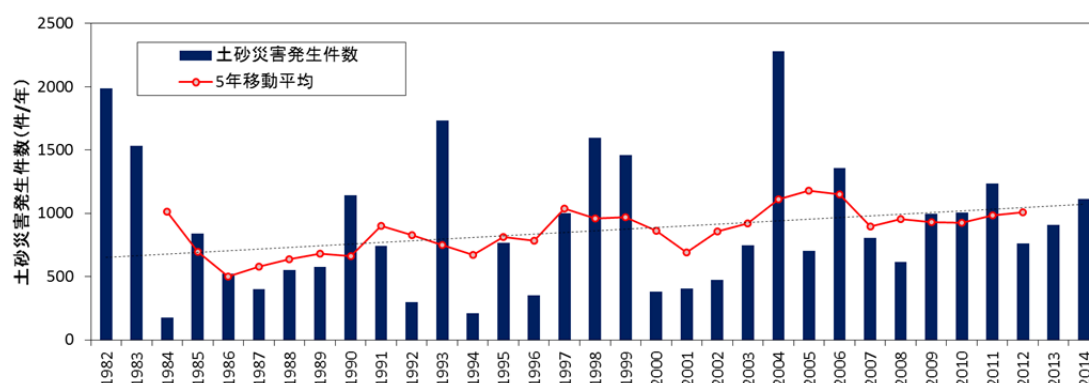


図 1.1 1982年(昭和57年)以降の豪雨による土砂災害発生件数

我が国における土砂災害対策は、明治～大正の頃より砂防堰堤等による施設整備が進められてきた。しかし、昭和 50 年代後半より砂防施設のみでなく、警戒避難対策の重要性が認められた。その中でも降雨量に基づく実効雨量などの指標を用いた発生予測の取組は 1970 年以降盛んになり、土石流警戒避難基準雨量の設定が促された(瀬尾, 2001)。1984 年(昭和 59 年)に、建設省(現国土交通省)河川局砂防部が監修した指針(案)「土砂災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針(案)」(建設省河川局砂防部, 1984)が、降雨情報から崩壊・土石流発生を事前に予測する警戒避難対策の契機となった。この手法が、直轄砂防管内や各都道府県で活用され、改良された末(例えば矢野, 1990)、2007 年(平成 19 年)には気象庁の発表する防災情報として、「土壌雨量指数」(岡田ら, 2001)を指標とした「土砂災害警戒情報」(国土交通省, 2005)の整備へと至った。現在の土砂災害警戒情報は、河川流量の推定手法であったタンクモデル(菅原, 1972)に、Ishihara and Kobatake(1979)の三段タンクモデルのパラメータを取り入れた土壌雨量指数と、60 分積算雨量による 2 軸平面上において設定した CL(土砂災害発生危険基準線)を基に発表される(小山内ら, 2009)。このような土砂災害予測技術における課題は、土砂災害の発生条件として適した指標となる降雨の評価方法と、統計データとして必要なデータ数がない状態での崩壊発生・非発生の基準をどのように設定するか の 2 点であった。

現在は、過去の災害発生事例から設定した 5 km ないし 1 km メッシュ単位の CL が採用されているが、実際に避難勧告等の発令に携わる自治体職員等からは、より地域を限定して危険度を示すことへの要望が少なくない(冨田ら, 2013)。また、近年「地域ごとに異なるパラメータ設定が必要である」という観点から、新たな手法(例えば小杉ら, 2015 ; 林, 2013)も提案されている。さらに、今後環境の変化に伴う土砂災害の頻発化が予想されており、発生事例の有無への依存が少ない予測技術が必要とされている。

一方で、表層崩壊は、斜面上の抵抗力に対して重力によるすべり応力が上回ることによって発生することから、力学的に崩壊発生の再現及び予測を試みる研究も多い。従来の研究では、力学的な計算に必要な条件、とりわけ空間的に不均一な場の条件と、時々刻々と変化する地下水深をどのように推定するかを課題としてきた。

1980 年代に沖村ら(1985)が集水モデルを用いて崩壊危険度予測図を作成した後、平松ら(1990, 1991b ; 黒川ら, 2007)の不飽和浸透流の導入、小杉ら(2002)による現地での観測データによる比較検討、さらに精緻化及び実際の警戒避難への適用を試みた沖村ら(2011)、木下ら(2013)の研究がある。海外においては、これらのモデルを組み込んだソフトウェア開発が進み、USGS によって開発・配布されるプログラム TRIGRS(Baum *et al.*, 2002)や、ArcGIS のエクステンションとして配布されている SINMAP(Pack. *et al.*, 1998) が知られている。

力学的な崩壊発生条件を、素因である場の条件と誘引である降雨の影響を受ける地下水条件に分けて考えると、前者については、地形、土質条件が、後者については降雨の流出特性をそれぞれどのように推定するかについて研究が進められてきた。場の条件のうち、地形については、LiDAR の技術向上により数 10m 単位の解析には支障のない精度で得られるようになってきている。しかし、土層厚及び土質条件については、面的に把握することは困難であり、計測そのものによるばらつきも多い。特に土質強度(土の粘着力及び土の内部摩擦角)及び透水係数については、現地で計測される値と、採取した試料に対して室内試験により得られる値では乖離もばらつきも大きいことが知られている。一方、土層厚については、高密度で実施した貫入試験

結果や、崩壊前後の差分解析などから、内挿補間によって分布を求めることが一般的である(例えば秋山ら, 2011)。

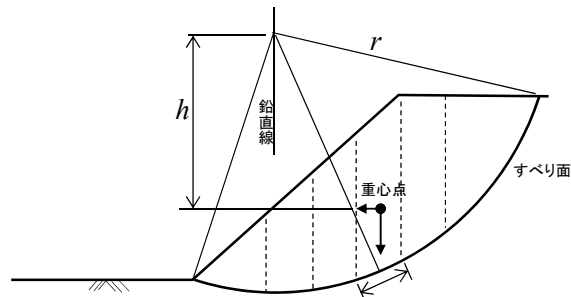
地下水条件を決める降雨流出特性については、水の連続式を基本とした Kinematic Wave(末石, 1955)、地点上流の水深上昇速度を同じと仮定した Montgomery and Dietrich (1994)や、不飽和浸透過程を考慮した Iverson *et al.*(2000)らの研究など、実際の降雨流出過程を解明しようとする研究が実施されてきた。一方、土壌雨量指数に採用されるタンクモデルや、中小河川を対象として用いられる貯留関数法については、流出解析の手法として適合が良いことが経験的に知られているものの、各パラメータに対しては実績データから推定されてきた(例えば鈴木ら, 1979)。

これらを組み合わせた崩壊発生モデルは、特に崩壊の発生する場所と時刻の再現に着目して評価されてきたが(例えば三隅ら, 2004)、実際の防災対策に適用する場合には物理量の空間的な把握が課題であった。これについて、内田ら(2009)は、「高精度の計算過程を経ても、場の条件が律速条件になっている」ことを指摘しており、地下水位を定常と仮定したある程度の簡素化したモデル(H-SLIDER 法; (独)土木研究所, 2006)でも精度よい予測が可能であることを示した。その上で、秋山ら(2015)は、Rosso *et al.* (2006)が示した定常降雨強度条件下において無限長斜面の安定解析と簡易な水文モデルを組み合わせた崩壊発生条件となる降雨継続時間—平均降雨強度の関係、いわゆる id-threshold(例えば Caine, 1980; Guzzetti *et al.*, 2008)に対して、ハイエトグラフから複数の降雨継続時間を仮定して得られる平均降雨強度を比較し、崩壊発生の恐れのある場所と時刻を予測する手法を提案した。これは、これまで統計的な手法で決定していた CL に対して、物理モデルを取り入れている点で従来の統計モデルと物理モデルの結合の可能性を示している。しかし、力学的にある条件のもとで得た id-threshold を CL として扱ったことにより、再現性の高いパラメータと力学的に妥当なパラメータは同一ではなく、力学的裏付けを失っている点で問題がある。これらの研究では、崩壊発生は場の固有の条件に依存するものであるという立場から、感度分析的に実施した数値計算から考察されることが多く(例えば平松ら, 1991a; 三隅ら, 2004; 内田ら, 2009; 秋山ら, 2015)、環境変化に対する崩壊発生条件の変化について一般化して検討されることはなかった。

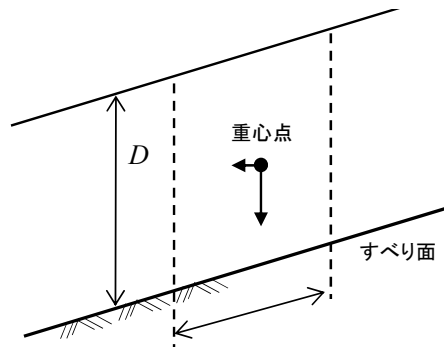
我が国において土砂災害の原因となる土砂移動現象は、崩壊(表層崩壊、深層崩壊)、土石流、地すべりとして整理されることが多い(南ら, 2014)。しかし、土砂移動現象を斜面の材料と移動形態に着目した Vannes(1978)の Landslide Classification に当てはめて考えると、表層崩壊、地すべりはいずれも斜面の Debris を材料とし、基岩面との境界をすべり面として Slide する現象であり、その間に区別はない。ただし、深層崩壊と呼ばれているような、地表面から数 10m 以上の深い部分をすべり面とし、崩壊面積が広い崩壊については、Rock を材料としたものであることが多く、異なる分類に該当する。

崩壊、土石流、地すべりをこのように発生機構に着目して考えた場合、表層材料が移動する崩壊・地すべりは、同様の発生機構によるものといえる。一方、土石流は、何らかの原因によって不安定な土砂が移動し始めたあとの移動形態について説明しており、崩壊・地すべりとは区別して考えることができる。しかし、崩壊に起因する土石流であれば、その発生は崩壊発生と同様に扱うことができ、溪床堆積土砂の再移動に起因する土石流であっても、溪流において、ある境界面以上の土砂が力学的に不安定化して流動化する点では崩壊と共通する。また、斜面の表層の崩壊、地すべりについては、一般には円弧上のすべり面として考える場合と、単純化

して無限長斜面に仮定して考える場合がある(例えば塚本ら, 1991)が, 円弧の半径を無限大とした場合と無限長斜面は同一のものである(図 1.2)。すなわち, 我が国において土砂災害発生条件を検討しようとする場合, 基岩内部が破壊することで生じる崩壊などを除くと, 大部分は斜面表層材料の移動開始条件について求めることと言い換えることができる。



(a)すべり面を円弧と仮定した場合



(b)すべり面を地表面と平行な無限長と仮定した場合

図 1.2 基岩面をすべり面とした斜面崩壊の模式図

これに対して今泉ら(2009)は, 斜面安全率を土の粘着力項と地下水深項の和の関数として示し, 斜面安定を支配しているのが土層厚と地下水深の比(以下, 「 h/D 」とする)であることを示した。また, この関係をもとに, 多層構造を有する斜面において, 間隙水圧と有効応力の相互関係についても明らかにした(今泉ら, 2013)。これまで, 個別の崩壊発生の力学的な特徴については, 再現計算の結果をもとに推定されることはあっても, このように解析的に評価されることは少なかった。特に, 発生・非発生の空間分布や発生時刻について評価されることはあっても, 崩壊時の降雨と場の相互関係に着目されることは少なく, 場の条件から崩壊発生条件となる降雨量を推定する手法や, 実際に発生した崩壊について降雨の状況から発生時の力学条件を解析する手法は見当たらなかった。しかし, 今泉ら(2009)に従うと, 降雨と地下水深, 地下水深と場の条件の相互関係及び構成する各種パラメータの関係性を力学的に解明することができれば, 崩壊発生条件となる降雨量を場の条件から示すことが可能であり, これまで困難であった崩壊発生時の力学条件を逆解析的に推定することも可能である。また, 環境の変化に対する発生条件の変化の予測や感度分析, 力学的に妥当な条件設定などは, 数値計算や事例を蓄積することなく可能となる。

そこで、本研究は、地下水の到達時間と土の粘着力に着目して崩壊発生条件を場の条件と降雨の条件の相互関係として示し、いくつかの崩壊事例に対してその関係を適用して崩壊発生時の地下水深を推定し、崩壊発生解析法を示すことを目的とした。

第2章では、山腹斜面における崩壊発生支配条件、降雨流出過程を整理し、場の条件と降雨条件の関係について示す。第3章では、第2章をもとに近年の崩壊事例について、実際の崩壊発生時の条件を推定することを試みる。さらに第4章では、崩壊事例のうち3事例について再現計算を実施し、崩壊発生場所と崩壊発生時の地下水深、崩壊発生時刻に着目してモデルの再現性を考察する。第5章では、結論としてこれらの結果を整理し、本研究で示す崩壊発生解析法について今後の活用可能性と課題について示す。

本研究では、土砂移動現象を最も単純化した条件として、「無限長斜面の表層材料が何らかの影響で不安定化して移動を開始する現象」を「表層崩壊」とし、「移動を開始する条件」を「崩壊発生条件」とする。また、使用する座標系はすべて直交座標系とし、単位表記はMKS単位系とする。ただし、慣例的に用いられる降雨に関する単位は、mm, hr(=3,600s)を用いる。

第2章 表層崩壊発生モデル

2.1 緒言

これまでの崩壊発生予測は、平松ら(1990)が示したように、斜面安定の式から得られる安全率 $F_s=1.0$ を発生条件とし、別途計算によって求める地下水深を代入して、 F_s から発生・非発生を予測する試みが多かった。豪雨による表層崩壊は、地下水位の上昇と間隙水圧の増加によって発生することから、降雨時の斜面内の地下水位の推定方法が重視されてきた。

斜面における水深と時間の関係は Kinematic Wave が知られており、この関係を用いた分布型流出モデルが一般的手法といえる(例えば宮本ら, 2003)。しかし、河川流量や地下水深については検証例もあるものの、地下水深の上昇によって引き起こされる崩壊発生については再現が難しい。例えば小杉ら(2002)は、長期間の地下水観測データに基づき、不飽和流に関するパラメータ設定などにより、崩壊発生の再現を試みた結果、地下水深の時間変化について観測結果を概ね再現できたものの、崩壊を示す安全率と実際の崩壊発生の関係は一致させられなかった。この理由として、山腹斜面において土層厚や土の強度、根系による効果のほか、表土層内における地下水移動などの不均一な場の条件の把握が難しいためだとしている。

それに対して内田ら(2009)は、高密度で簡易貫入試験を実施して推定した基岩面を、地形量(斜面勾配と集水面積、土層厚)の算出に採用した場合、地下水深を定常とした手法であっても相対的な崩壊しやすさを評価することができたとしている。しかし、そこにおいても、透水係数や土の粘着力については、小さな土壌サンプルで測定した値ではなく、河川流量の観測結果などから求める必要がある。すなわち、土層厚については高密度で計測することによって精度向上が期待できる一方で、場を代表する物理量の把握は容易ではない。これについては、モンテカルロシミュレーションを取り入れ、数値計算結果を統計的に把握することで解決しようとする研究もあった(例えば周, 2003)。

崩壊発生が場の条件(素因)と降雨の条件(誘引)の力学的な関係にあることに着目すると、崩壊発生条件を場の条件と降雨の条件の相互関係として示すことが可能であり、崩壊発生時の条件や、条件変化に対する崩壊発生の変化について解析的に把握することが期待できる。このような支配条件の相互関係に着目した研究例として、今泉ら(2009)が、斜面安全率を地下水深と土の粘着力による無次元量の和として示し、崩壊発生に対する土層厚と地下水深の比及び粘着力の影響度を示している。ここでも、両者の関係や地下水深を既定する降雨との関係については明らかにできておらず、実際の崩壊発生時の条件と比較できていない。

そこで、本章では表層崩壊発生条件について、以下の手順で場の条件と降雨の条件の関係として示す。最初に、今泉ら(2009)を参考に、崩壊発生を支配するパラメータの相互関係について把握する。次に、連続式によって支配される斜面上の地下水深の時間変化について、異なるモデルを比較して説明する。さらに、土層厚に対する地下水深の比 h/D が $0\sim 1.0$ に限定されたパラメータであることに着目し、崩壊発生時の場の条件と降雨の条件の関係について示す。

これ以降、「場の条件」とは、地形(斜面勾配、尾根からの距離、土層厚)と、土の強度を指し、「降雨条件」は降雨量の時間変化とそれによる地下水深を指す。また、1 降雨期間中に変化するパラメータは降雨量及び地下水深のみとする。

2.2 表層崩壊発生場における地下水深の支配特性

本研究では、表層崩壊の単純な条件として、無限長斜面の基岩面上において、表層土層が斜面方向に移動する現象を考える(図 2.1)。そのため、本研究において土層厚と崩壊深は等しい。このとき、斜面が安定して存在している条件は式(2-1)であり、両辺は式(2-2)、式(2-3)のとおりである。

$$W \geq G \text{ ----- (2-1)}$$

$$W = c + (\bar{\rho}gD\cos^2 I - u)\tan\phi \text{ ----- (2-2)}$$

$$G = \bar{\rho}gD\cos I \cdot \sin I \text{ ----- (2-3)}$$

ここに、 W は基岩面上の表層土層の摩擦抵抗力、 G は重力による表層土層の応力、 c は土の粘着力、 $\bar{\rho}$ は土層全体の平均密度、 g は重力加速度、 D は土層厚、 I は斜面勾配、 u は間隙水圧、 ϕ は土の内部摩擦角、 h は地下水深である。間隙水圧と水深の関係は式(2-4)のとおりである。

$$u = h\rho g \cos^2 I \text{ ----- (2-4)}$$

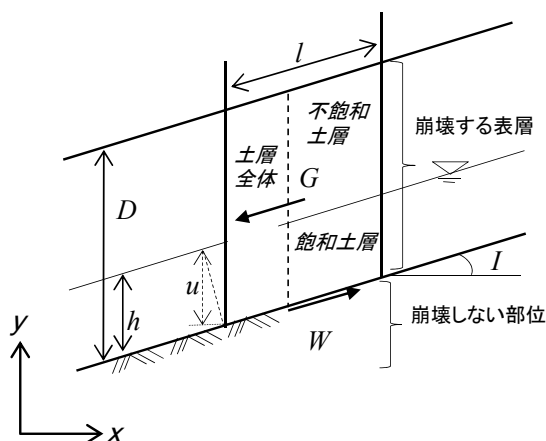


図 2.1 本研究における表層崩壊斜面

また、 $\bar{\rho}$ は次のとおりである。

$$\bar{\rho} = \frac{1}{1+e} \left\{ G_s + eS_r + e(1-S_r) \frac{h}{D} \right\} \rho \text{ ----- (2-5)}$$

ここに、 G_s は土粒子の比重、 e は土層内の間隙比、 S_r は飽和度であり、土層全体に占める土粒子と水の体積より次のとおりとする。

$$e = \frac{V_w + V_a}{V_s} \text{ ----- (2-6)}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_a} \text{ ----- (2-7)}$$

ただし,

$$V_s + V_w + V_a = V \text{-----} (2-8)$$

ここに, 土層全体の体積を V , 土粒子の体積を V_s , 水の体積を V_w 及び空気の体積 V_a とする。

斜面安定の条件は式(2-1)であるため, 崩壊条件は式(2-9)である。

$$W < G \text{-----} (2-9)$$

この両辺の比を斜面安全率 F_s と定義すると式(2-10)となり, 崩壊発生条件は式(2-11)と示すことができる。

$$F_s = \frac{W}{G} \text{-----} (2-10)$$

$$F_s = \frac{W}{G} = \frac{c + \left[\frac{1}{1+e} \left\{ G_s + eS_r + e(1-S_r) \frac{h}{D} \right\} D - h \right] \rho g \cos^2 l \tan \phi}{\frac{1}{1+e} \left\{ G_s + eS_r + e(1-S_r) \frac{h}{D} \right\} D \rho g \cos l \sin l} < 1.0 \text{-----} (2-11)$$

今泉ら(2009)に従うと, 無限長斜面における斜面安全率は, 無次元量である地下水項 F_w , 粘着力項 F_c による関数で式(2-12)～式(2-14)と示すことができる。これにより, 崩壊発生は F_w と F_c の和で決定し, 両者について土層厚と地下水深の比(以下, h/D)が支配していることがわかる。さらに, h/D の取りうる範囲は $0 \leq h/D \leq 1.0$ であり, F_w の範囲もそれにより限定されることから, 崩壊発生の可能性は F_c により支配されていることがわかる。

$$F_s \frac{\tan l}{\tan \phi} = 1 - F_w + F_c \text{-----} (2-12)$$

$$F_w = \frac{(1+e) \frac{h}{D}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \text{-----} (2-13)$$

$$F_c = \frac{\frac{c}{D \rho g \cos l \sin l} \frac{(1+e)}{\tan \phi}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \text{-----} (2-14)$$

これに対して、本研究では土の粘着力項 F_c に着目する。 F_c は、 F_w と共通した分母をもつと同時に、式(2-12)の左辺と同様に $\tan I / \tan \phi$ の関数である。

そこで、 F_c については土の粘着力及び土の内部摩擦角による支配関係を明らかとするため、 F_{cc} を導入して、次のように示す。

$$F_c = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \frac{\tan I}{\tan \phi} = F_{cc} \frac{\tan I}{\tan \phi} \quad (2-15)$$

すなわち、

$$F_{cc} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \quad (2-16)$$

である。

ここで、式(2-12)を、 F_{cc} を用いて変形すると、

$$\frac{\tan I}{\tan \phi} = \frac{1 - F_w}{F_s - F_{cc}} \quad (2-17)$$

となり、 $F_s = 1.0$ のとき、次のとおりとなる。

$$\frac{\tan I}{\tan \phi} = \frac{1 - F_w}{1 - F_{cc}} \quad (2-18)$$

これを無次元量 F_{cc} について変形すると、

$$F_{cc} = 1 - \frac{1 - F_w}{\frac{\tan I}{\tan \phi}} \quad (2-19)$$

となる。この時 h/D の取りうる範囲は、 $0 \leq h/D \leq 1.0$ であり、 F_w 、 F_{cc} の取りうる範囲は次のとおりである。

$$0 \leq F_w \leq \frac{1+e}{G_s + e} \quad (2-20)$$

$$\frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{G_s + e} \leq F_{cc} \leq \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{G_s + eS_r} \quad (2-21)$$

式(2-12)により、 $F_s=1.0$ において土層が完全に飽和した $h/D=1.0$ のとき、 F_w は取りうる最大の値となる。その時、 F_c 及び F_{cc} は一意的に決定し、土層厚 D 、土の粘着力 c 及び地下水深 h 以外を一定とすると、崩壊地として $c/D\rho g$ は最大の条件となり、斜面が崩壊する最大の c または最小の D を得ることができる。ここで、 c も一定として得られる土層厚 D を限界土層厚 D_c とし、 F_{cc} を F_{cc0} 、 F_w を F_{w0} とする。同様に $F_s=1.0$ 、 $h/D=0$ に対する土層厚 D は、地下水深のない状態で崩壊しない最大の土層厚を示すため、 D_{max} として定義する。

$F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ としたときの式(2-19)の各項の関係を図 2.2、図 2.3 に示す。なお、これ以降、パラメータのうち、土の粘着力 c 、土の内部摩擦角 ϕ 、間隙比 e 、飽和度 S_r 、水密度 ρ 、土粒子比重 G_s については、時間や場所によって変化しない物理量として扱う。このとき、 $F_s=1.0$ における F_w 、 F_{cc} 、 $\tan I/\tan \phi$ 、 h/D の相互関係として次のことがいえる。

- ・式(2-18)より、 $\tan I/\tan \phi=1.0$ とするとき、 F_w と F_{cc} は一致する(図 2.3)。
- ・ $F_s=1.0$ について、常に $F_{cc}<1.0$ であるため、 $F_{cc}\geq 1.0$ となる崩壊地は存在しない。
- ・図 2.2 に示す 2 軸平面上において、式(2-19)に $h/D=1.0$ を代入した F_{cc0} により領域を分割した場合、 F_{cc0} の左上では常に $F_s>1.0$ を示し崩壊は発生しない。右下では $F_s<1.0$ を示す。
- ・図 2.2 は、 $F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ による F_{cc0} であるが、 $F_s=1.0$ 、 $h/D<1.0$ の状態での F_{cc} を示す曲線は右下に移動する。そのため、 F_{cc0} の右下の領域には、 $F_s=1.0$ 、 $h/D<1.0$ と、 $F_s<1.0$ 、 $h/D=1.0$ の両方の状態が当てはまる。
- ・崩壊発生条件は $F_{cc}<F_{cc0}$ であることから、崩壊地の場の条件を式(2-16)に与え、 $h/D=1.0$ として計算された F_{cc0} が、図 2.2 に示す F_{cc0} の左上にある場合、与えた条件では $F_s<1.0$ となる解は存在しない。そのため、実際には土の粘着強度がより弱い、もしくは土層厚がより薄いなど、 $F_{cc0}<1.0$ となる条件であったことが推定できる。同様に右下にあるとき、崩壊発生時に $h/D<1.0$ 、または $F_s<1.0$ で $h/D=1.0$ の状態であったことが推定できる。
- ・すなわち、崩壊発生箇所の場の条件を F_{cc} に代入することによって、崩壊発生時の h/D の状態を、 h/D が既知の場合は場の条件を逆推定することが可能である。

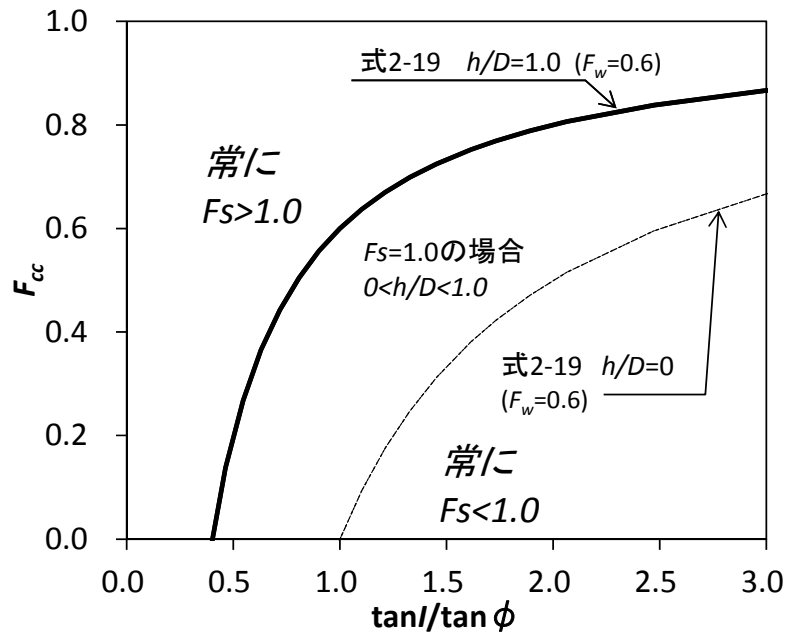


図 2.2 $\tan I / \tan \phi$ による F_{cc} の崩壊発生領域

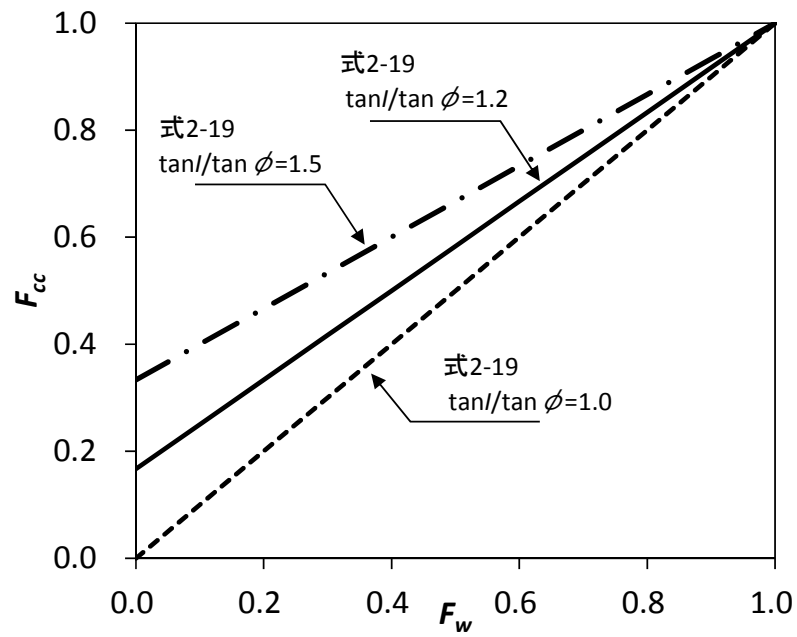


図 2.3 $F_s=1.0$ についての F_w と F_{cc} の関係

式(2-12)～式(2-14)により、 $F_s=1.0$ のときの h/D について、式(2-22)のように場の条件で整理できる。これにより、崩壊発生条件となる h/D は、右辺に示す場の条件が決定し、崩壊発生可能性のある場の条件は $c/D\rho g$ 及び $\tan I/\tan \phi$ が支配的に作用することが明らかである。

$$\frac{h}{D} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi} - (G_s + eS_r) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right)}{e(1 - S_r) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right) + (1 + e)} \quad (2-22)$$

式(2-22)を h/D の最大値である $h/D=1.0$ について解くと、その場における崩壊発生の可能性のある最小の土層厚 D_c を得ることができる。

$$D_c = \frac{\frac{c}{\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi}}{(e + G_s) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right) + (1 + e)} \quad (2-23)$$

ここで、 $h/D=1.0$ (飽和時)に対応する D_c と同様に、 $h/D=0$ (地下水非発生時)に対応する D_{max} について、斜面勾配 I との関係を図 2.4 に示す。 D_{max} は次のとおりである。

$$D_{max} = \frac{\frac{c}{\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi}}{(e + G_s) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right)} \quad (2-24)$$

崩壊は、 $D_c < D \leq D_{max}$ でのみ発生し、 $F_s=1.0$ となる h/D と D/D_c との関係は図 2.5 のとおりとなる。例えば、 I が 50° 付近であると、 D が D_c の 2 倍の条件では、わずかに地下水が発生したのみで崩壊発生となることを示している。

図 2.4 は、図 2.2 と同様に $0 < h/D < 1.0$ について $F_s < 1.0$ となる条件を示す領域分割図であるが、図 2.4 の D_c 、 D_{max} が土の粘着力 c によって算出されるのに対し、図 2.2 の F_{cc} 、 F_{cc0} は、式(2-19)により地下水条件を示す F_w から決定することを示している。図 2.4 が特定の c を前提とした領域分割であるのに対し、図 2.2 は c 、 ϕ について特定の値に関わらない無次元量 F_{cc} によるものであり、 c や D を含む場の条件が異なる場合についても、同一平面上で比較することが可能である。

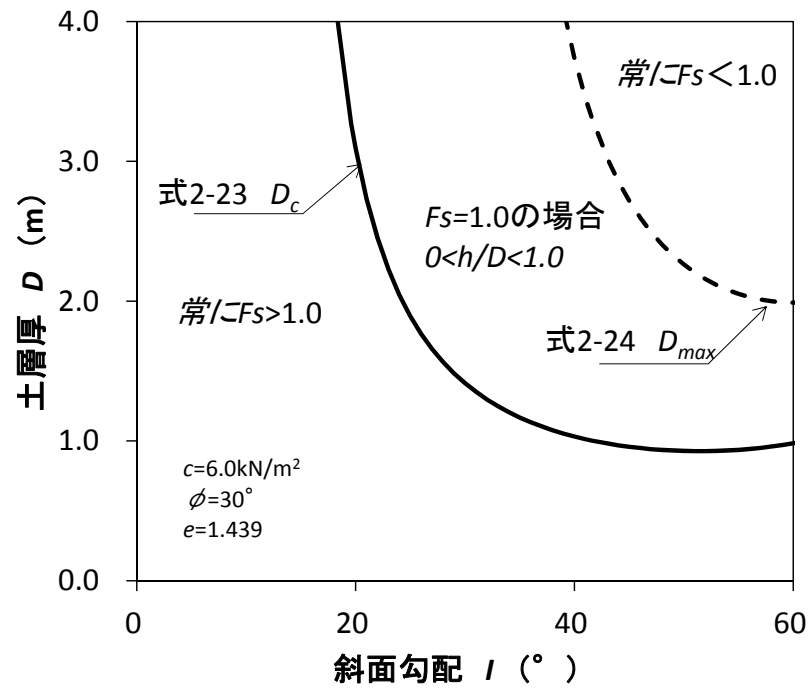


図 2.4 斜面勾配による土層厚の崩壊発生領域

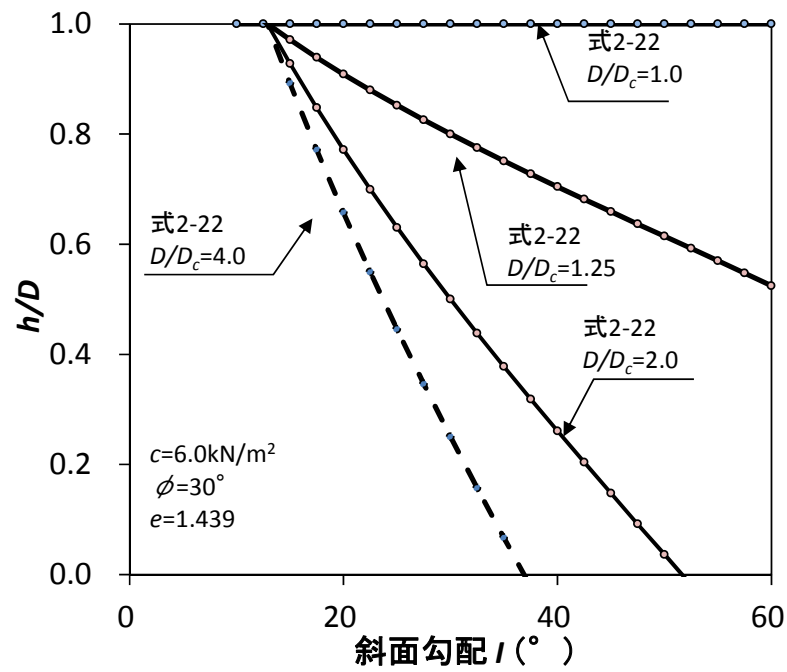


図 2.5 $F_s = 1.0$ における土層厚比 D_c/D と h/D の関係

以上から、本研究が対象とする表層崩壊の崩壊発生条件として以下が明らかとなった。

- (1) 今泉ら(2009)を参考に、無限長斜面における崩壊発生条件を無次元量 F_w , F_{cc} で整理すると、 $F_s=1.0$ の状態における $\tan I/\tan \phi$ との一般的な関係として次のように示すことができる。

$$F_{cc} = 1 - \frac{1 - F_w}{\frac{\tan I}{\tan \phi}} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \quad (2-25)$$

これは、崩壊発生条件を無次元量で示していることから、異なる場の条件で発生する現象についても、場の条件を同一パラメータ F_{cc} により比較できることを示している。

- (2) h/D の範囲は $0 \leq h/D \leq 1.0$ に限定されていることから、 F_{w0} から解析的に求めた無次元量 F_{cc0} を、場の条件から推定した F_{cc0} と比較することによって、崩壊発生時の h/D について逆推定することが可能である。同時に、 F_{cc0} について、土の粘着力 c と土層厚 D が反比例関係にあることから、 $F_s=1.0$ に対応する D_c 、土の粘着力 c は相互に逆算することが可能である。

- (3) 崩壊発生条件($F_s=1.0$)となる h/D は、 $\tan I/\tan \phi$ と D/D_c から一意的に決定する。この時、 h/D と D/D_c 、 h/D と $\tan I/\tan \phi$ は線形の関係になく、土層厚が厚くなるほどわずかな地下水深で $F_s=1.0$ となる。

- (4) 土層厚が経年的に増加と流失を繰り返す状態を考える。土層厚が増大する過程で D_c を上回る水深が発生する降雨があると、 $h/D=1.0$ が成立し崩壊発生により D は 0 に戻る。増大の過程で $h/D=0$ となる降雨が発生せず、 D が D_c を上回ると、 $F_s=1.0$ は $h/D < 1.0$ の条件で成立する。この関係を模式化すると図 2.6 のようになる。すなわち、大雨が頻発する場合には、土層の増大過程にある斜面において、 $h/D=1.0$ の条件での崩壊発生が前提となる。今後、豪雨の頻発化を念頭に置いた場合、このように $h/D=1.0$ による崩壊発生の増加が予測される。

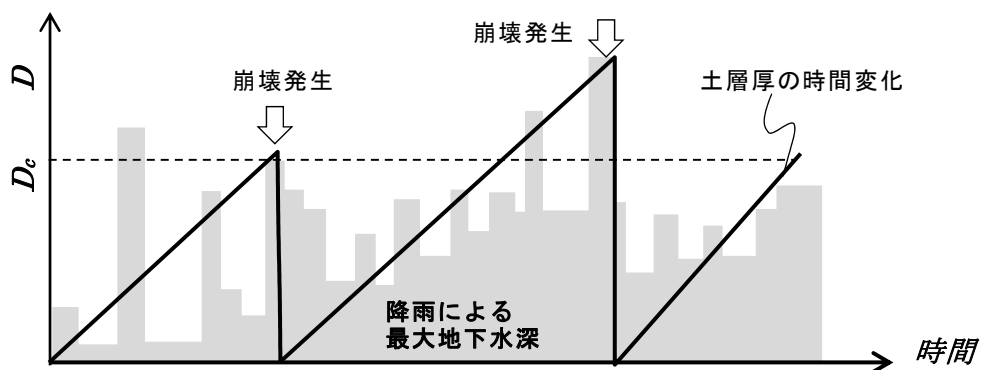


図 2.6 土層厚の増減と降雨発生頻度の関係の模式図

2.3 斜面における地下水深の時間変化

斜面における地下水の連続式は、次式のとおりである。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial v h}{\partial x} = r \text{-----} (2-26)$$

$$\lambda = \frac{e - e S_r}{1 + e} \text{-----} (2-27)$$

ここに、 v は斜面内の地下水流速、 t は時間、 λ は間隙率、 x は斜面の上端から地下水深を求める位置までの距離、 r は降雨強度である。

斜面における地下水流出では、式(2-26)の連続式が常に成立している。秋山ら(2015)の採用した Rosso *et al* (2006)による地下水深と継続時間の関係では、式(2-26)を x 方向に積分して得られた式(2-28)による連続式としている。

$$A\lambda \frac{dh}{dt} + bhv = Ar \text{-----} (2-28)$$

ここに、 A は上流の流域面積、 b は流路幅を示す。Rosso *et al.*(2006)を式(2-26)に合わせて変形した。

また、河川流量については、貯留関数法や、土壌雨量指数に用いられている3段タンクモデルが知られているが、次に示す式(2-30)、式(2-31)のように、降雨と流量の連続式はいずれも式(2-28)と同様の関係で示される。

例えば、貯留関数法

$$s = kq_1^p \text{-----} (2-29)$$

$$\frac{ds}{dt} + q_1 = r_s \text{-----} (2-30)$$

ここに、 s は流域の貯留量、 q_1 は流出量、 p は係数を示す。

一段のタンクモデル

$$-\frac{dH}{dt} = -r_s + \alpha H \text{-----} (2-31)$$

ここに、 H はタンクの貯留高、 α は係数を示す。

これまでタンクモデルや貯留関数法のパラメータは、物理モデルではなく実績流量から経験的に得られるパラメータだと捉えられることが多かった。しかし、物理モデルと同様の連続式を基本としており、これら貯留と流出を支配するパラメータは、Kinematic Wave などにおける物理モデルのパラメータと対応関係にある。

つまり、両者を比較することによって、パラメータを流域の特性を示す値として設定することや、反対に適合の良いパラメータから流域の特性を逆推定することが可能であることがわかる。

以下に、Kinematic Wave, Rosso *et al.*(2006)による方法、タンクモデルのそれぞれの降雨流出モデルについて示す。

(1) Kinematic Wave

Kinematic Wave は、斜面上における地下水深を追跡する方法として、河川の流出解析では一般的な方法である。ここでは山腹斜面を一次元水路に見立て、土層の間隙率のみを考慮し、平均流速をダルシー則のみで仮定できる状態を考える(図 2.7)。

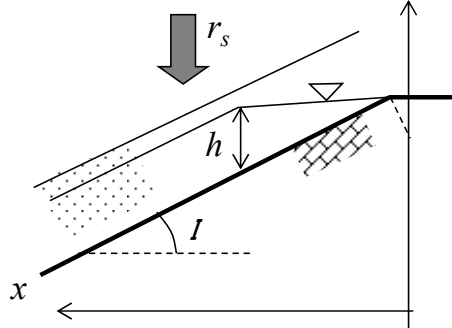


図 2.7 一次元の斜面モデル

斜面上における地下水深と時間の関係は式(2-33), 式(2-34)となる。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial v h}{\partial x} = \frac{\int_0^t r_i}{t} t \quad (2-32)$$

$$v = K_s \sin I \quad (2-33)$$

$$x = K_s \sin I \cdot t \quad (2-34)$$

ここに、 K_s は飽和透水係数、 r_i は単位時間雨量を示す。

ここで、到達時間 T を式(2-35)と定義すると、斜面上の地下水深と時間の関係は式(2-36), 式(2-37)となる(図 2.8)。

$$T = \frac{x}{v} = \frac{x}{K_s \sin I} \quad (2-35)$$

$$h = \frac{1}{\lambda} \frac{\int_0^T r_i}{T} T = \frac{1}{\lambda} r_s T \quad (2-36)$$

$$x = K_s \sin I \cdot T \quad (2-37)$$

ここに、 r_s は到達時間内の平均降雨強度を示す。

さらに、降雨の継続時間及び到達時間に対して、地下水深は次の関係がある。

$t \leq T$ の時,

$$h = \frac{r_s t}{\lambda} \quad (2-38)$$

$$x = K_s \sin I \cdot t \quad (2-39)$$

$t > T$ の時,

$$h = \frac{r_s T}{\lambda} \text{----- (2-40)}$$

$$x = K_s \sin I \cdot T \text{----- (2-41)}$$

つまり、初期の地下水深がなく、地下水流出の到達時間 T に対して降雨継続時間が短い場合については、時刻ごとの地下水深は累加雨量が支配している。到達時間が降雨の継続時間が長い場合については、到達時間内の総雨量が地下水深を支配している。

ただし、実際には地表面から鉛直浸透による表層の地下水面に降雨が到達するまでの遅れ時間が余分に必要となる。この時間は、Kinematic Wave を河川流路で考える場合の流入時間に相当する時間である。

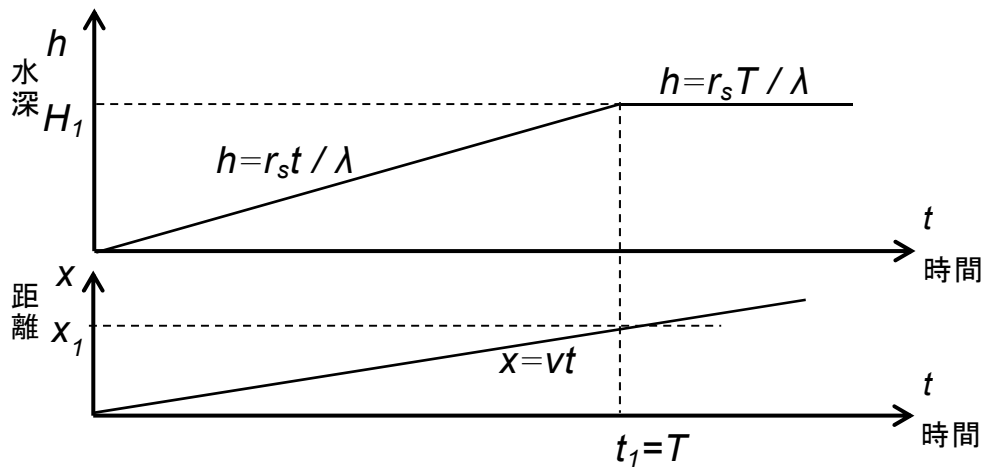


図 2.8 Kinematic Wave における地下水深，距離，時間の関係(r_s =一定)

(上；地点 x_1 における時間 t と水深 h の関係 下；尾根を出発点とした時間 t と地下水の流下距離 x の関係)

そこで、鉛直一次元浸透のみによって地下水深が上昇する場合と、上記のように鉛直一次元浸透を考慮せず飽和側方浸透のみに地下水深が上昇する過程を比較すると次のとおりとなる。ただし、鉛直不飽和浸透については、単純化のため、ダルシー則のみに従う飽和浸透過程を想定した。実際には不飽和透水係数は、飽和透水係数よりも小さく、時刻 T_0 は以下で算出する時刻よりもさらに遅くなる。

初期の地下水深を 0 とすると、表層の基岩面に鉛直一次元浸透流が到達する時刻 T_0 は次のとおりである。

$$T_0 = \frac{D}{K_s} \text{-----} (2-42)$$

ここで h_d は、鉛直一次元浸透による水深とする。従って、 $t < T_0$ では、 $h_d = 0$ となる。

次に、 $T_0 < t$ では、土層内の空隙は浸透の過程で、空隙の一部が満たされるため、地下水面形成時の間隙率は次のとおりである。

$$\lambda' = \frac{\lambda D - r_s T_0}{D} = \frac{\lambda D - r_s \frac{D}{K_s}}{D} = \lambda - \frac{r_s}{K_s} \text{-----} (2-43)$$

そのため、 $T_0 < t$ の地下水深は、

$$h_d = \frac{1}{\lambda'} K_s (t - T_0) = \frac{1}{\lambda - \frac{r_s}{K_s}} K_s (t - T_0) \text{-----} (2-44)$$

となる。

従って、側方流のみの場合と比較すると次のようになる。

$t < T_0$ の時、

$$\frac{h_d}{h} = 0 \text{-----} (2-45)$$

$T_0 < t$ の時、

$$\frac{h_d}{h} = \frac{\frac{1}{\lambda - \frac{r_s}{K_s}} K_s (t - T_0)}{\frac{r_s}{\lambda} \cdot t} = \frac{\lambda}{\lambda - \frac{r_s}{K_s}} \frac{K_s}{r_s} \frac{t - T_0}{t} \text{-----} (2-46)$$

この関係を図 2.9 に示す。式(2-46)に示すとおり、飽和透水係数と降雨強度の比によって両者の比は支配されるため、2通りの降雨強度で比較した。

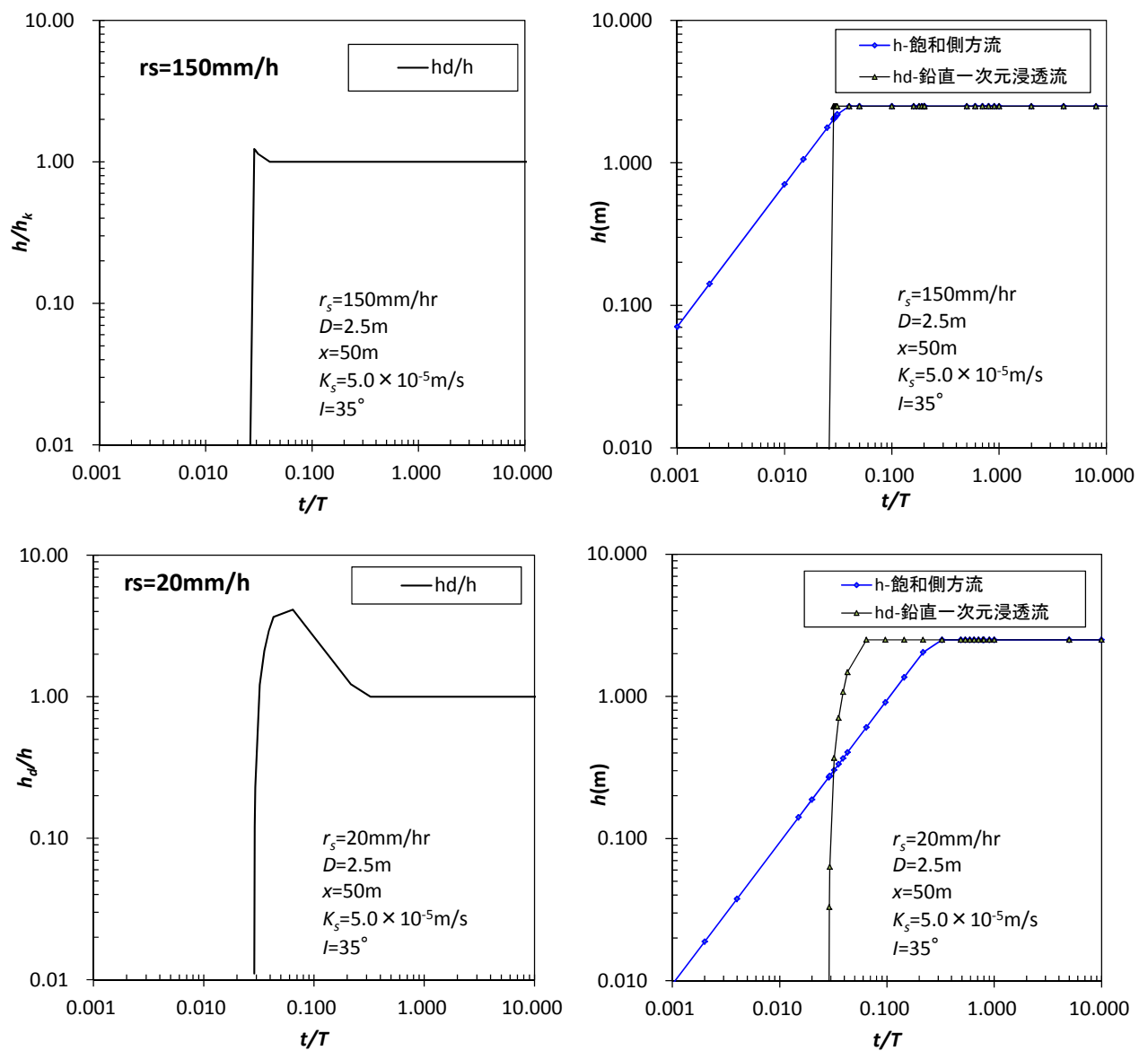


図 2.9 飽和側方流のみの場合と鉛直一次元浸透流のみの場合の地下水深の比較

降雨強度が小さいケースでは、飽和側方流によって斜面上端から降雨が到達するより早く、鉛直一次元浸透による地下水深が発生する。このように斜面の浸透能に対して強度の小さい降雨の場合、飽和側方流を前提としたモデルで想定するよりも、速い速度で地下水深が上昇し飽和状態に近づく。すなわち、降雨強度の小さい状態で、この鉛直一次元浸透の時間を考慮しない **Kinematic Wave** 法を仮定すると、地下水位上昇を実際よりも遅く仮定することになる。

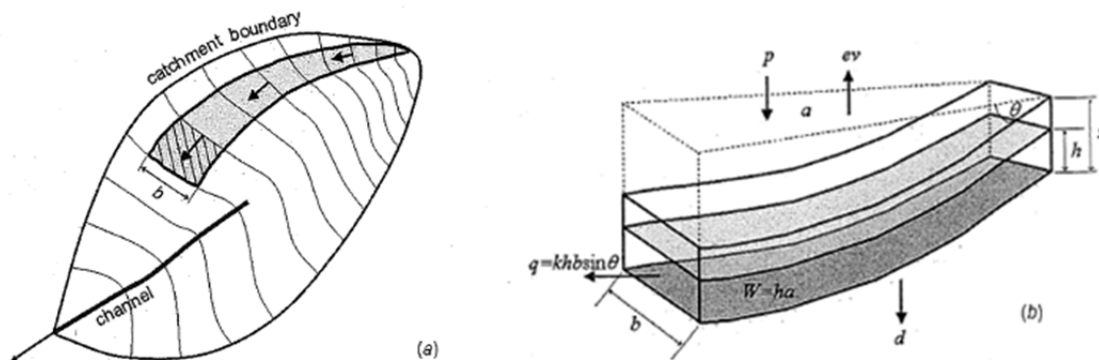
一方、降雨強度が大きい状態では、鉛直一次元浸透よりも早い速度で斜面上端から飽和側方流が到達するため、鉛直一次元浸透は無視することができる。いずれについても、降雨強度と飽和透水係数の比が支配的に作用する。このことは、見かけ上地下水深の上昇を、到達時間を無視した **Kinematic Wave** のみで考えた場合、①鉛直一次元浸透分の時間を無視することにより到達時間を実際よりも短く見込んでしまう恐れがある、②降雨強度が小さく鉛直一次元浸透が卓越する場合、到達時間を長く見込んでしまう恐れがある、などの問題がある。特に①については、降雨開始時の初期飽和条件に左右されること、②については降雨強度によって到達時間が見かけ上異なることを念頭に置く必要がある。

また、地下水流出については、上記の鉛直一次元飽和浸透に加え、飽和浸透に至るまでの不飽和浸透過程、パイプ流、二次元的な地形変化、初期の水分条件などの空間的に一様でない降雨流出特性がある。すなわち、降雨流出過程を限りなく単純化して考える本研究における(2-26)の流速 v は、これらの斜面内の様々な影響を受けた地下水の流出速度として捉えておく必要がある。そのため、平均流速公式として適用したダルシー則の飽和透水係数は、上記の不均一性を包含した流速である。

(2)Rosso *et al.*(2006)による方法

一方, Rosso *et al.* (2006)は, Kinematic Wave における式(2-26)を斜面方向に積分した連続式(2-47)をもとに, 降雨継続時の地下水上昇の時間変化を求めている。

Kinematic Wave と異なる点として, Kinematic Wave が斜面上端からの斜面方向の水の移動についても連続式を立てていることに対して, この手法は斜面上のある地点から上流がすべて一様の地下水深として斜面上のその位置の地下水深を仮定している点である(図 2.10)。



出典 : Rosso *et al.*(2006)

図 2.10 Rosso *et al.*(2006)による斜面モデル

$$A\lambda \frac{dh}{dt} + bhv = Ar_s \text{----- (2-47)}$$

$$T = \frac{a}{v} = \frac{a}{K_s \sin l} \text{----- (2-48)}$$

ここに, $a = A/b$ である。

式(2-47)と, 式(2-48)を解くと, $h_0=0$ の場合は式(2-50)となる。

$$h = \frac{1}{\lambda} r_s T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right] + h_0 \cdot \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \text{----- (2-49)}$$

$$h = \frac{1}{\lambda} r_s T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right] \text{----- (2-50)}$$

このようにして得られた地下水深を, Kinematic Wave から得られる解と比較する。

$t \leq T$ の時,

$$\frac{h_r}{h_k} = \frac{\frac{r_s}{\lambda} T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right]}{\frac{r_s}{\lambda} \cdot t} = \frac{\left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right]}{\frac{t}{T}} \quad \text{----- (2-51)}$$

$t > T$ の時,

$$\frac{h_r}{h_k} = \frac{\frac{r_s}{\lambda} T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right]}{\frac{r_s}{\lambda} \cdot T} = \frac{\left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right]}{1} \quad \text{----- (2-52)}$$

ここに、 h_k は式(2-38)～式(2-41)、 h_r は式(2-50)による地下水深である。

到達時間 T と降雨の継続時間 t が近い範囲では、得られる地下水深 h の差が最も大きく、両者の差が大きいほどその差は小さい。

ここで、両者の地下水深の時間変化を図 2.11 に比較する。この条件では飽和透水係数は時間雨量 180mm に相当し、到達時間は 484 時間と非常に長い。そのため、両者の乖離が大きい $t/T=1.0$ となる時刻が、一雨の降雨期間中に発生する可能性は低く、水深は両者とも 10.0m を超え、土層厚がこの値よりも薄い場合、実際にはこの水深を超えることはないため、斜面上の地下水深を推定する上で両者の差に問題は生じない。しかし、飽和透水係数がこの値の 10 倍の場合、地下水深、到達時間とも 10 分の 1 になるため、一雨の継続期間中に乖離が大きい $t/T=1.0$ となる時刻を迎えるとともに、地下水深も 1.0m 未満であるため、両者の違いが地下水深に与える影響は大きくなる。

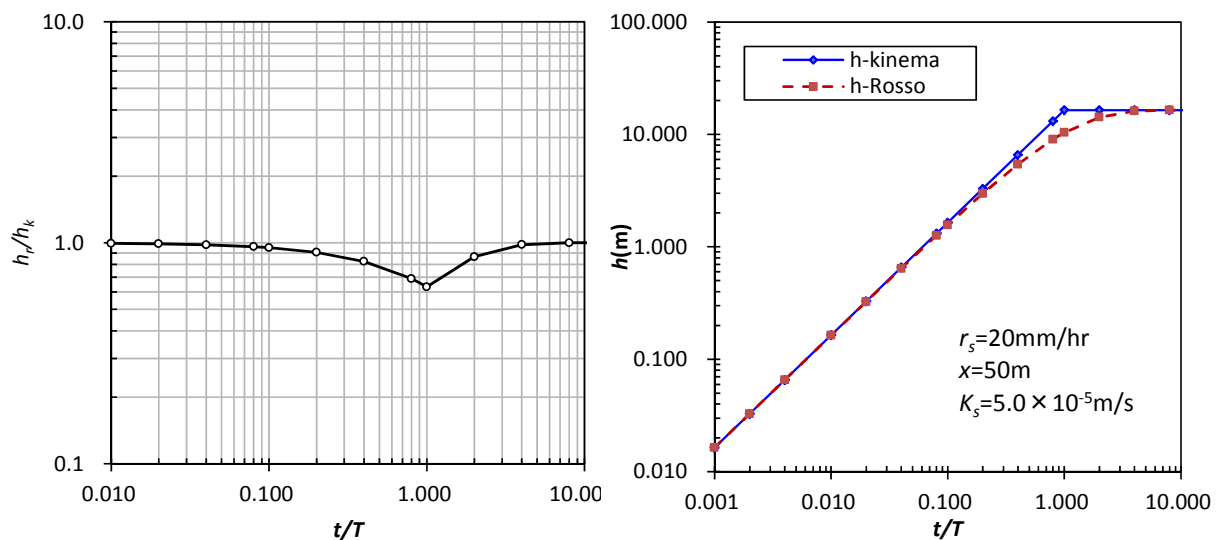


図 2.11 Kinematic Wave 及び Rosso *et al.*(2006)の地下水深の比

(3) タンクモデル

タンクモデルは、菅原(1972)が提案した流域をタンクに、河川流量をタンクからの流出量とし、タンクの穴の位置(高さ)と係数により河川流量を表現した方法である。最も簡素なタンクモデルは図 2.12 に示す 1 段タンクモデルである。

$$-\frac{dh}{dt} = -r_s + \alpha h \text{----- (2-53)}$$

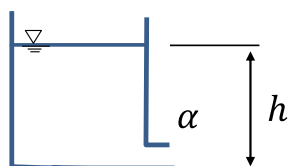


図 2.12 1 段タンクモデルのパラメータ

式(2-53) を、式(2-47)及び(2-48)と比較すると、パラメータ α が到達時間 T の逆数と一致することがわかる。

ここでは、土壌雨量指数に採用されている Ishihara and Kobatake(1979)による 3 段タンクモデルについて説明する。なお、各変数の定義は図 2.13 のとおりである。1 段目、2 段目タンクがなく ($h_1=h_2=0$), $L_{31}=0$, $\alpha_{30}=0$ の条件が、上記の 1 段のタンクモデルとなる。

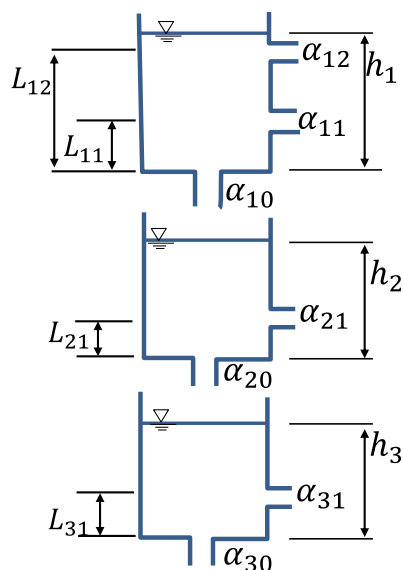


図 2.13 3 段タンクモデルのパラメータ

1 段目タンク：

$$\frac{dh_1}{dt} + \{\alpha_{11}(h_1 - L_{11}) + \alpha_{12}(L_{12} - L_{11})\} = r_s - \alpha_{10}h_1 \text{-----} (2-54)$$

$$r_s - \frac{dh_1}{dt} + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12}) = (\alpha_{10} + \alpha_{11} + \alpha_{12})h_1 \text{-----} (2-55)$$

同様に,

2 段目タンク

$$-\frac{dh_2}{dt} + \alpha_{21}L_{21} = -\alpha_{10}h_1 + (\alpha_{20} + \alpha_{21})h_2 \text{-----} (2-56)$$

3 段目タンク

$$-\frac{dh_3}{dt} + \alpha_{31}L_{31} = -\alpha_{20}h_2 + (\alpha_{30} + \alpha_{31})h_3 \text{-----} (2-57)$$

土壌雨量指数はこの 3 段の貯留高の合計で示されるため,

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dt} \sum_{i=1}^3 h_i + (\alpha_{11} + \alpha_{12}) \left\{ h_1 + \frac{\alpha_{21}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_2 + \frac{\alpha_{30} + \alpha_{31}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_3 \right\} \\ & = r_s + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12} + \alpha_{21}L_{21} + \alpha_{31}L_{31}) \text{-----} (2-58) \end{aligned}$$

となる。

1 段目に着目した場合, h_1 と L_{12} , L_{11} の関係より, それぞれ次のように場合わけされる。

$H_1 > L_{12}$ のとき

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dt} \sum_{i=1}^3 h_i + (\alpha_{11} + \alpha_{12}) \left\{ h_1 + \frac{\alpha_{21}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_2 + \frac{\alpha_{30} + \alpha_{31}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_3 \right\} \\ & = r_s + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12} + \alpha_{21}L_{21} + \alpha_{31}L_{31}) \text{-----} (2-59) \end{aligned}$$

$L_{12} > h_1 > L_{11}$ のとき, $\alpha_{12} = 0$

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dt} \sum_{i=1}^3 h_i + \alpha_{11} \left\{ h_1 + \frac{\alpha_{21}}{\alpha_{11}} h_2 + \frac{\alpha_{30} + \alpha_{31}}{\alpha_{11}} h_3 \right\} \\ & = r_s + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12} + \alpha_{21}L_{21} + \alpha_{31}L_{31}) \text{-----} (2-60) \end{aligned}$$

$L_{11} > h_1$ のとき, $\alpha_{11} = 0$, $\alpha_{12} = 0$,

$$\begin{aligned} & \frac{d}{dt} \sum_{i=1}^3 h_i + \alpha_{21}h_2 + (\alpha_{30} + \alpha_{31})h_3 = r_s + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12} + \alpha_{21}L_{21} + \alpha_{31}L_{31}) \\ & \text{-----} (2-61) \end{aligned}$$

タンクモデルのパラメータである流出係数は、斜面の到達時間に対応する。つまり、タンクモデルに適用されているパラメータから、そのモデルにおける到達時間を推察することができる。

そこで、土壌雨量指数にも採用されているタンクモデルについて、設定されているパラメータから、土壌雨量指数が前提としている流域特性の説明を試みる。

式(2-59)について、総貯留高を H とすると、

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt}H + (\alpha_{11} + \alpha_{12}) \left\{ h_1 + \frac{\alpha_{21}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_2 + \frac{\alpha_{30} + \alpha_{31}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_3 \right\} \\ = r_s + (\alpha_{11}L_{11} + \alpha_{12}L_{12} + \alpha_{21}L_{21} + \alpha_{31}L_{31}) \end{aligned} \quad (2-62)$$

また、右辺第二項は α, L から決まる定数 C とおく。

$$-\frac{d}{dt}H = r_s + (\alpha_{11} + \alpha_{12}) \left\{ h_1 + \frac{\alpha_{21}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_2 + \frac{\alpha_{30} + \alpha_{31}}{\alpha_{11} + \alpha_{12}} h_3 \right\} + C \quad (2-63)$$

これを式(2-53)と比較すると、次式が得られる。

$$(\alpha_{11} + \alpha_{12})h_1 + \alpha_{21}h_2 + (\alpha_{30} + \alpha_{31})h_3 = \alpha H = \frac{1}{T}H \quad (2-64)$$

左辺は三段タンクの横孔全体から流出する流量を規定し、右辺と比較すると、横孔のパラメータ α は到達時間に相当する。すなわち、実績から総合化が図られたタンクモデルのパラメータのうち横孔の係数 α は、Kinematic Wave 及び Rosso *et al.*(2006)において、飽和透水係数から算出される到達時間の逆数と同様の意味をもつ。また、 α 及び L から決まる定数 C は初期水深 h_0 に相当することがわかる。

そこで、式(2-64)の係数に土壤雨量指数の採用する係数を当てはめて考える。土壤雨量指数で採用するパラメータは表 2.1 のとおりである。

表 2.1 土壤雨量指数に採用するタンクモデルのパラメータ

1 段目	2 段目	3 段目	土壤雨量指数における呼び名
$L_{11}=15$ $L_{12}=60$	$L_{21}=15$	$L_{31}=15$	流出孔の高さ L [mm]
$\alpha_{11}=0.1$ $\alpha_{12}=0.15$	$\alpha_{21}=0.05$	$\alpha_{31}=0.01$	流出係数 [1/hr]
$\alpha_{10}=0.12$	$\alpha_{20}=0.05$	$\alpha_{30}=0.01$	浸透係数 [1/hr]

出典：国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部(2005)

1 段目タンクの 2 つ目の横孔以上に水深がある場合は次のとおりとなる。

$$\frac{1}{T_{ta}}H = \frac{d}{dt}H + 0.25\{h_1 + 0.2h_2 + 0.08h_3\} \text{ ----- (2-65)}$$

ここに、三段のタンク全体の横孔からの流出を示す到達時間を T_{ta} とする。

各タンクの係数 α は、各タンクの貯留高 h_1, h_2, h_3 の条件により異なる値をとるため、式(2-66)のように係数部を β で示し、各貯留高の条件による場合の β を整理する。

$$\frac{1}{T_{ta}}H = \frac{d}{dt}H + \frac{1}{T_{ta}}\{\beta_1h_1 + \beta_2h_2 + \beta_3h_3\} \text{ ----- (2-66)}$$

各タンクにおける貯留量の条件により, T_{ia} と β に土壌雨量指数の係数を当てはめて考えると, 各タンクにおける貯留量の条件による各タンクへの重み及び到達時間は表 2.2 のとおりとなる。

表 2.2 各タンクの貯留高による到達時間及び各タンクへの重み

状態	タンクの条件			T_{ia}	β_1	β_2	β_3
	h_1	h_2	h_3				
1	0	0	$>0, <L_{31}$	100	0	0	1
2	0	0	$>L_{31}$	50	0	0	1
3	0	$>0, <L_{21}$	$>L_{31}$	50	0	0	1
4	0	$>L_{21}$	$>L_{31}$	20	0	1	0.4
5	$>0, <L_{11}$	$>L_{21}$	$>L_{31}$	20	0	1	0.4
6	$>L_{11}, <L_{12}$	$>L_{21}$	$>L_{31}$	10	0	0.5	0.2
7	$>L_{11}, >L_{12}$	$>L_{21}$	$>L_{31}$	4	1	0.2	0.08

状態 1 (3 段目のタンクにのみ貯留高がある状態)→状態 7(すべてのタンクに貯留高が発生し, 1 段目タンクの横孔以上に貯留高がある状態)

一般的に崩壊が発生するような豪雨時の状況として, 2 段目, 3 段目タンクには横孔以上に水深が発生し, 1 段目のタンクにも 2 本の横孔より高い水深が発生している場合を考える。表 2.2 より, 到達時間は 4.0 時間, 横孔からの流出 2 段目, 3 段目タンクの貯留高の重みはそれぞれ, 0.2, 0.08 となり, タンク全体からの流出量は 1 段目のタンクの貯留高の寄与が大きいことがわかる。

2.4 降雨の時間変化を取り入れた崩壊発生時刻と場所の条件推定

斜面安定の式と降雨流出モデルを組み合わせた崩壊発生条件について考える。秋山ら(2015)では、斜面安定を示す式(2-11)と降雨強度と継続時間の関数で示された Rosso *et al.*(2006)の地下水深式(2-50)を連立させ、崩壊発生条件となる降雨強度(R_c)を降雨継続時間 t との関係で式(2-67)示し、崩壊発生を判定する方法(idH-SLIDER)を提案した。

$$R_c = \frac{\frac{1+e}{e} D}{T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right]} \frac{1}{(1 + eS_r) + (e - eS_r) \frac{\tan I}{\tan \phi}} \left\{ \frac{c}{D \rho g \cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi} - (G_s + eS_r) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right) \right\}$$

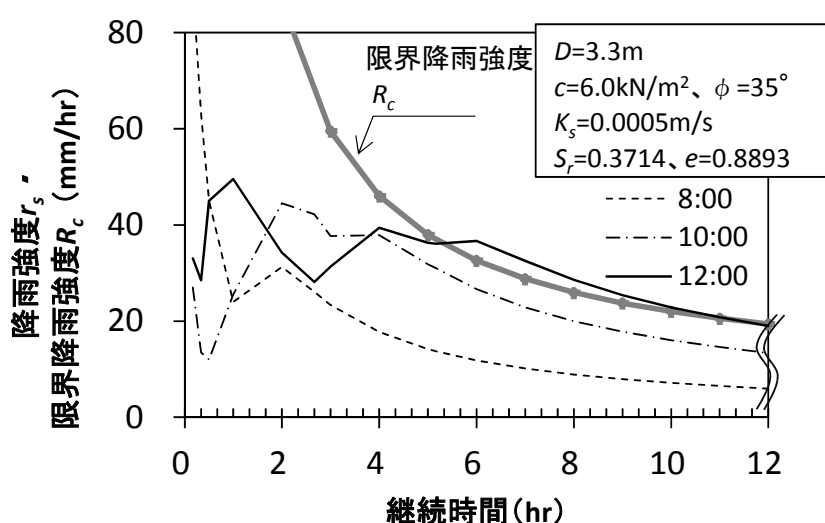
----- (2-67)

ここに、 R_c は、 $F_s=1.0$ の h に対応する降雨強度を示す。

非定常の降雨に対して斜面上の地下水位を逐次計算する分布型降雨流出モデルを用いた崩壊予測に対して、この方法ではあらかじめ計算グリッドごとに $F_s=1.0$ に対応する限界降雨強度 R_c を算出しておき、降雨量の計算のみで崩壊発生・非発生を判定するものである。

この方法では、到達時間は必ずしも常に一定ではないことを考慮し、到達時間を 1 時間から 2 日程度のある程度長い時間まで逐一仮定し、 R_c を超える到達時間内の平均降雨強度 r_s があれば、崩壊発生と判断する方法を採用している(図 2.14)。これは、地下水深を特定して安全率を求めるのではなく、あらかじめ設定した降雨強度から得られる CL について、それを超過する可能性の有無を判断する手法といえる。

従って、これまで崩壊発生の有無のみで統計的に求めてきた CL を、力学的に設定しようとしている点で期待できるが、到達時間を複数仮定する崩壊発生・非発生の判定段階では、物理モデルによる検討の条件を失っている点で課題が残る方法である。



出典：秋山ら(2015)を加筆修正

図 2.14 idH-SLIDER 法の崩壊発生判定手法

そこで、ここでは斜面安定及び地下水流出モデルの力学的な支配関係に着目して、崩壊発生条件を示す。

2.2 で示したように、地下水深項 F_w と土の粘着力項 F_c は、 $F_s=1.0$ で相互の関係を有するため、場の条件 $\tan I/\tan \phi$ に対して、崩壊発生条件となる h/D は一意的に決定する。各項とそれを支配する無次元量の関係は次のとおりである。

$$\left\{ \begin{array}{l} F_w = f\left(\frac{h}{D}\right) \text{-----} (2-68) \\ F_c = f\left(\frac{h}{D}, \frac{c}{D\rho g}, \frac{\tan I}{\tan \phi}\right) \text{-----} (2-69) \end{array} \right.$$

崩壊発生条件は $\tan I/\tan \phi$, h/D に対して一意的に決定する。それと同時に、2.3 で示すように、斜面上の地下水深は、到達時間内の総雨量の関数として示すことが可能であることから、必要な降雨量についても決定される。

そこで、 h/D の崩壊発生条件の式(2-22)に式(2-50)を代入し、 h/D で整理すると次のとおりとなる。

$$\frac{h}{D} = \frac{\frac{1+e}{e-eS_r} r_s T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right)\right]}{D} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi} - (G_s + eS_r) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1\right)}{e(1-S_r) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1\right) + (1+e)} \text{---} (2-70)$$

さらに、 $h/D=1.0$ となる条件については、次のとおりとなる。

$$\frac{1+e}{e-eS_r} r_s T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right)\right] = \frac{\frac{c}{\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi}}{(G_s + e) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1\right) + (1+e)} \text{-----} (2-71)$$

この時、左辺は降雨の条件による地下水深を示し、右辺は場の条件で決定される崩壊可能性のある最小の土層厚 D_c である。

左辺は、

$$\frac{1+e}{e-eS_r} r_s T \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right)\right] = h \text{-----} (2-72)$$

右辺は、

$$\frac{\frac{c}{\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi}}{(G_s + e) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1\right) + (1+e)} = D_c \text{-----} (2-73)$$

式(2-71)では左辺が降雨の条件，右辺が場の条件を示しており，両者の一致が崩壊発生条件となる。すなわち，式(2-71)に示す条件での崩壊発生は，場の条件から算出される右辺に対して，降雨条件から算出される左辺を比較することで，崩壊発生の可能性の有無を判断できる。

Kinematic Wave で考える場合，地下水深は距離と斜面内の流速に支配されている。初期の地下水深を 0 として仮定した場合，降雨の開始から崩壊発生に至る経過について，次のとおりとなる。

前提条件として，崩壊発生可能性のある場の条件として，以下の土層厚が崩壊発生の必要条件となる。これは，土の粘着力 c 及び $\tan l / \tan \phi$ に支配されている。

$$D \geq D_c \text{-----} (2-74)$$

次に，地下水深は一定時間内の降雨量で決定し，崩壊時の $h/D=1.0$ の場合を考えると，地下水深と限界土層厚には以下の関係があることから，崩壊発生に最低限必要な総雨量が決まる(図 2.15)。

$$h = f(T, r_s) \geq D_c \text{-----} (2-75)$$

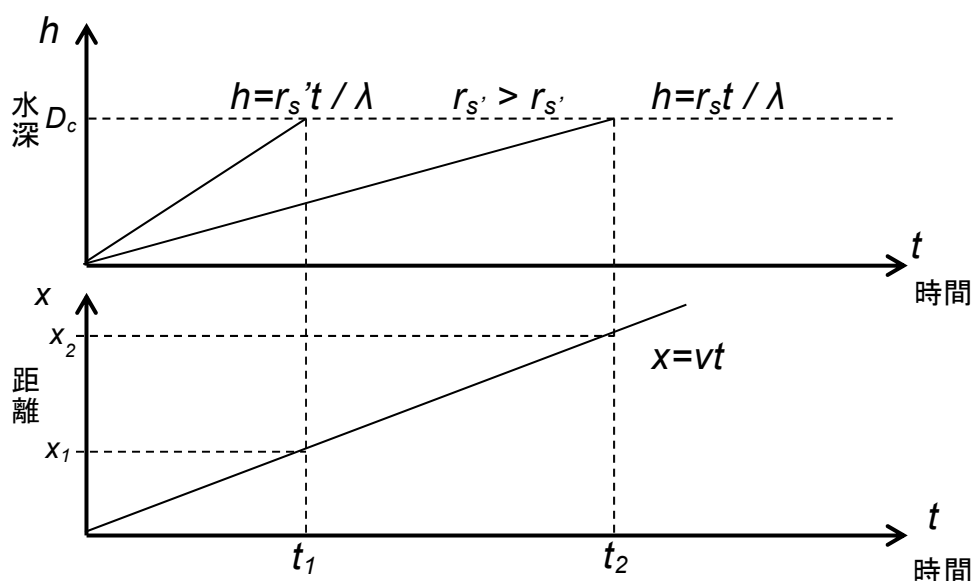


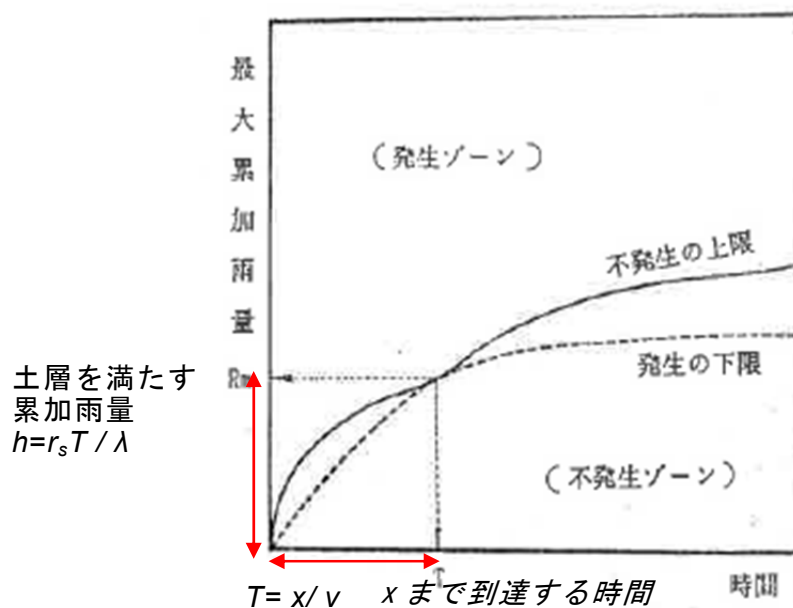
図 2.15 斜面上の地下水深，距離，時間の関係

(上；地点 x_2 における降雨強度 r_s ，地下水深 h と時間 t の関係，下；尾根を出発点とする時間 t と移動距離 x の関係)

平野ら(1986)は、この関係をもとに、降雨データのみを用いて土石流発生条件の推定を試みている。桜島における土石流の発生条件が地表流発生時、すなわち $h/D=1.0$ であることに着目し、地表流の発生タイミングが Kinematic Wave を用いた降雨の到達時刻に相当すると考えた。

過去の発生降雨及び非発生降雨について図 2.16 に示すように、降雨期間内の最大 1 時間雨量、最大 2 時間雨量、・・・最大 N 時間雨量を整理し、発生降雨と非発生降雨を分離する時間とその時間内の総雨量を発生条件として推定しようとしたものである。これは、対象とする流域における代表的な到達時間と、土層内を降雨で満たすために必要な雨量を、降雨の崩壊発生・非発生事例から推定する手法である。ここでは土石流を対象としているが、 $F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ の条件について、溪床、斜面とも式(2-1)に示す関係は同じであるため、同様に考えられる。実際に、岩元ら(1990)はこの手法を用いて、長崎市を含む 4 地域について 10 年間以上の土砂災害発生降雨及び非発生降雨に適用し、土砂災害に対する警戒避難基準雨量の設定方法を提案した。

この方法では、到達時間内に土層が降雨で満たされることを崩壊発生条件とするため、得られた到達時間 T よりも短い時間内に累加雨量が条件を超えることが崩壊発生条件となる。



出典：岩元ら(1990)に加筆

図 2.16 平野ら(1986)の崩壊発生条件推定手法

以上から、時々刻々と変化する地下水深に対して、崩壊発生場所及び時刻については、次のように説明できる。

- ・崩壊発生可能性のある場所は、雨量に関わらず、場の条件である土の粘着力 c 、土層厚 D 、 $\tan\beta/\tan\phi$ により支配されており、特に支配的な無次元パラメータは $\tan\beta/\tan\phi$ と $c/D\rho g$ である。
- ・一方、崩壊発生に至る場所と時刻は、場の条件によって決定する $F_s=1.0$ に対応する h/D が生じる場所と時刻であるため、その場所のもつ到達時間 T 内の総雨量 $r_s T$ で支配されている。
- ・特に、最小の土層厚で崩壊が発生する $h/D=1.0$ の条件に着目した場合、場の条件に対する降雨の条件は一意的に決定し、場の条件と降雨の条件の一致が崩壊発生条件となる。
- ・これらの関係は、無次元パラメータの関係として示すことができる。つまり、その場所に固有の条件が把握できない場合についても、既知のパラメータから逆推定的に力学条件を推定することが可能である。
- ・例えば、崩壊事例から、崩壊発生条件として雨量及び到達時間が得られている場合、場の条件の無次元パラメータを逆算的に推定できる。また、反対に崩壊発生箇所における場の条件から、降雨条件である到達時間内の総雨量を推定することも可能である。
- ・このことは、本章で示す崩壊発生条件により、実際の崩壊発生事例について、崩壊発生時の力学条件を解析的に推定できることを示唆している。

2.5 結語

本章では、 $h/D=1$ となる崩壊発生条件に着目し、地下水深の支配特性について整理したのち、単純化した降雨に対する地下水深と時間の関係によって、場の条件と降雨の条件の関係から崩壊発生条件を示した。

斜面上の地下水深以外の条件は時間で変化しないとした場合、地下水深の変化が崩壊発生を支配する。しかし、土層厚に対する地下水深の比(h/D)の取りうる範囲は $0\sim 1.0$ の間に限定されることから、崩壊発生の可能性のある場の条件も限定され、崩壊発生可能性のある最小の土層厚の条件 D_c を示すことができる。このとき、 $h=D=D_c$ である。

本研究では、崩壊発生条件として、無次元量である土の粘着力項 F_{cc} を導入し、 $\tan I/\tan \phi$ との関係で示した。この時、 F_{cc} は場の条件を示す無次元量であると同時に、 F_w の関数として得られることから、両者を比較することで、崩壊発生時の地下水条件を逆推定できることを示した。

一方、地下水深の時間変化は、飽和側方流のみを仮定した場合、Kinematic Wave があるが、さらに斜面上端からの流出時間を単純化した Rosso *et al.*(2006) が示した降雨と継続時間による地下水深と比較した。両者は到達時間と降雨継続時間の関係により最大で 40% 程度の差が生じる。また、これまで Kinematic Wave とタンクモデルのような貯留モデルは、区別して扱われることが多かった。しかし、いずれも基本となる連続式は同じであり、Rosso *et al.*(2006) の連続式は、一次線形の貯留関数及び一段のタンクモデルと同様の関数である。これに着目して、Rosso *et al.*(2006) の式と土壤雨量指数で採用する 3 段タンクモデルのパラメータを比較し、タンクモデルの係数を到達時間として示した。

さらに、地下水深の時間変化と無限長斜面安定式を組み合わせ、崩壊発生条件を場の条件と降雨の条件の関係で示した。特に、 $h/D=1.0$ となる崩壊発生条件については、降雨の条件は降雨強度と到達時間、場の条件は土層厚と土質条件の関係となり、さらにそれらが一致する場合であることを示した。

従って、本研究で対象とする斜面上の力学的な安定性と地下水の連続式で説明する崩壊発生条件として、次のように説明できる。

崩壊発生の場所は、あらかじめ場の条件(D , $\tan I/\tan \phi$, c)から限定された範囲において、地形と流速から規定される到達時間とその時間内の雨量に支配される。その場所における崩壊発生時刻は、その場所の到達時間とその時間内の総雨量で支配される。また、 $h/D=1.0$ の条件では、場の条件と降雨条件の土層厚への一致が崩壊発生条件となる。

このことから、崩壊発生・非発生事例について、崩壊発生時の降雨量から逆算して場の条件が推定可能であると同時に、崩壊発生時の降雨量及び場の条件から、崩壊発生時の h/D が推定できる。これらを踏まえ、第 3 章では、近年発生した崩壊事例に対して、降雨の条件及び場の条件の双方から崩壊発生時の地下水深を逆推定し、本章で示す表層崩壊発生モデルの適用性について示す。

第3章 近年の表層崩壊事例に対する崩壊発生条件の解析

3.1 緒言

前章では、単純な物理モデルを用いて、表層崩壊の発生は場の条件と h/D に支配されており、Kinematic Wave に基づく地下水深は到達時間内の総雨量に支配されていることを示した。

本章では、この支配関係に着目し、実際の崩壊事例における地下水深を逆推定することによってモデルの適用性を確認するとともに、崩壊発生後のデータから崩壊発生時の地下水深を推定する解析法として示す。

最初に近年(2009 年～2013 年)発生した豪雨による土砂災害について、起因する降雨の状況及び崩壊発生状況について災害報告を含む既存文献より概況を整理する。次に、平野(1986)と同様の方法により、各事例の発生地域において崩壊発生条件となる到達時間とその到達時間内の雨量を推定しする。これにより、既往の災害報告等で得られている土層厚及び間隙率を用いて、崩壊発生時の h/D について推定する。また、各事例について、崩壊地判読図や数値標高データを用いて尾根からの距離を計測し、降雨流出モデルにおける到達時間の対象現象について考察する。

次に、土層厚分布が得られている災害事例を中心に、土層厚及び斜面勾配の関係から土の強度を逆推定し、その結果から前章で示した F_{c0} を求めて、崩壊発生時の h/D を推定する。さらにこの結果を、到達時間内雨量から推定した結果と比較することによって、前章で得た崩壊発生条件の妥当性について評価する。

3.2 対象とする事例

3.2.1 事例の概要

2009 年～2013 年(5 年間)に発生した豪雨に起因する崩壊を対象とした。対象事例は、地下水深の時間変化が重要であることから、できるだけ降雨規模が大きく、土層厚は数 m 未満の事例であることが望ましい。また、散発的に発生した事例については、その場所の特別な条件が影響している可能性があるため、同一地域内において複数の場所で同様の現象が発生している事例が望ましい。

このような条件から、毎年 1 事例を目安に図 3.1、表 3.1 に示す災害を抽出した。なお、2011 年に紀伊山地で発生した崩壊には、規模(深さ・面積)が相対的に大きく、「深層崩壊」として「表層崩壊」と区別される崩壊が多数発生した((社)砂防学会, 2012; 田村ら, 2009)。第 2 章でみたように、本研究の対象とする現象は、地下水流動を表層土層内において斜面勾配に沿った状態で仮定できる現象であり、さらにその中でも、 $h/D=1.0$ となる状態に特に着目している。紀伊山地で発生した深層崩壊は、崩壊深が 10～50m 程度と深く(磯貝ら, 2014)、崩壊発生時刻までの累加雨量は 1300mm 以上に及ぶものの、間隙率を考慮しても得られる h/D は非常に小さい状態となる。このことは、流域外からの地下水流入や基岩の内部崩壊、無視できない程度の初期水分が存在していたことが考えられる。そのため、本研究で仮定する到達時間内の雨量が地下水深を規定する Kinematic Wave を前提として適合性を評価することは適切ではないと考え、対象とはしなかった。ただし、対象現象に対する比較対照事例として、一部参考例として示した。



図 3.1 対象とする災害発生位置図

表 3.1 対象とする土砂災害と崩壊発生状況

番号	対象事例	年月日	地域・地質	崩壊発生概要 (斜面勾配, 崩壊深等)	関連する 調査結果*1
1	防府	2009.7.21	山口県防府市 (花崗岩)	72 時間約 300mm の降雨により, 複数の土石流が発生した。谷筋や溪岸で発生した表層崩壊を起源とする箇所が多く, 広い範囲へ土石流が流下した。	古川ら(2009) 海堀(2009)
2	庄原	2010.7.16	広島県庄原市 (流紋岩・安山岩)	3 時間約 200mm の降雨により, 山腹斜面の中腹～上部で多数の表層崩壊が発生した。崩壊の発生位置が直線的に並ぶ特徴が見られた。	海堀ら(2010) 花岡ら(2012)
3	紀伊山地	2011.9.3-4	奈良県大塔村 和歌山県那智勝浦町他 (四万十帯堆積岩)	6 日間に 1000mm を超える長期かつ多量の降雨により, 複数の深層崩壊が発生した。崩壊深が数 10m 以上と非常に深く, また 1 箇所あたりの崩壊面積も数 1ha 以上と広く規模である。	磯貝ら(2014)
4	阿蘇	2012.7.12	熊本県阿蘇市 (凝灰岩・火山灰)	火山地域において 3 日間約 300mm の降雨により, 集中して表層崩壊が発生した。カルデラ谷壁斜面において, 溶結凝灰岩の上部を源頭とする浅い崩壊, 同じく斜面下部の崖錐部分を源頭とする崩壊及び中央火口丘周辺の降下火砕物の崩壊など, いくつかのパターンが認められた。	久保田ら(2013)
5	山口北部	2013.7.28	山口県萩市 (流紋岩)	3 時間約 200mm の降雨により, 集中して表層崩壊が発生した。崩壊地は礫質土が表層を覆っているが, すべり面は, 表層内部, 表層と基岩の境界, 表層と基岩の間に発達した風化層内部のいくつかに分類された。	海堀ら(2013) 松澤ら(2014)
6	伊豆大島	2013.10.16	東京都大島町 (溶岩・火山灰)	火山地域において 24 時間に 800mm を超える降雨により, 山腹斜面の広範囲で表層崩壊が発生した。斜面の表層は, スコリアと火山灰などの細粒の火山噴出物の互層構造となっており, 崩壊深は一律に 0.7～1.0m と浅い特徴があった。	石川ら(2014)

*1 : 本研究中で参照した代表的な資料を記載

各災害の概要は次のとおりである。

(1)防府(2009 年 7 月 21 日)

2009 年(平成 21 年)7 月 20 日より、防府市を中心に梅雨前線による降雨が続き、21 日正午頃、防府市で同時多発的に土石流災害が発生した。土石流が発生したのは、防府市北部の剣川、上田南川など、佐波川流域の支川流域である(図 3.2)。周辺の地質は大部分が深部までマサ化が進んだ防府花崗岩で、山腹斜面では多くの表層崩壊が発生した。この災害により、防府市内では、死者 14 名、全壊家屋 27 戸の被害が発生した。

気象庁防府で観測された降雨データによると、7 月 20 日午前 6:00 より降り始めた降雨は、同日 15:00 で一度降りやんだ。この期間の累加雨量は 56.5mm である。しかし、翌 21 日午前 6:00 より再度降り始め、正午までの 6 時間に連続 227.5mm を記録し、21:00 に降り終わるまでに 331.5mm となった(図 3.3)。海堀ら(2009)によると、最大 6 時間雨量の超過確率年はおおよそ 220 年、最大 24 時間雨量の超過確率年は概ね 120 年であったとされる。

崩壊発生時刻は、既存の聞き取り調査結果により概ね把握できている。NPO 法人山口県防災・砂防ボランティア協会(2011)によると、周辺一帯で 11:00~12:00 頃にかけて、斜面崩壊、土石流等に関する現象が確認されている。また、山越ら(2010)の調査でも、当時国道 262 号で巡回していた県土木職員らによって、12:00 頃に相次いで剣川中流域で土石流発生が目撃されたことが示されている。

古川ら(2009)は、災害発生後間もなく、土石流の発生した溪流のうち、剣川、上田南川及び石原地区の災害実態調査を実施している。そのうち剣川では、表層が多数発生し、その多くが尾根付近の凹地形で発生し、土石流化したものであった。また、松澤ら(2013)によると、剣川流域で発生した崩壊は、斜面の位置・斜面勾配及び土層厚から崩壊タイプを 3 タイプに分類された。いずれも、中風化岩を基岩とし、その上部の風化残積土または崩壊積土との境界面をすべり面とする崩壊である。

この地域では、1993 年 8 月 2 日~7 日にも同様の土砂災害が発生しており、空中写真からも表層崩壊の発生が確認できる。この時の降雨は、4:00~16:00 までのわずか 12 時間であったが、総降水量で約 203mm を記録した。



図 3.2 災害発生位置図(防府；本研究で対象とする剣川左支川)

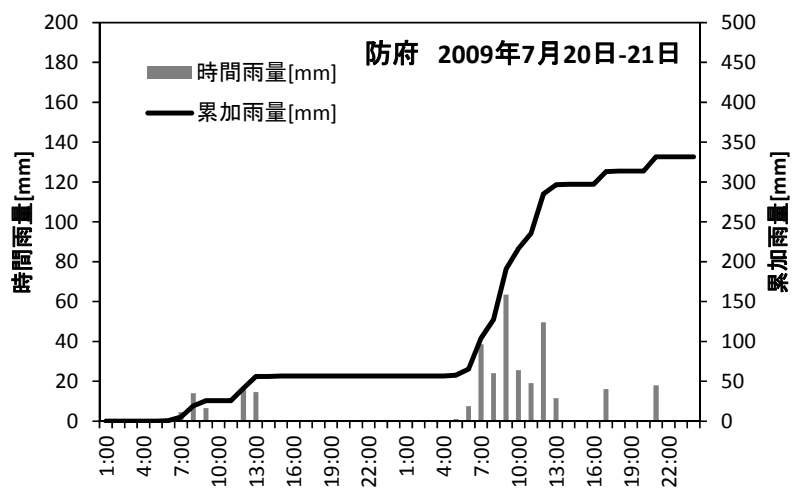


図 3.3 災害発生時のハイエトグラフ(気象庁防府)

(2)庄原(2010 年 7 月 16 日)

2010 年(平成 22 年)7 月 16 日 15:00～18:00 にかけて、広島県庄原市北部の篠堂川上流の山間地において集中豪雨が発生し、多数の崩壊・土石流が集中して発生した(図 3.4)。この災害の特徴として、非常に短時間の集中豪雨であった点と、わずか 4～5 km 四方程度の狭い範囲に崩壊・土石流が集中して発生した点があげられる(海堀ら, 2010)。また、花岡ら(2012)は、この災害で発生した土石流は多くの崩壊は、平行斜面の斜面中腹部でのみ発生している点をあげている。この災害により、死者 1 名、負傷者 1 名、家屋全壊 12 棟、同半壊 11 棟の被害が発生した。

崩壊・土石流が発生した篠堂川上流にもっとも近い雨量観測所は広島県の大戸観測所と、河北観測所、少し離れて気象庁庄原観測所がある。海堀ら(2010)によると、最も近い大戸観測所では、15:30～18:00 までのわずか 2 時間半に 173mm であった。それに対して、気象庁庄原観測所では、16:00～20:00 までに 65.5mm と少なく、大戸観測所の 3 時間豪雨は 5000 年確率を上回る確率規模であった(図 3.5, 図 3.6)。また、17:00 前後には篠堂川が氾濫しており、崩壊発生時刻も 17:00 前後だった。このことから、狭い範囲で発生した短時間豪雨であったことがわかる。

この降雨で発生した斜面崩壊の多くは、斜面の高い位置すなわち尾根に近い位置で発生していた。また、海堀ら(2010)の調査によると、崩壊幅は 10～15m、長さ 20～60m、崩壊深 0.5～1.5m 前後、斜面勾配が 33～43°のものが多く発生し、中には 28°前後の緩いものや 45°を超える急なものが見られた、とされる。

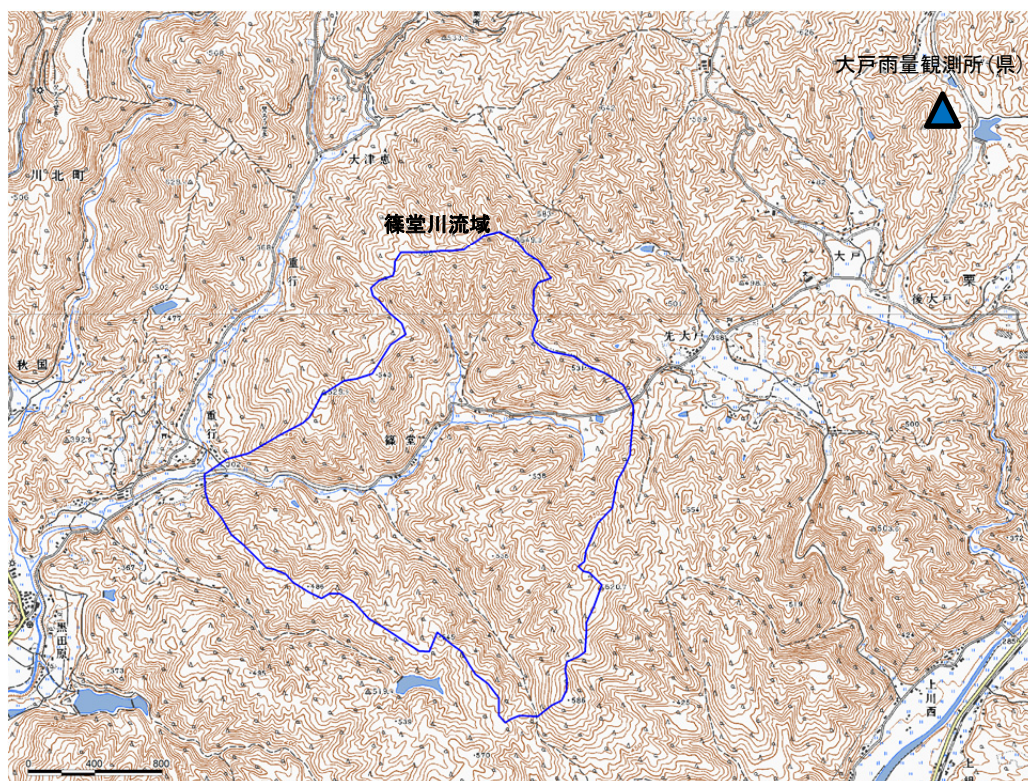


図 3.4 災害発生位置図(庄原；篠堂川流域)

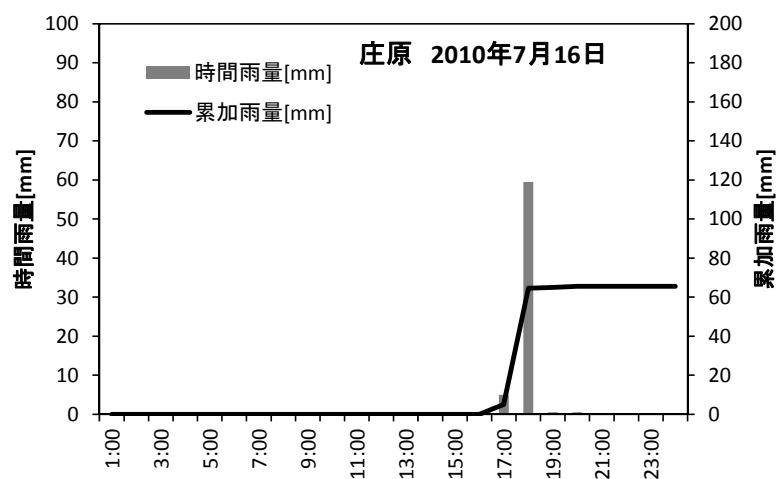


図 3.5 災害発生時のハイエトグラフ(気象庁庄原)

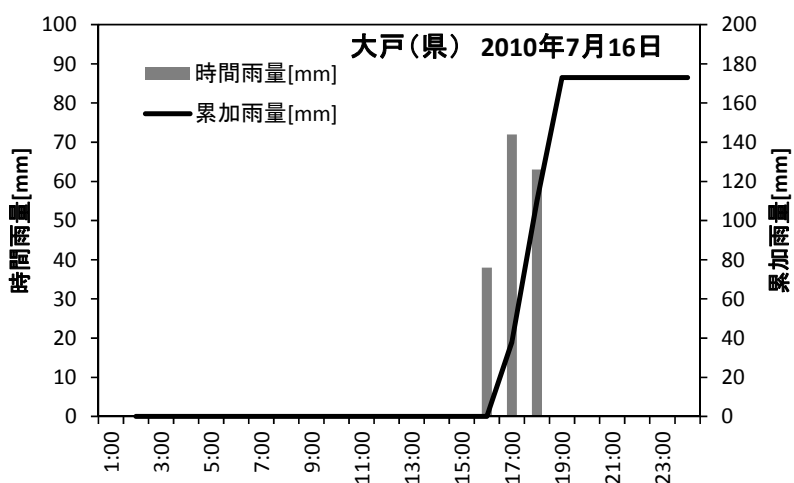


図 3.6 災害発生時のハイエトグラフ(広島県大戸)

(3)阿蘇(2012 年 7 月 12 日)

2012 年(平成 24 年)7 月 11 日～14 日にかけて、梅雨前線の影響により九州北部地方を中心に豪雨となった。11 日の深夜から 12 日未明にかけて、熊本県阿蘇地方では時間雨量 100/mm を超える豪雨となり、南阿蘇村及び阿蘇市の阿蘇山外輪山のカルデラ壁斜面を中心に同時多発的に土石流災害が発生した(図 3.7, 図 3.8)。この地域は、阿蘇山に由来する溶岩、火砕岩を火山噴出物が覆っていると同時に、カルデラ壁斜面下部には崖錐地形が形成されている。

崩壊・土石流は、中央火口丘から見て北側のカルデラ壁周辺と、根子岳周辺で集中して発生した。この災害により、阿蘇市で 21 名、南阿蘇村で 3 名の死者行方不明者が発生し、土砂災害により多くの家屋被害が発生した。この付近で最も近い降雨観測所は気象庁の阿蘇乙姫であるが、西側の立野地区から東側の坂梨地区では 10 km 以上離れており、災害発生時の降雨状況は同様ではなかった可能性もある。しかし、後日の酒井ら(2013)によるヒアリング調査によると、これらの土石流災害による被害時刻は、いずれも 7 月 12 日の 5:00~6:00 頃とみられている。

久保田ら(2013)によると、この地域では、1990 年にも同様の土石流災害が発生しており、カルデラ上部の牧草地を源頭に、火山灰層と下部の凝灰岩の境界部付近をすべり面としている点で同様とみられる。また、崩壊・土石流の特徴として、カルデラ壁の急斜面の崩壊、丘陵地の効火砕物斜面の崩壊及び中央火口丘の急斜面の崩壊、と崩壊・土石流の形態が分類されており、崩壊発生位置とカルデラ壁の位置関係や斜面表層の材料などが、同時に発生した崩壊・土石流でも、場所によって異なっている。そのため、崩壊発生箇所の斜面勾配や土層厚は一様ではない。土層厚については、遷急線付近で発生した崩壊では源頭部でも 1m 程度と浅いのに対して、崖錐斜面で発生した崩壊では 5.0m 程度であった。また、斜面勾配についても、20~25°前後(三久保地区)の緩い斜面から、35°程度(中坂梨地区・三野地区)の斜面も確認されている。

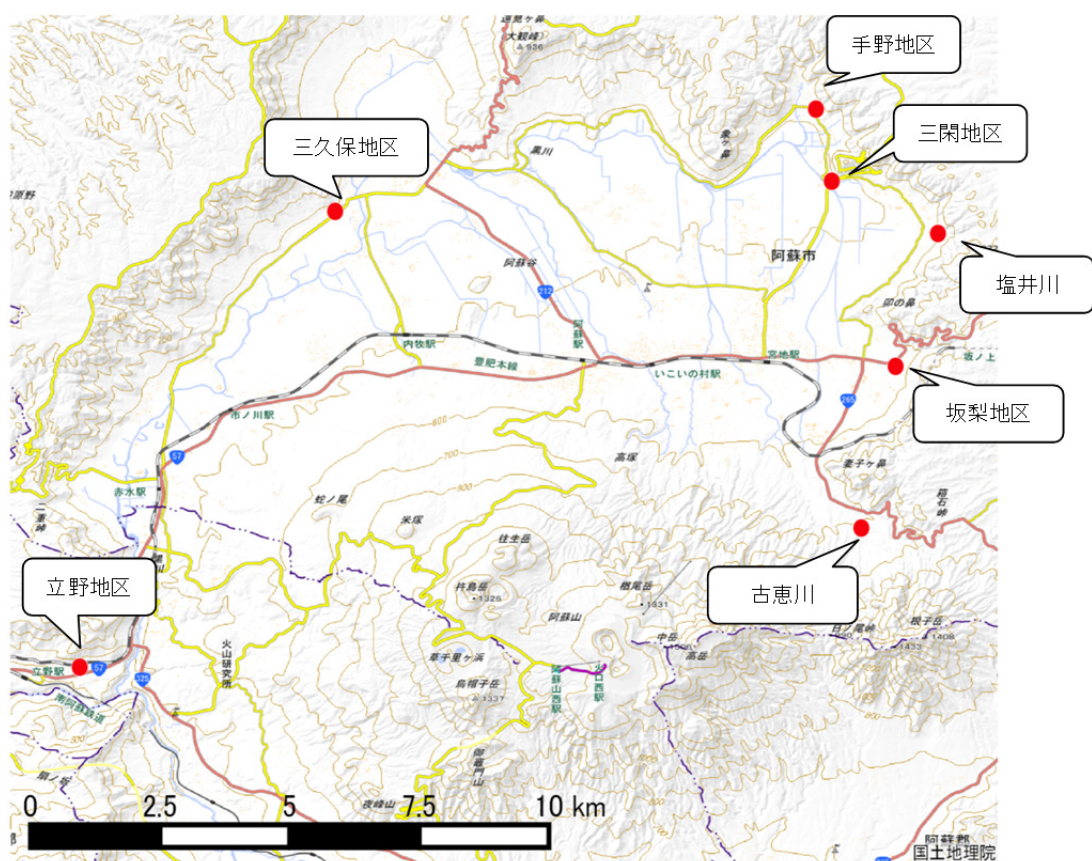


図 3.7 主な災害発生位置図(阿蘇)

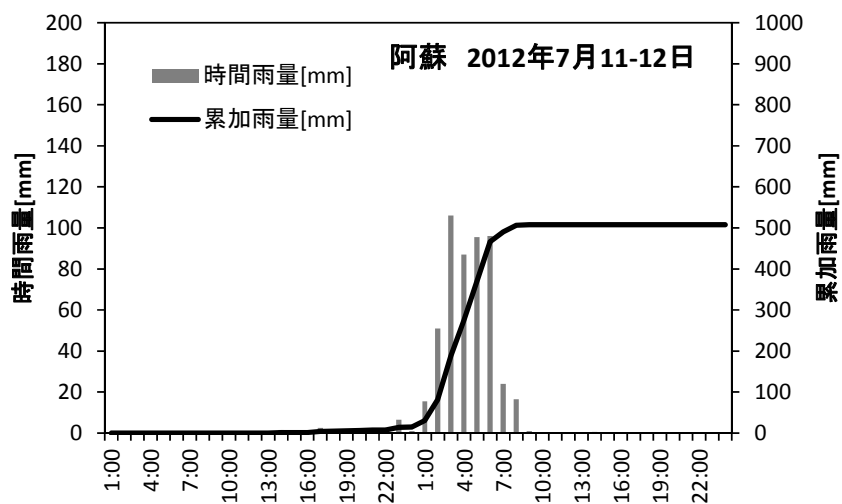


図 3.8 災害発生時のハイエトグラフ(気象庁阿蘇乙姫)

(4)山口北部(2013 年 7 月 28 日)

2013 年(平成 25 年)7 月 28 日の 4:00 から 14:00 にかけて、山口県萩市西部・島根県東部に集中豪雨が発生した(図 3.9)。萩市を中心に山地部で斜面崩壊やそれに起因する土石流が発生したことに加え、河川の増水・氾濫による被害も発生した。この災害により、萩市では死者・行方不明者 3 名の被害が発生した。

気象庁須佐で観測された降雨データによると、9:00~13:00 のわずか 4 時間で 317.5mm の降雨を記録した。最大時間雨量は 11:00~12:00 の 137.5mm であった(図 3.10)。海堀ら(2013)によると、時間雨量及び 24 時間雨量は 1000 年確率規模を超える降雨であった。山口県(2014)の記録によると、萩市須佐での土砂崩れが 11:45 と記録されている。

周辺の主な地質は流紋岩質凝灰岩である。松澤ら(2014)は、発生した表層崩壊を、基岩面ではなく礫質土層内の固結部の上部が崩壊する「礫質土の脆弱部の崩壊」、風化基岩上の礫質土が崩壊する「礫質土と基岩面の崩壊」、風化岩上の亀裂が発達したクリープ岩塊が崩壊した「岩盤クリープ性の崩壊」の 3 つの崩壊形態に分類した。崩壊深は 0.6m から最大でも 2m 程度と浅い崩壊も多い。

この地域における過去の災害としては、1983 年 7 月 20 日~23 日の豪雨は島根県西部を中心とした山陰地方に多数の斜面崩壊を引き起こしたことが記録されていた(たとえば科学技術庁国立防災科学技術センター, 1984; 建設省中国地方建設局, 1984)。

空中写真判読によると、2013 年の災害発生後に加え、1982 年~1986 年の間に新たな表層崩壊が多数確認された。この期間には 1983 年 7 月のほか、1985 年 6 月に日雨量 200mm を超える降雨が発生している。1985 年の降雨は梅雨前線の停滞によるもので、須佐で 1,000mm を記録し、死者 4 名が発生する被害が発生した(山本ら, 2011)が、この時の崩壊発生の有無、土砂災害による被害状況に関する記載は確認できなかった。



図 3.9 災害発生位置図(山口北部；本研究で対象とする押谷地区)

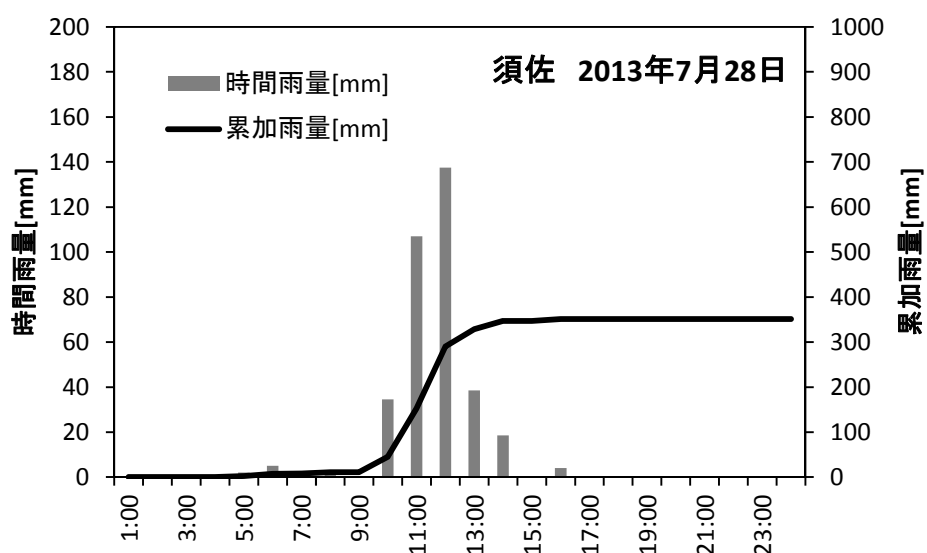


図 3.10 災害発生時のハイエトグラフ(気象庁須佐)

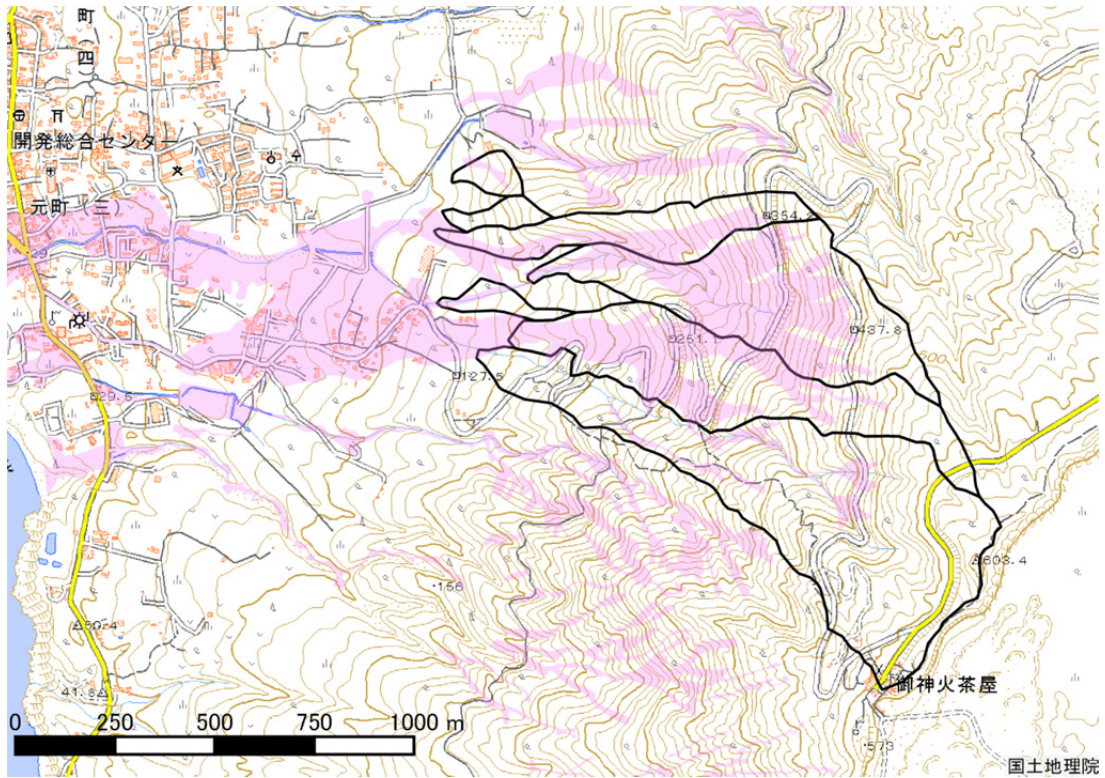
(5)伊豆大島(2013 年 10 月 16 日)

平成 25 年(2013 年)10 月 15 日～16 日にかけて、伊豆大島北西部では、台風 26 号の豪雨により、山腹斜面の広範囲で表層崩壊が発生し、死者・行方不明者 39 名に及ぶ土砂災害が発生した(図 3.11)。この災害は、火山灰質の山腹斜面において過去に例のない豪雨がもたらされた結果、多数の表層崩壊が発生すると同時に、下流の広範囲へ土砂が流下し、細粒の土砂が海岸まで流出している点で非常に特徴的である(石川ら、2014)。

台風 26 号の接近により 10 月 15 日午前 9:00 より降り始めた降雨は、午後 18:00 の時点で 120mm を超過し、気象庁及び東京都は、18 時 5 分に土砂災害警戒情報を発表した。その後、さらに降雨は降り続き、深夜 0:00 で 298.5mm に達し、翌日午前 6:00 までの間に連続雨量は 800mm に達した。特に、16 日午前 1:00 から 5:00 までの 4 時間に 426mm の豪雨となっている(図 3.12)。秋山ら(2014)の住民らへのヒアリング結果によると、土石流による被害発生は深夜 2 時 15 分頃の停電が最初の記録となり、午前 3 時 30 頃にかけて、崩壊土砂が土石流となって元町地区へ到達している。

一帯の山腹斜面は、三原山に由来する溶岩流とスコリア丘を基盤岩とし、火山噴出物を含む 1m 未満の薄い表層土層で覆われている。この特徴は、平成 24 年(2012 年)7 月九州北部豪雨によって土砂災害が発生した阿蘇地域とも共通している。表層崩壊が大金沢を中心に広範囲に及ぶが、崩壊深は 0.5～1.0m と浅く、火山灰を含む粗粒分の多い表層と、シルト分など細粒のレス層の境界部をすべり面としていることが確認されている(石川ら、2014)。

本災害発生前の既往最大 24 時間雨量は、昭和 57 年(1982 年)9 月 12 日の 712mm であった(気象庁東京管区气象台、2013)が、この降雨による被害発生の記録は見当たらない。この地域における過去の主な災害としては、昭和 61 年(1986 年)三原山噴火が挙げられるほかは、昭和 33 年(1958 年)11 月の狩野川台風による豪雨まで遡る。住民の中には、家族から狩野川台風での土石流発生時の記録を託されていた方もいたが(日本経済新聞、2013)、「大島町地域防災計画」(大島町、2009)にも、「台風は多雨になるが、地形・地質の関係で洪水等になることはほとんどない」と記載されており、豪雨による水害、土砂災害に関してあまり経験がなかった地域であることがうかがえる。なお、狩野川台風では、最大 48 時間雨量 445.8mm、最大時間雨量 87.5mm であり、降雨後半の数時間の降雨強度が強くなる点で、台風 26 号と共通しているが、連続雨量としては台風 26 号の 6 割未満であった。



国土地理院による土砂流出範囲

図 3.11 災害発生位置図(伊豆大島；本研究で対象とする大金沢流域他)

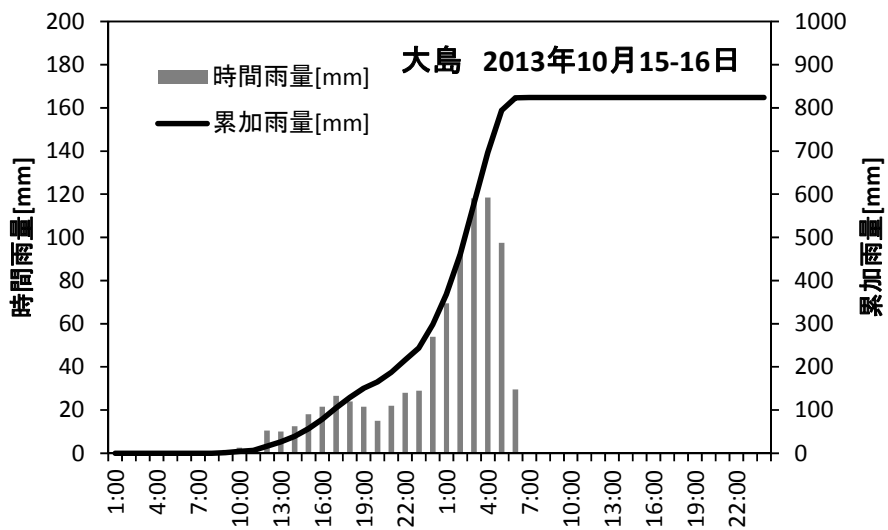


図 3.12 災害発生時のハイエトグラフ(気象庁大島)

3.2.2 降雨の整理

これらの事例について、降雨の状況を表 3.2, 表 3.3 に整理した。ここで、それぞれの崩壊を引き起こした降雨は、前後に 24 時間以上の無降雨期間をもつひとまとまりの降雨とした。また、使用する降雨データを 1 時間データとしたため、発生時刻を含む次の正時までとした。災害発生箇所周辺の雨量観測所(主に気象庁)の位置図を図 3.13～図 3.17 に示す。崩壊発生時刻については、以下のように推定した。

防府については、山越ら(2010)のヒアリング調査及び NPO 法人山口県防災・砂防ボランティア協会(2011)の調査結果により、21 日 11:00～12:00 とした。ただし、21 日午前 8 時頃から河川に土砂が流入している目撃情報がある。

庄原については、海堀ら(2010)のヒアリング調査により、16 日 16:00～18:00 とした。また、狭い地域における短時間強雨による発生であった。

紀伊山地については、Yamada *et al.*(2012)の地震計の波形データによる赤谷東 3 日 18:00～20:00, 赤谷 4 日 16:22, 長殿 4 日 10:45 と推定された時刻とした。

阿蘇については、酒井ら(2013)が後日実施したヒアリング調査により、12 日 4:00～6:00 とした。

山口北部については、庄原と同様に短時間強雨の発生時の災害であったことから、降雨データと山口県(2014)による記録から、28 日 12:00 とした。

伊豆大島については、秋山ら(2014)の実施したヒアリング調査により、16 日 2:00～3:00 とした。

降雨の継続時間と連続雨量を見ると、紀伊山地が 122 時間(約 5 日間)と最も長く継続した。崩壊発生時刻までを見ても、連続雨量は 1,000mm 以上となる。それ以外は概ね 1 日～2 日程度の継続時間である。最も短い庄原では、5 時間の継続時間に対し、173mm(県大戸)で崩壊している。また、式(2-50)により、斜面の地下水深は到達時間内の総雨量に支配されることから、崩壊発生時刻までの累加雨量で比較すると、紀伊山地に次いで阿蘇及び伊豆大島が約 460mm, 防府及び山口北部が約 290mm, 庄原が 173mm であった。

表 3.2 降雨継続時間及び平均降雨強度

	対象事例	観測所	降雨期間	最大1 時間雨量 [mm]	連続 雨量 [mm]	降雨 継続時間 [hr]
1	防府	防府	2009/7/20 5:00 2009/7/21 21:00	63.5 (21日 9 : 00)	331.5	40
2	庄原	大戸	2010/7/16 15:00 2010/7/16 18:00	72.0 (16日 17:00)	173.0	3
3	紀伊山地	風屋ダム	2011/8/31 4:00 2011/9/5 6:00	44.5 (2日 22:00)	1360.0	122
4	阿蘇	阿蘇乙姫	2012/7/11 13:00 2012/7/14 17:00	106 (12日 3:00)	829.0	76
5	山口北部	須佐	2013/7/28 3:00 2012/7/28 16:00	137.5 (28日 12:00)	351.0	13
6	伊豆大島	大島	2013/10/15 8:00 2013/10/16 7:00	118.5 (16日 4:00)	824.0	23

表 3.3 災害発生推定時刻までの累加雨量及び平均降雨強度

	対象事例	観測所 (気象庁)	推定崩壊 発生時刻	崩壊時刻 までの 累加雨量 [mm]	崩壊時刻 までの 継続時間 [hr]	降り始めから 崩壊時刻までの 平均降雨強度 [mm/h]	備考
1	防府	防府	2009/7/21 12:00	285.0	31	9.2	28.6 mm/h (7/21 4:00-12 : 00)
2	庄原	大戸	2010/7/16 18:00	173.0	3	57.7	
3	紀伊山地	風屋ダム	2011/9/3 20:00	1,021.0	88	11.6	赤谷東
			2011/9/4 11:00	1,345.0	103	13.1	長殿
			2011/9/4 17:00	1,358.5	109	12.5	赤谷
4	阿蘇	阿蘇乙姫	2012/7/12 6:00	466.0	17	27.4	57.3 mm/h (7/11 22:00-7/12 6 : 00)
5	山口北部	須佐	2013/7/28 12:00	290.0	9	32.2	93.0mm/h (7/28 9:00-12:00)
6	伊豆大島	大島	2013/10/16 2:00	460.0	18	25.6	

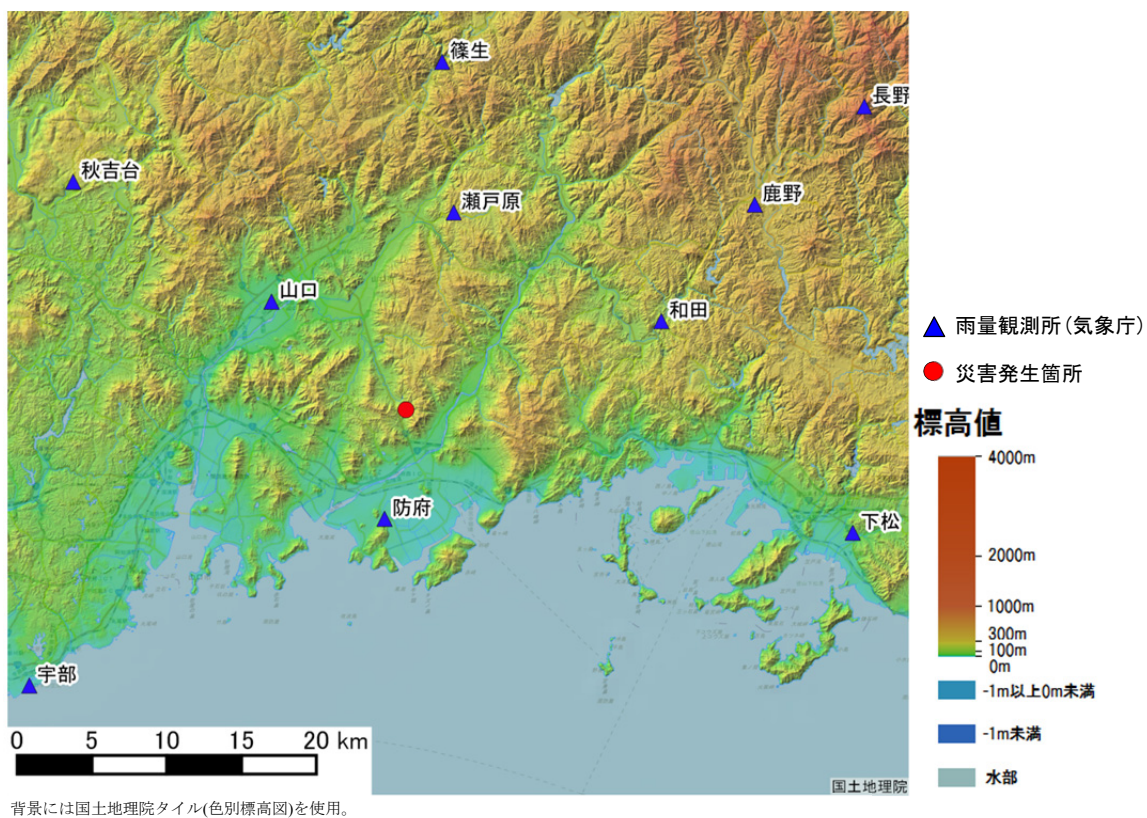


図 3.13 雨量観測所位置図(防府)

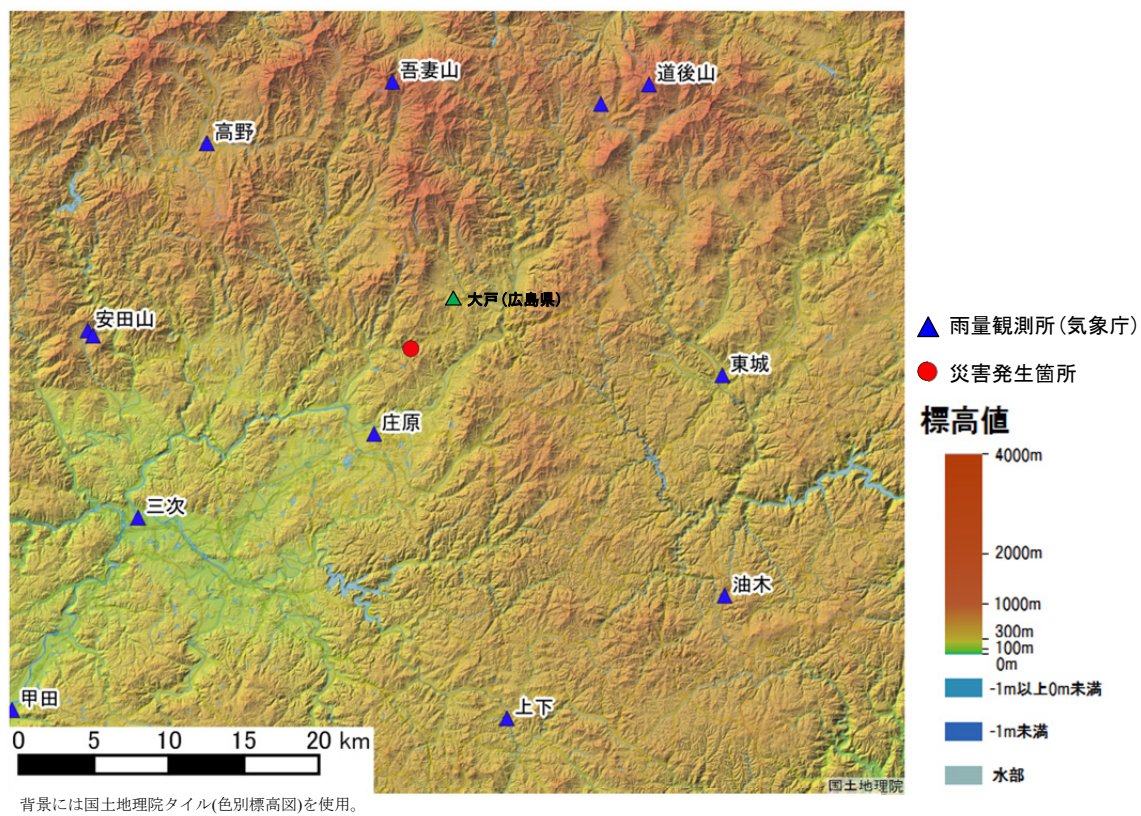
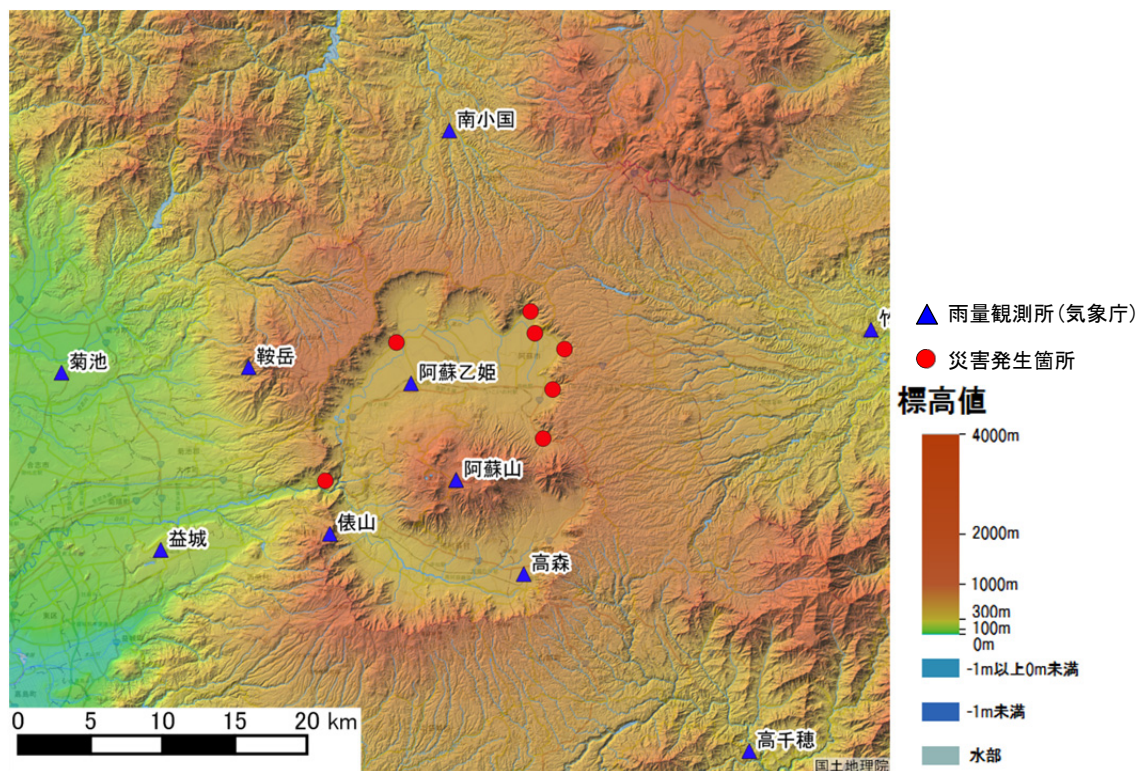
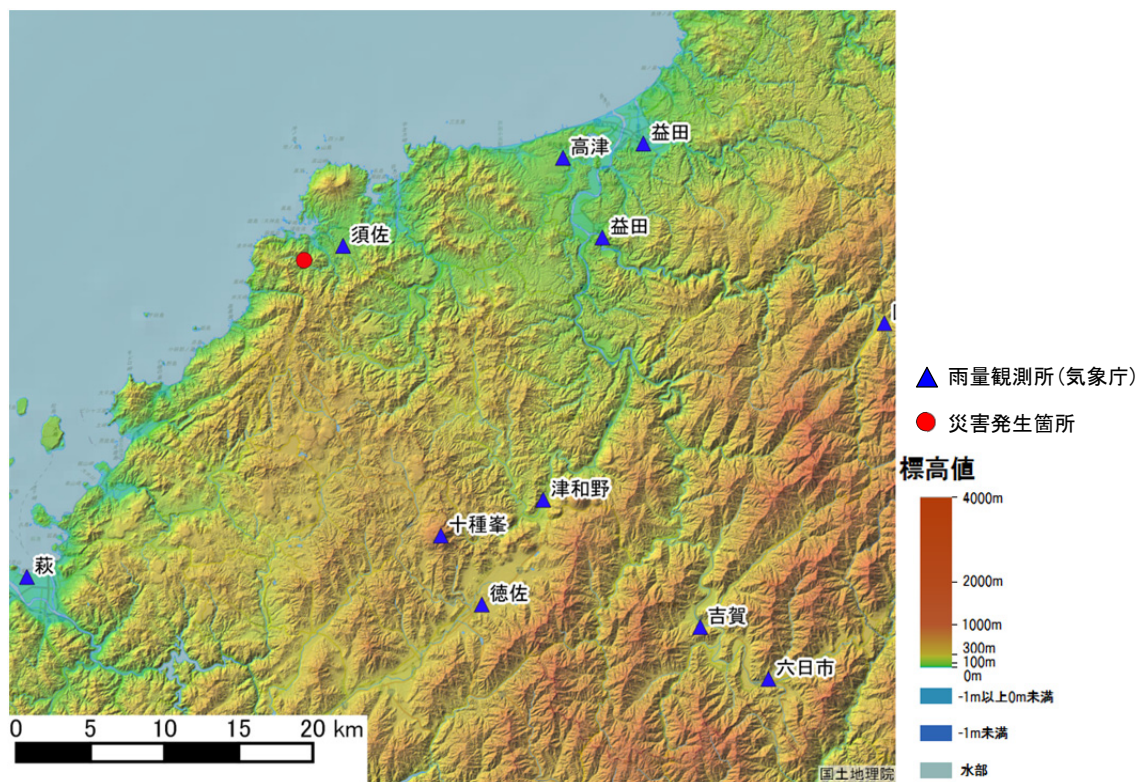


図 3.14 雨量観測所位置図(庄原)



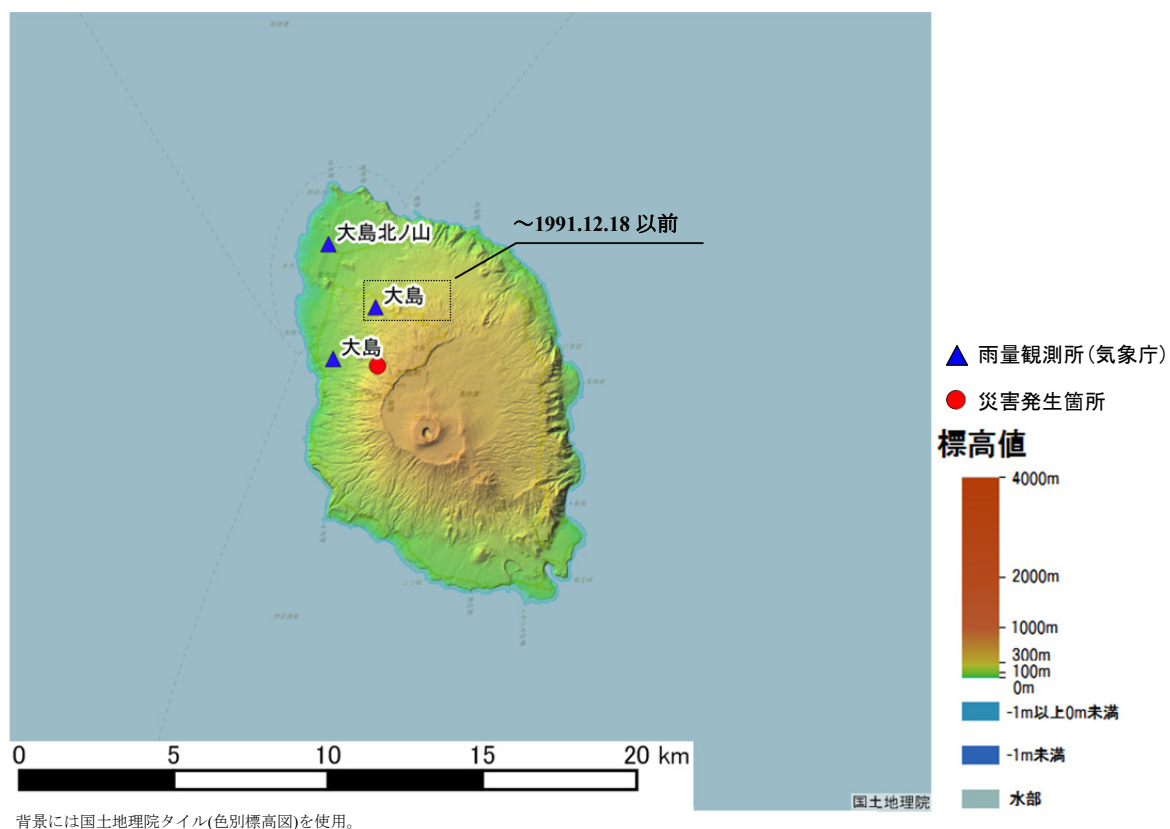
背景には国土地理院タイル(色別標高図)を使用。

図 3.15 雨量観測所位置図(阿蘇)



背景には国土地理院タイル(色別標高図)を使用。

図 3.16 雨量観測所位置図(山口北部)



背景には国土地理院タイル(色別標高図)を使用。

図 3.17 雨量観測所位置図(伊豆大島)

3.2.3 検討に用いる基礎データ

各崩壊事例について、崩壊地に関する基礎データは表 3.4, 表 3.5 に示すとおりである。崩壊地判読結果は、災害直後に実施された空中写真判読やその後業務報告書として作成されたものである。阿蘇、庄原は、アジア航測(株)による崩壊地判読図の画像データのみが公開されており、基図となる地形図は 25000 分の 1 地形図である。防府及び山口北部については、国土交通省及び土木研究所において、崩壊発生後の LP データ及びオルソ画像に基づく崩壊地判読結果が得られている。伊豆大島については、国土地理院より判読、ホームページ上で公開された土砂流出範囲のポリゴンを基にしている。ただし、石川ら(2014)による報告から、崩壊発生域と土砂流下範囲を分離することができる。

1m 以下の崩壊後 DEM に基づく判読結果であれば、かなり精度よく崩壊範囲を地形図上に移写することが可能である。しかし、空中写真判読に基づくものであると、判読及び移写の過程で誤差が生じることは避けられない。本研究で対象とする表層崩壊は 1 箇所あたり幅、長さとも 10~20m 程度であり、判読された崩壊地の位置についても 10m オーダー程度の精度と考える。

崩壊地勾配については、1m 精度の DEM データ及び正確な判読位置図のある防府及び山口北部については、DEM データより測定することが可能である。また、伊豆大島についても、公開されたポリゴンデータと、火山基本図として国土地理院より公開されている 5mDEM データより測定することが可能である。一方、阿蘇及び庄原については、既往の災害報告における現地調査結果による。

崩壊深については、防府及び山口北部は、「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル」((独)土木研究所, 2008)を適用できるよう、複数点における土質試験、小流域に対する SH 型簡易貫入試験機を用いた高密度の簡易貫入試験が実施され、表層土層厚分布が推定されている。防府は、内田ら(2011)が、剣川流域の右支溪($A=0.06\text{km}^2$)を対象に、SH 型簡易貫入試験機による 151 点の貫入試験及び 7 箇所 2 深度の土質資料を採取して間隙率、飽和時単位堆積重量、内部摩擦角、土の粘着力を測定した。簡易貫入試験結果及び災害前後の LP 計測データより、5m 間隔で表層土層厚分布が推定されている。山口北部も同様に、国土交通省中国地方整備局(2014)が内田ら(2011)が実施した方法と同様の方法で、SH 型簡易貫入試験機による貫入試験 200 点と、土質試験 8 点を実施した。秋山ら(2017)は、この結果を用いて、災害発生前後の LP 計測成果から、表層土層厚分布を推定した。

伊豆大島については、このような詳細な調査は実施されていないものの、現地調査により一様に概ね 0.7~1.0m であることが確認されている(例えば石川ら, 2014 ; 佐藤ら, 2015)。阿蘇、庄原については、崩壊地勾配と同様に既往の災害報告等に基づく結果である。

土の粘着力及び土の内部摩擦角については、それぞれの災害発生後に現地で採取された試料に対する室内試験結果が得られている。ただし、阿蘇については、2012 年の災害発生後の結果は見当たらなかったため、同様の災害が発生した 1990 年災害発生後の結果を使用した。

表 3.4 既往資料に基づく崩壊事例の基礎データ

番号	対象事例	崩壊地判読基図	崩壊地勾配及びその根拠	崩壊深及びその根拠	土の粘着力 土の内部摩擦角
1	防府	1mDEM	32～43° (DEM による等高線から計測)	1.0～4.4 m 簡易貫入試験及び差分解析結果	$c=2.0\sim8.9\text{ kN/m}^2$ $\phi=8.8\sim39.7^\circ$ 内田ら(2011)
2	庄原	1/25,000	33～43° (災害報告)	0.5～1.5 m (災害報告)	$c=5\sim24\text{ kN/m}^2$ $\phi=18\sim26^\circ$ 岡本ら(2011)
3	阿蘇	1/25,000	20～35° (災害報告)	1.0～4.0 m 災害報告	$c=0.93\sim1.74\text{ kN/m}^2$ $\phi=16.9\sim22.2$ 清水ら(1992) *1990 年災害後
4	山口北部	1mDEM	42～59° (DEM による等高線から計測)	0.6～1.5 m 簡易貫入試験及び差分解析結果	$c=7.7\text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$ 秋山ら(2017)
5	伊豆大島	1/25,000	30～47° (DEM による等高線から計測)	0.7～1.0 m 簡易貫入試験他	$c=1.1\sim10.1\text{ kN/m}^2$ $\phi=20\sim36^\circ$ 福山ら(2014), 高原ら(2014)

表 3.5 使用した崩壊地データ(判読結果)

番号	対象事例	崩壊箇所 (位置・範囲)	解析に用いる判読結果及び基図
1	防府	剣川流域	「山口豪雨災害土砂移動実績調査報告書」 1mDEM から作成した 1m 等高線図 秋山ら(2015)で使用した判読結果と同様
2	庄原	篠堂川流域	アジア航測(株)がホームページ上で災害情報として公開した判読図。 基図は国土地理院 2.5 万分の 1
3	阿蘇	南阿蘇市村 阿蘇市	アジア航測(株)がホームページ上で災害情報として公開した判読図。 基図は国土地理院 2.5 万分の 1
4	山口北部	山口県萩市 須佐地区	「中国管内土石流発生危険度評価検討業務報告書」 基図は 1mDEM から作成した 1m 等高線図 秋山ら(2017)で使用した判読結果と同様
5	伊豆大島	東京都大島町 元町地区	国土地理院地理院地図で、防災情報として公開された判読図 ¹⁾ 。 基図は国土地理院 2.5 万分の 1

1)国土地理院(2013)による土砂流出範囲判読結果 <http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h25-taihu26-index.html>
及び石川ら(2014)の空中写真判読による崩壊地範囲から作成。

防府及び山口北部に対する土層厚(崩壊深)の推定は、崩壊地と非崩壊地では異なる方法による(図 3.18)。なお DEM データは 1mDEM を計算用に 5m 間隔にリサンプリングしたグリッドデータを使用した。

崩壊地については、崩壊前後の DEM データの差分を取り、この差分値を土層厚とする。山口北部では、災害発生前の DEM データがなかったことから、災害発生後の DEM データについて、崩壊地部のデータを除いて周囲のデータから作成した TIN により内挿補間し、災害発生前の DEM データを作成し、災害前後の差分を求めた。また、差分結果から得られた土層厚が現地の崩壊地の状況からみて適当でない場合、現地で確認できた崩壊深へ修正した。

非崩壊地については、最初に簡易貫入試験結果により得られた N_d 値から基岩面を推定した。基岩面となる N_d 値は、崩壊深より防府、山口北部ともに $N_d=10$ とした。簡易貫入試験実施点の基岩面標高と地表面標高の差を土層厚とし、対象範囲全域をクリギング法によって補完し、1m グリッドの土層厚のラスターデータを作成した。

その後、非崩壊地から作成した土層厚のラスターデータに対して、崩壊箇所は上記の崩壊地のデータで置き換えるとともに、非崩壊地についても実際に簡易貫入試験を実施した点については、試験値から得られた土層厚に置き換えた。

このようにして土層厚分布を作成し、災害前の地表面データから土層厚分を控除した基岩面標高データを作成した。斜面勾配及び集水面積の算出にはこの基岩面標高データを使用した。防府の対象流域及び山口北部の対象流域の簡易貫入試験実施点及び土層厚分布を図 3.19、図 3.20 に示す。

土層厚・基岩地形の設定方法

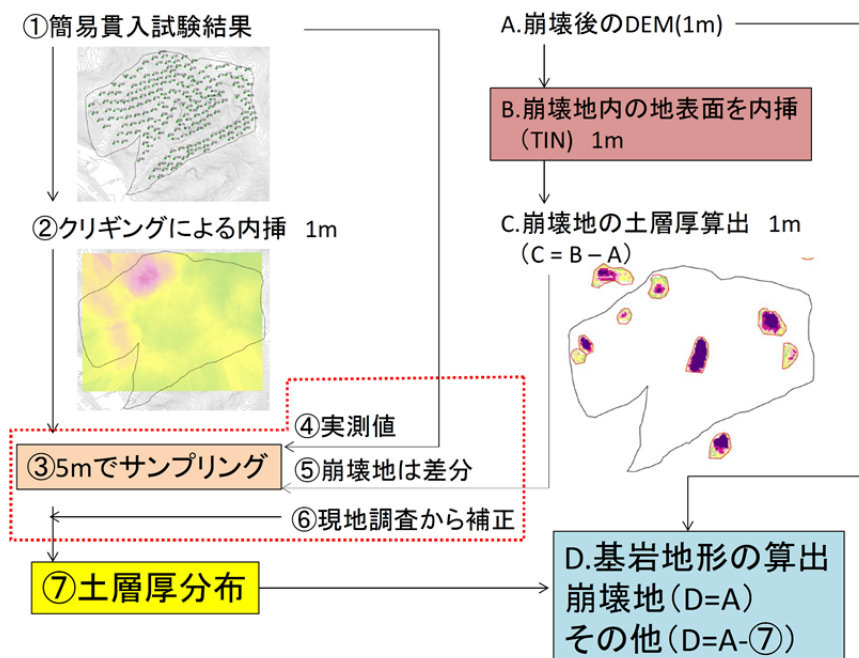


図 3.18 土層厚分布の推定手法(山口北部の例)

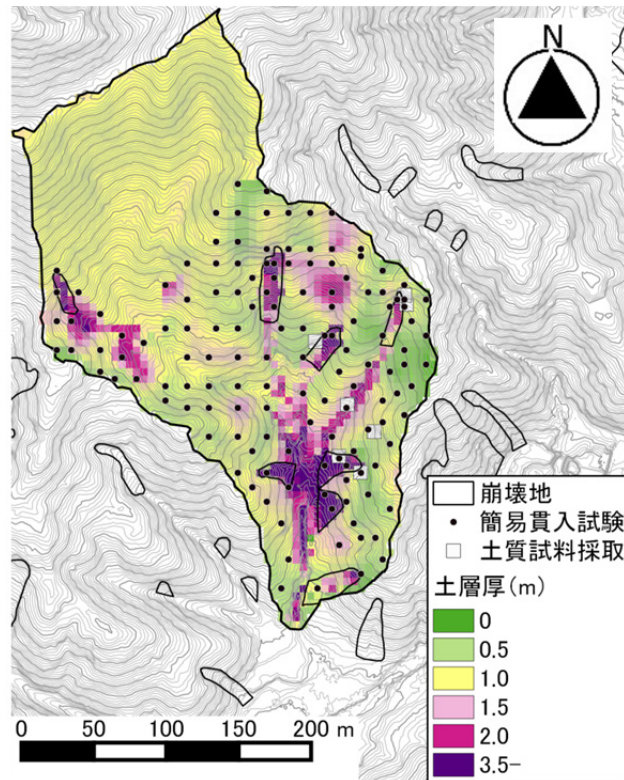


図 3.19 土層厚分布及び簡易貫入試験実施点(防府)

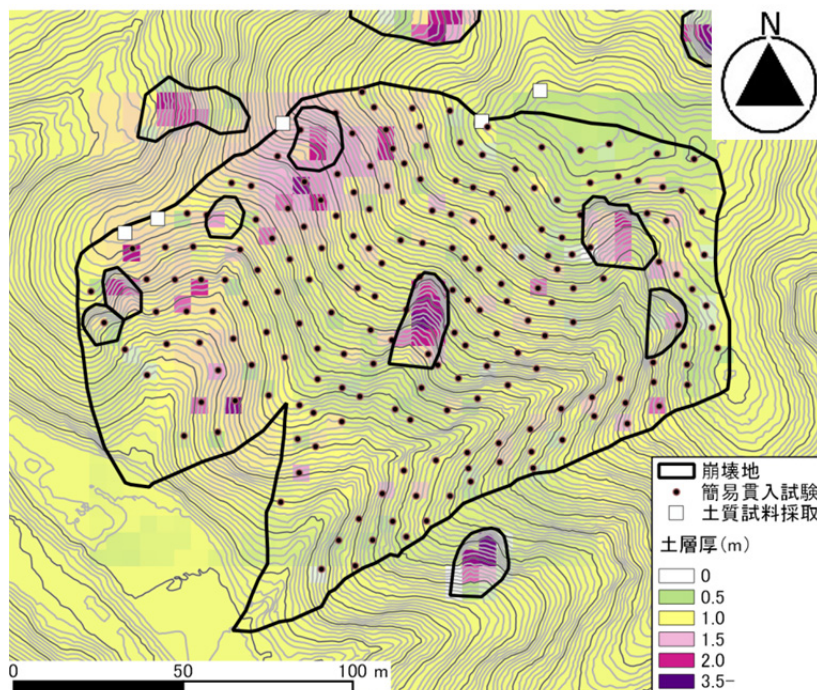


図 3.20 土層厚分布及び簡易貫入試験実施点(山口北部)

伊豆大島については、防府や山口北部のような調査は実施されていないものの、土層厚は一様に 1.0m 未満であることが記載されている(例えば石川ら, 2014 ; 国土交通省国土技術政策総合研究所ら, 2015 ; 佐藤ら, 2015)。なお、石川ら(2014)の土石流・流木の発生・流下堆積範囲図をもとに、国土地理院(2013)の判読した土砂流出範囲について崩壊発生域を分離した(図 3.21)。

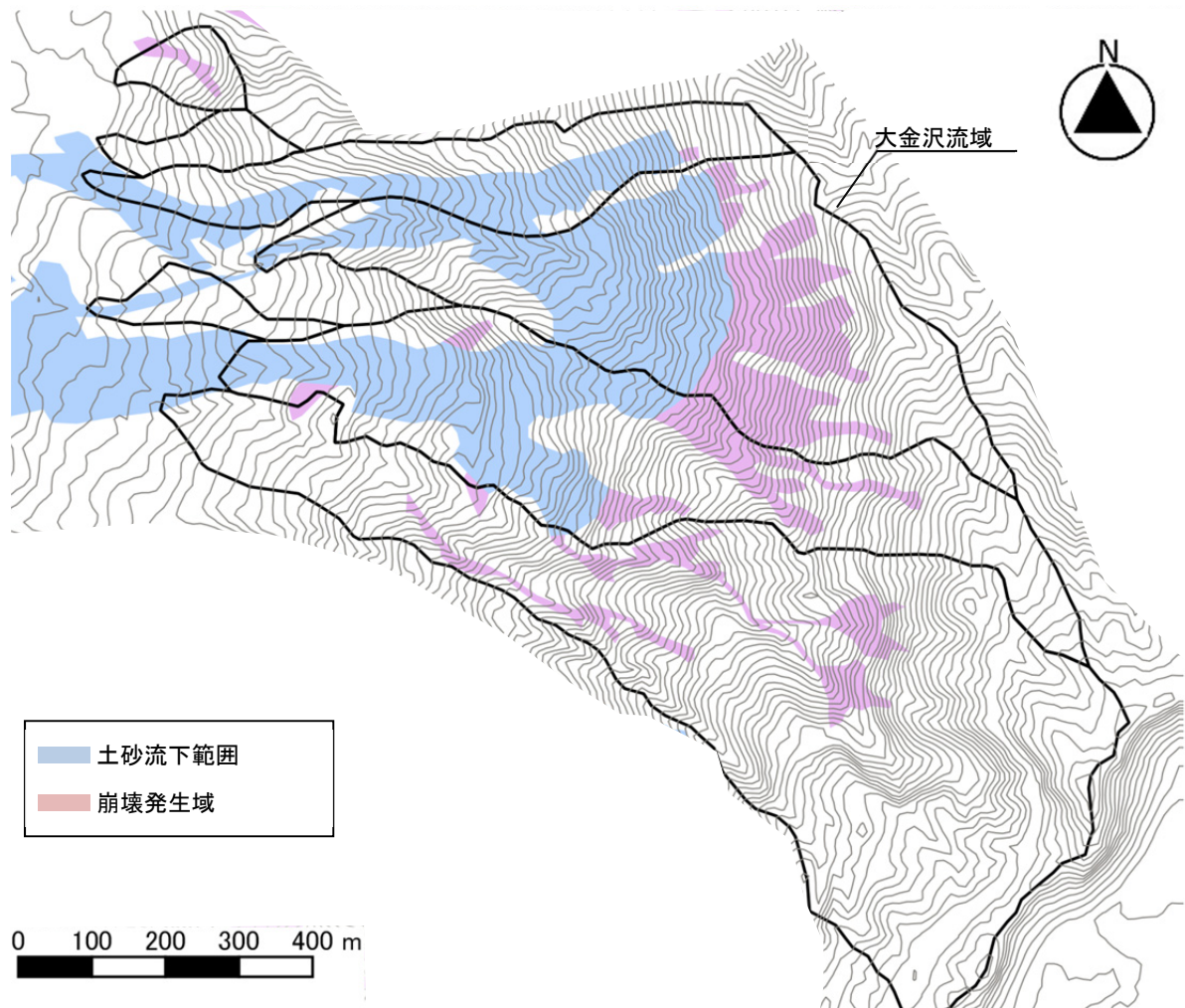


図 3.21 伊豆大島における大金沢周辺の崩壊範囲

3.3 崩壊事例の降雨と到達時間

各事例について平野ら(1986)に従って、過去の災害発生降雨・非発生降雨をもとに降雨量から到達時間を推定し、崩壊発生時の地下水深について逆推定を試みた。また、崩壊地判読結果より、崩壊発生位置(尾根からの距離)と到達時間の関係を求め、到達時間と崩壊発生位置(尾根からの距離)の関係について考察した。

3.3.1 到達時間内の雨量と崩壊発生時の地下水深

本章で使用する降雨データは表 3.6 のとおりである。2011 年 12 月までのデータについては、2012 年 8 月時点で「気象業務支援センター」で購入可能であった「気象データベース・アメダス：フルセット版 version 3.20」を使用している。2012 年以降は、気象庁がホームページ上で公開する「過去の気象データ」を使用した。この連続した 1 時間雨量データから、過去の降雨については、前後 24 時間の有無降雨時間をもつひとまとまりを 1 降雨とし、連続雨量 100mm 以上の降雨を対象として抽出した。

なお、庄原については、広島県の大戸観測所の過去の降雨データが一般には入手できないことから、気象庁庄原のデータを使用した。また、気象庁大島の観測地点は、1991 年 1 月に現在の位置へ移動している。

図 3.22 に各雨量観測地点における崩壊発生降雨と非発生降雨の一降雨ごとの N 時間雨量を示す。ここで、N 時間雨量は、崩壊事例については推定崩壊発生時から過去にさかのぼった N 時間雨量と最大 N 時間雨量を示す。それ以外の方発生降雨については一雨中の最大 N 時間雨量を示している。

表 3.6 使用した降雨データ諸元

番号	対象事例	観測所	所在地	緯度	経度	観測期間
1	防府	防府	山口県防府市	34° 1' 48"	131° 32' 6"	1976.1.1-
2	庄原	庄原	広島県庄原市	34° 51' 36"	133° 1' 24"	1976.1.1-
3	阿蘇	阿蘇乙姫	熊本県阿蘇市	32° 56' 24"	131° 2' 24"	1978.1.11-
4	山口北部	須佐	島根県須佐	34° 36' 54"	131° 37' 24"	1976.1.1-
5	伊豆大島	大島	東京都大島町	34° 45' 48" 34° 44' 54"	139° 22' 36" 139° 21' 32"	1976.1.1-1991.12.17 1991.12.18-

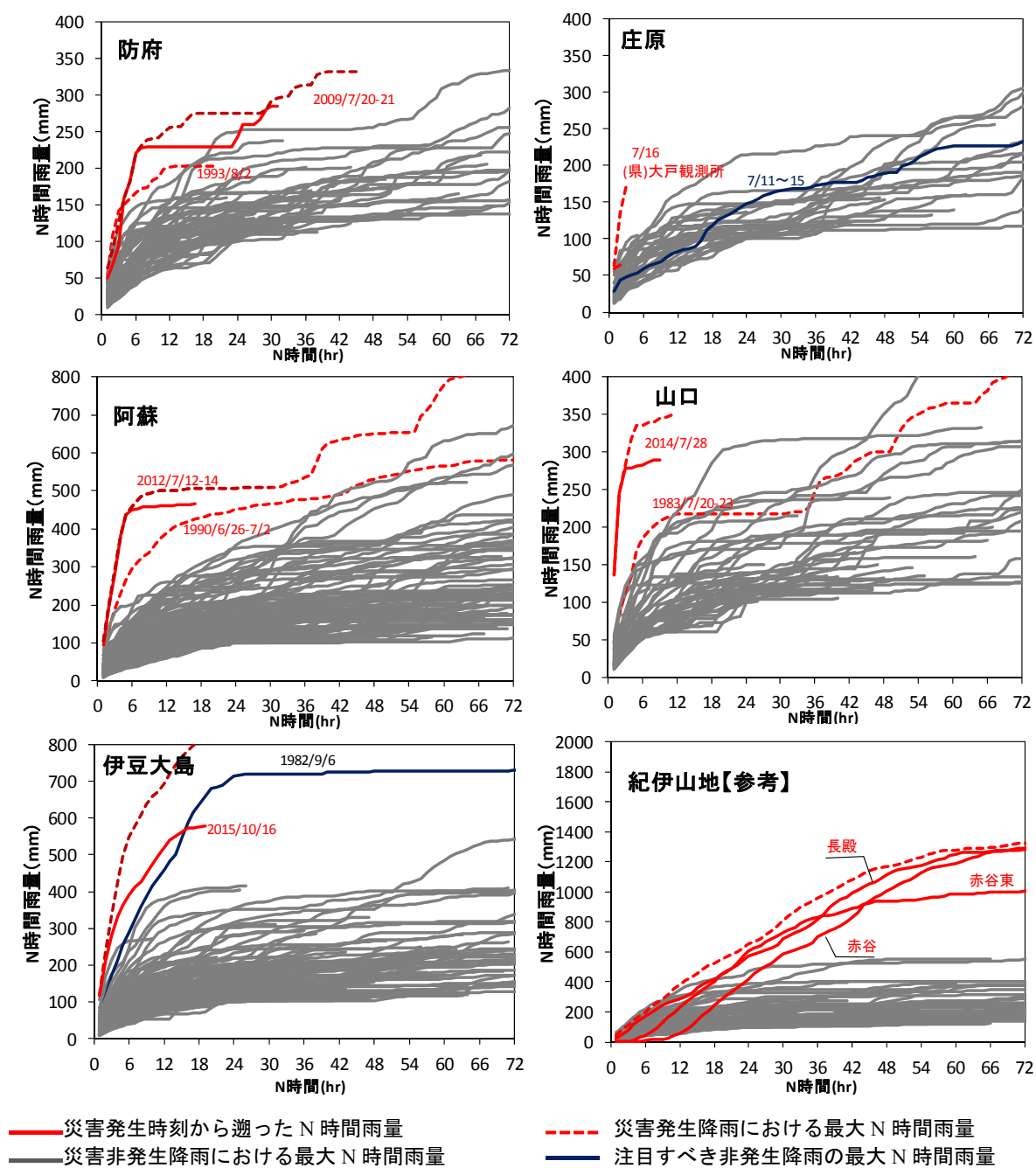


図 3.22 災害発生・非発生降雨時の最大 N 時間雨量

防府については、発生限界となる到達時間内雨量は、200～285mmであり、推定される到達時間は、過去の発生降雨の下限值である15時間、非発生の上限である24時間、2009年の災害発生までの継続時間である31時間が考えられる。

また、1993年に2009年と同様の崩壊発生に伴う災害が発生している。1993年の降雨時のハイエトグラフによると連続雨量は約200mmであり、崩壊発生時刻はわからないが、ほぼ半日程度で終了する降雨であった(図 3.23)。空中写真を比較すると、2009年は1993年よりも崩壊規模が大きく、同一条件による崩壊として扱うには課題がある(図 3.24)。

そのため、2009年の崩壊発生を対象とするにあたっては、この発生事例から得た条件を採用し、31時間285mmとした。

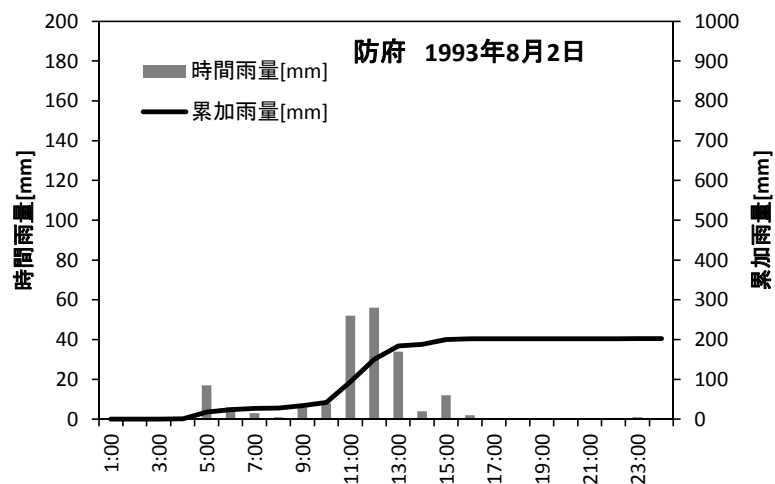


図 3.23 1993年8月2日の災害発生時のハイエトグラフ(気象庁防府)



図 3.24 対象箇所の過去の崩壊発生状況(防府)

庄原については、最寄りの観測所である大戸観測所(広島県)と、庄原(気象庁)では崩壊発生時の降雨データに大きな差があった。両者で観測される降雨量には開きが多いことも考え、本来であれば大戸観測所の過去のデータによる解析が望ましい。しかし、一般には入手できなかったことから、庄原のデータと比較した。

その結果、過去の非発生降雨と区別する到達時間が1～3時間雨量すべてで過去の降雨を上回ることになった。しかし、過去の降雨との開きが大きく、発生・非発生の限界点を探すことはできない。非発生の上限となる雨量と、発生時の雨量で考えると、15時間173mmといえる。

阿蘇では、1990年に同様の災害が発生しており、両者の発生時刻までの累加雨量、発生降雨の上限、非発生降雨のいずれもが、460～490mmにまとまっている。到達時間としてみると、発生・非発生の境界から約40時間といえ、2012年の発生例では短時間に降雨が集中することで、到達時間より短い17時間で発生したものと考えられる。ただし、1990年の例では、崩壊発生まで150時間が経過している。

久保田ら(2013)によると、2012年の災害の崩壊パターンは複数あり、土層厚や斜面勾配もさまざまである。そのため、この地域において発生する表層崩壊について、代表的な到達時間を特定するにおいては、発生した崩壊発生状況が一様ではないことに留意する必要がある事例である。

山口北部では、庄原と同様に短時間集中豪雨であり、1時間雨量～降雨終了(12時間雨量)まですべて分離されていた。また、過去の災害発生降雨として1983年に7月の崩壊が多発する災害が記録されていた。この降雨は、2013年と比較すると連続雨量に対して期間の長い降雨であった(図 3.25)。ただし、空中写真を比較すると、1983年の災害時は、2013年と比較して崩壊規模が小さく(図 3.26)、同一条件の崩壊として扱うことは適切ではない恐れがある。

そのため、発生の下限とみられる点が複数あり、到達時間の特定が難しい。そのため、2013年の崩壊発生を対象とするにあたっては、この発生事例から得た条件を採用した9時間290mmとした。

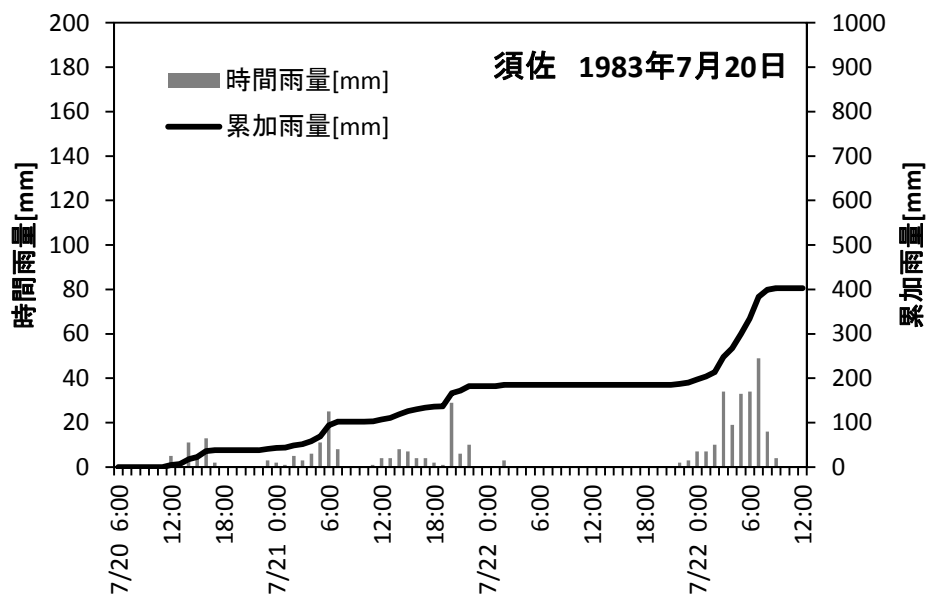


図 3.25 1983 年 7 月 20～23 日の災害発生時のハイエトグラフ(気象庁須佐)



図 3.26 対象箇所の過去の崩壊発生状況(山口北部)

伊豆大島では発生の下限として 18 時間 460mm, 非発生の上限として 14 時間 545mm が得られた。非発生の上限となる 1982 年の降雨について, 2013 年の大規模な表層崩壊のような事例は記録されていない。ただし, 1986 年に三原山が噴火しており, 土層厚を含む周辺環境が変化している可能性がある。また, 1991 年以前は現在と雨量観測所の位置が異なっており, 前後の降雨データを直接比較することは難しい。そのため, 2013 年の災害発生事例から得た条件である 18 時間 460mm を採用した。

以上の結果を, 表 3.7 に整理した。

ここで, 2.3 より土壌雨量指数の場合, 崩壊が発生するような豪雨時は, 1 段目のタンクに貯留高のある状態であり, この時のタンクモデルのパラメータから逆算される到達時間は, 4 時間～20 時間である。すなわち, 過去の発生・非発生から得られた崩壊発生を支配する到達時間と, 土壌雨量指数が想定する到達時間はほぼ同程度であることがわかる。

表 3.7 過去の災害発生・非発生降雨から推定した到達時間と到達時間内雨量

番号	対象事例	到達時間 [hr]	到達時間内 総雨量 [mm]	到達時間内 平均降雨強度 [mm/hr]	備考
1	防府	15	202	13.5	1993.8.2 過去の発生降雨の下限
		24	243	10.1	1979.6.29 非発生の上限
		31	285	9.2	2009 年災害発生時までの継続時間
2	庄原	15	173	11.6	過去の非発生降雨が発生降雨を超える時間
3	阿蘇	41	488	11.9	非発生の上限
		39	481	12.3	発生の下限
		17	466	27.4	2012 年災害発生時刻(6:00)までの継続時間
		150	480	3.2	1990 年災害発生時刻までの継続時間
4	山口北部	36	254	7.1	発生降雨の下限
		11	212	19.3	発生降雨の下限
		17	215	12.6	発生降雨の下限
		19	294	15.5	非発生降雨の上限
		50	322.5	6.5	非発生降雨の上限 (災害発生の前月)
		9	290	32.2	2013 年災害発生時刻までの継続時間
5	伊豆大島	14	545	38.9	非発生降雨の上限
		18	460	25.6	2013 年災害発生時刻までの継続時間

*対象地域を代表する到達時間が 1 つに特定できず複数推定される場合は複数示した。

以上の結果をもとに、崩壊発生時の h/D を推定した。到達時間内の総雨量と水深の関係は、式 (2-36)であることから、 $h/D=1.0$ と仮定した場合の水深と間隙率 λ_T の関係は以下のように示せる。

$$h = \frac{1}{\lambda_T} \int_0^T r_s dt \text{ ----- (3-1)}$$

そこで、 $h/D=1.0$ と仮定して λ_T を求め、得られた λ_T と、計測した間隙率 λ_0 を比較し、 $\lambda_T < \lambda_0$ であれば、 $h/D < 1.0$ であり、 $\lambda_T = \lambda_0$ であれば、 $h/D=1.0$ であると推定する。表 3.8 にその結果を示す。

その結果、山口北部の一部と、伊豆大島については $h/D=1.0$ が推定されるが、それ以外については、いずれも、 $h/D < 1.0$ だったことが推定できる。

表 3.8 到達時間内の総雨量から推定した h/D

番号	対象事例	土層厚 [m]	到達時間 内の総雨量 [mm]	$h/D=1.0$ から 推定される 間隙率 λ_T	計測間隙率 λ_0	間隙率から 推定される h/D
1	防府	1.0～4.4	285	0.06～0.29	平均：0.47 0.40～0.54	$h/D < 1.0$
2	庄原	0.5～1.5	173	0.12～0.35	0.51～0.62	$h/D < 1.0$
3	阿蘇	1.0～4.0	466	0.12～0.47	(0.60)	$h/D < 1.0$
4	山口北部	0.6～1.5	290	0.19～0.48	平均：0.47 0.43～0.53	$h/D < 1.0$ $h/D = 1.0$
5	伊豆大島	0.7～1.0	578	0.57～0.83	0.60	$h/D = 1.0$

λ_0 の設定根拠：

防府：内田ら(2011)が実施した現地採取試料による

庄原：中川ら(2011)の土質試験結果における崩壊地の平均値

阿蘇：試験結果等が見当たらなかったため、同じ火山噴出物が斜面に堆積する伊豆大島の値を採用した

山口北部：国土交通省中国地方整備局(2014)の現地計測結果

伊豆大島：福山ら(2014)の現地計測結果

3.3.2 崩壊発生位置からみた到達時間

斜面上の地下水深は、到達時間とその時間内の総雨量に支配され、到達時間はその場所の距離と流速で決定するものの、斜面内の流速を把握することは難しい。飽和側方流のみをダルシー則で仮定する場合であっても、現地採取したコアサンプルの飽和透水係数と、現地の浸透能は異なることが知られており、1 オーダー以上に相当することもある(太田ら, 1983)。そのため、実際の河川流量と降雨量から逆算した等価透水係数として流域の透水係数を推定し、斜面内の流速とした例もある(内田ら, 2009)。

一方、尾根からの距離は一次元で考えると、斜面上端からの距離そのものであるが、上流域に対して到達時間を支配する距離を直接計測することはできない。そのため、Rosso *et al.* (2006) では、上流域面積を単位幅(格子点での計算を前提とする場合、格子点の間隔を採用)で除した単位幅あたりの流域面積を、到達時間に対応する距離に相当するものとしている。

ここでは、崩壊事例について、崩壊地判読図をもとに崩壊発生箇所の尾根からの距離を計測し、3.3.1 で得た到達時間を用いて斜面内の流速を逆推定し、得られた到達時間を評価する。

(1)計測方法

最初に、崩壊地の尾根からの距離を計測するため、崩壊地判読図について、背景としている等高線図をもとに GIS 上で尾根からの距離を計測した(図 3.27)。これは、画像データであっても評価ができれば、GIS 上で計測可能であることから、判読結果が得られているある程度広い範囲を対象とした。計測範囲を表 3.9 に示す。

次に、対象地域における崩壊発生箇所の特性を確認するため、LP 計測データをもとに作成された数値標高データの得られている防府、山口北部、伊豆大島の小流域の全グリッドの尾根からの距離の頻度分布と崩壊発生箇所の頻度分布を比較した。防府については、秋山ら(2015)の検討対象とした剣川右支川小流域、山口北部については、秋山(2017)の対象とした萩市押谷、伊豆大島については、大金沢流域を対象とした。

このとき、グリッドにおける尾根からの距離は、Rosso *et al.* (2006)の定義と同様に、集水面積を溪流幅で除した単位幅あたり流域面積とする方法を採用する。ただし、図上計測によって得られる値と、尾根からの距離を自動追跡して算出する方法についてもあらかじめ比較した。

グリッドごとの集水面積及び尾根からの距離の計測は、ユタ州立大学によって公開・配布されている TauDEM Version5 を使用し、D-infinity 法に基づく集水面積(D-infinity contribution area)、上流距離(D-infinity Distance up)計測手法を採用した。なお、これ以降対象とする小流域内部の等間隔の格子点(グリッドデータに対応)は、斜面グリッド、そのうち、崩壊地内部にあるものを崩壊グリッドと呼ぶ(図 3.28)。

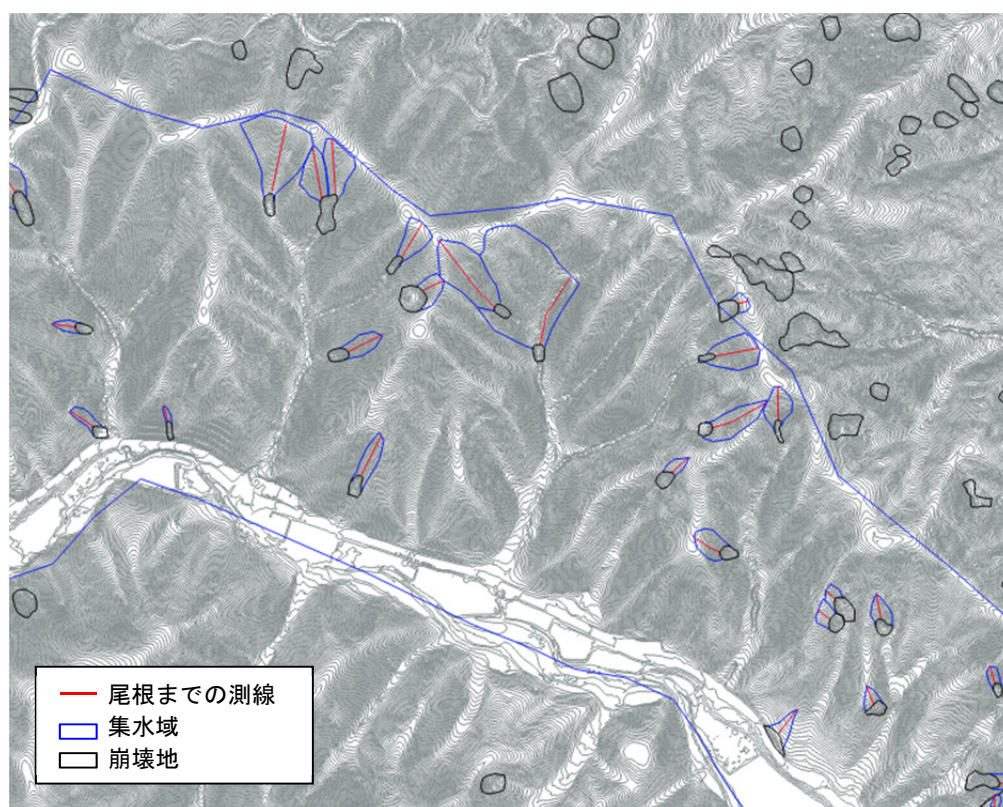


図 3.27 崩壊地判読結果による崩壊地の尾根からの距離の計測例(山口北部)

表 3.9 尾根からの距離の計測方法

番号	対象事例	崩壊地計測範囲 (小流域面積[km ²])	計測箇所数 (うち小流域内)	計測方法
1	防府	剣川流域 (0.064)	139 (8)	崩壊地のポリゴンデータと、1mDEM から作成した等高線図を GIS 上で重ね、GIS 上で計測。
2	庄原	篠堂川上流域 (-)	254 (-)	崩壊地判読図の画像データ(背景は 2.5 万分の 1 地形図)を GIS 上で評定し、尾根からの距離を計測
3	阿蘇	阿蘇市三久保 ～坂梨地区 (-)	73 (-)	崩壊地判読図の画像データ(背景は 2.5 万分の 1 地形図)を GIS 上で評定し、尾根からの距離を計測
4	山口北部	押谷左岸 (0.02)	130 (7)	崩壊地のポリゴンデータと、1mDEM から作成した等高線図を GIS 上で重ね、GIS 上で計測。
5	伊豆大島	長沢・大金沢 八重沢 (0.85)	121 (43)	崩壊地のポリゴンデータと、5mDEM から作成した等高線図を GIS 上で重ね、GIS 上で計測。

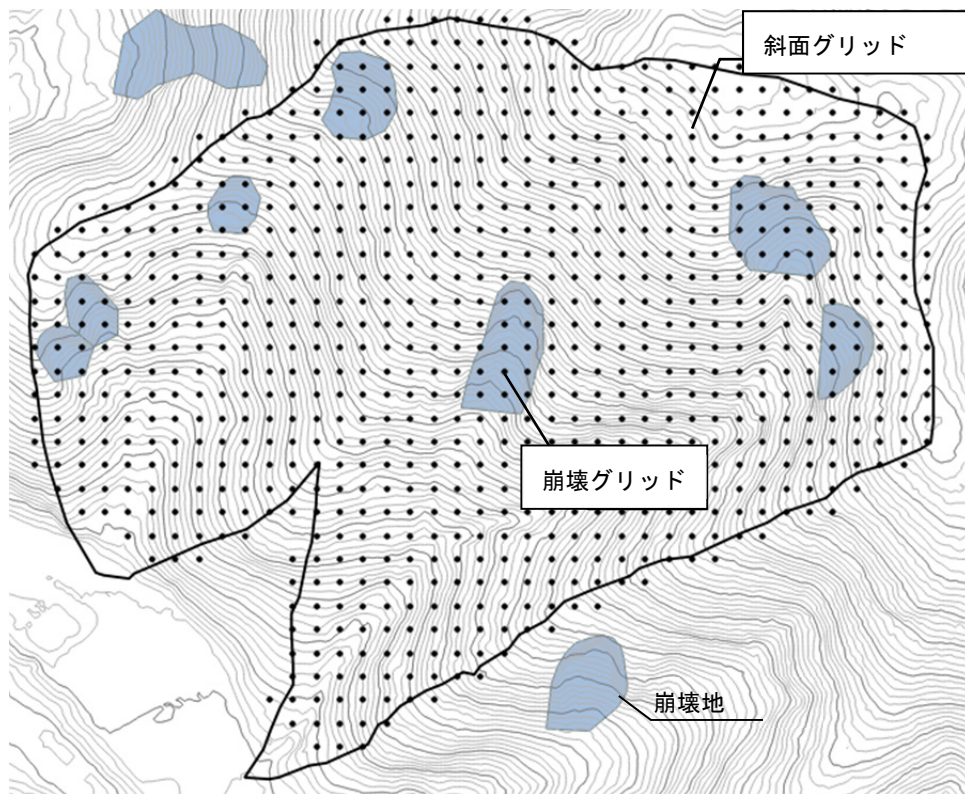


図 3.28 小流域のグリッドと崩壊地の関係(山口北部の小流域の例)

a) 斜面方向・斜面勾配・流域面積の計測

斜面勾配などの地形計測は、Taudem の D-infinity Contributiong Area を採用した。D- infinity 法 (Tarboton, 1997) は、対象とするグリッドから、それを取り囲む 8 グリッドのうち隣り合う 2 グリッドの組み合わせから、以下のように斜面方向と斜面勾配を求める。

流下方向ベクトル(s_1, s_2)

$$s_1 = \frac{(e_0 - e_1)}{d_1} \text{-----} (3-2)$$

$$s_2 = \frac{(e_0 - e_2)}{d_2} \text{-----} (3-3)$$

ここに e_i は標高、 d_j は距離を示す(図 3.39)。

また、斜面ベクトルの大きさ S と流下方向 r は以下のとおりとなる。

$$r = \tan^{-1}\left(\frac{s_2}{s_1}\right) \text{-----} (3-4)$$

$$S = \sqrt{s_1^2 + s_2^2} \text{-----} (3-5)$$

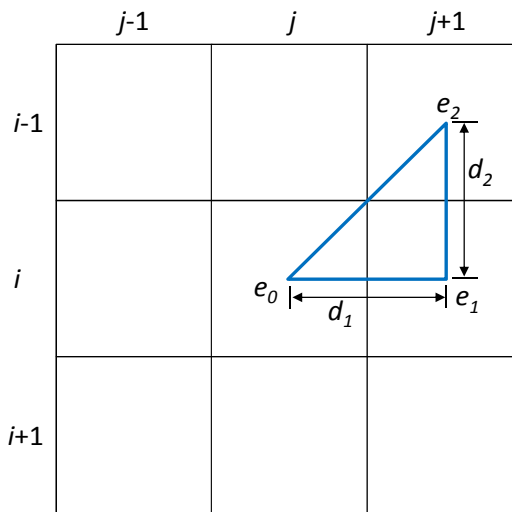
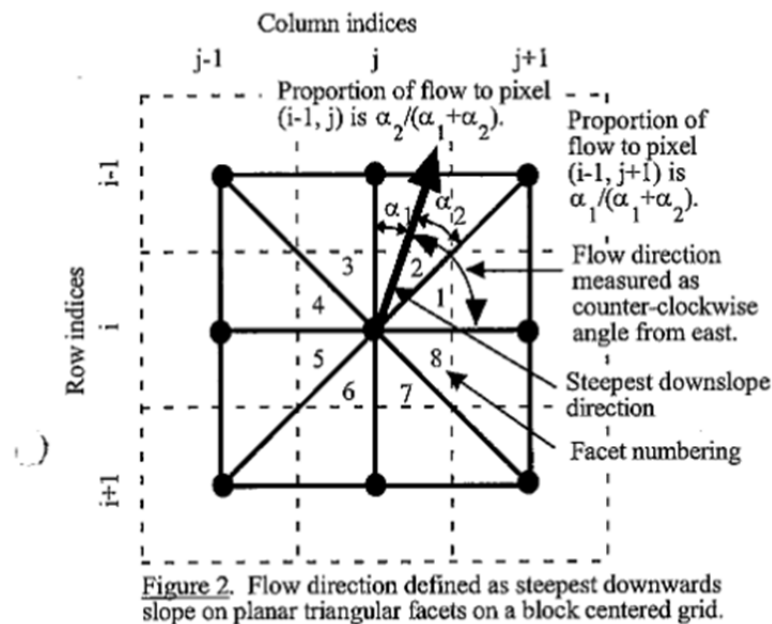


図 3.29 D-infinity 法における斜面勾配及び斜面方向

ここから、斜面勾配が最大となる 2 グリッドの組み合わせが、そのグリッドにおける斜面方向及び斜面勾配として採用される。

流域面積は、最初に対象とするグリッドを取り囲む 8 グリッドの斜面方向のうち、対象とするグリッドを最急方向として採用した上流側のグリッドを求める。そこから同様に上流に向かって順に遡る。遡るメッシュが無くなった点が最上流となる。次に、最上流として特定されたメッシュから下流方向へ図 3.30 に示す重みをつけて対象とするグリッドまで面積を累積し、対象とするグリッドまでの累積値が集水面積となる。



出典：Tarboton (1997) に加筆

図 3.30 D-infinity 法における斜面方向に対する重み

b) 尾根からの距離の計測

尾根からの距離も同様に、Taudem の D-infinity Distance Up を使用することができる。流域面積と同様に、上流に向かって流域面積が 0 となるグリッドまでの距離を集計する。その際、一つのグリッドから複数方向に別れる場合、斜面方向によって重みづけされる。また、面積と異なり、上流に集水面積が 0 となるグリッドが複数存在する場合があります複数経路がでてくるが、ここではその平均値を採用している。

(2)尾根からの距離

図上で設定した測線を計測した尾根からの距離について累加曲線で示すと、図 3.31、表 3.10 のとおりとなる。なお、阿蘇、庄原は、画像データを評定して計測したものである。その他の事例と比較すると精度として劣ることに留意する必要がある。ただし、写真判読及び移写の過程で数 m 程度の誤差は生じているため、数～10 数 m 程度の精度が得られれば比較可能と考えた。

これらを比較すると、山口北部及び防府で相対的に短く、阿蘇では尾根からの距離は相対的に長い特徴がある。阿蘇については、久保田ら(2013)が示したように、同一の降雨イベントで発生した崩壊においても、異なる崩壊パターンがあることが認められており、それらの中には尾根からの距離が長い場所で発生する崩壊も含まれていたことが推察される。

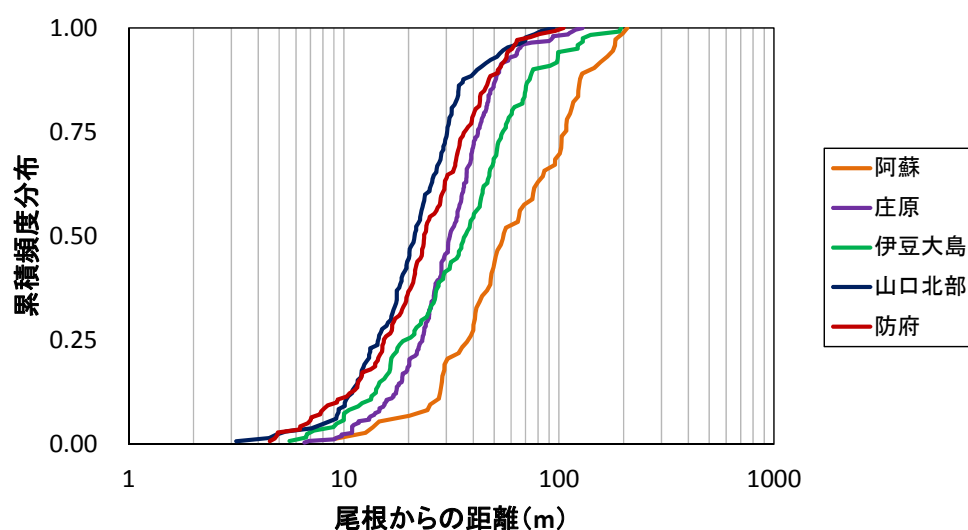


図 3.31 尾根からの距離の累積頻度分布

表 3.10 尾根からの距離の累積頻度分布

番号	対象事例	四分位数[m]			備考
		25%	50%	75%	
1	防府	15.4	23.6	36.5	
2	庄原	23.2	31.1	42.1	
3	阿蘇	38.9	55.5	108.0	
4	山口北部	14.4	21.3	30.3	
5	伊豆大島	18.9	37.0	55.1	

そこで、尾根からの距離が最も短い山口北部と、最も長い阿蘇について、それぞれの累加曲線から、相対的に距離の短い崩壊(20%未満), 中間的な距離の崩壊(最頻: 20~60%), 相対的に長い崩壊(60%以上)をランダムに取り出し、尾根までの縦断面図を作成し、縦断面形状と縦断面勾配の変化を比較した(図 3.32~図 3.34)。

縦断面図としてみた場合、両者は全体的に右下がり傾向(尾根付近で勾配が緩い)を示す点は共通しているが、阿蘇は相対的に距離が長く、途中遷急線となる急勾配区間を含むケースがある。一方、山口北部の場合、尾根からの距離が短く、遷急線が認められない。つまり、阿蘇では、遷急線の下部付近で発生した崩壊が含まれるのに対し、山口北部では斜面上部の遷急線で発生した崩壊が多いことが推察される。

阿蘇については、久保田ら(2013)の分類したカルデラ壁崖錐上で発生した崩壊の場合、火山灰層からなる尾根の緩斜面、カルデラ壁、カルデラ壁下部の崖錐上は水文的に一様な連続性があるとは考えにくく、このような場合には地下水深を支配する到達時間は尾根からの距離から推定することは適当でないと考える。このような場合について到達時間の対象とする現象は、一概に尾根からの距離で支配されるものではない。つまり、崩壊発生的前提条件が一様でなく、3.3.1 で試みた代表的な到達時間の推定に注意を要する例であるといえる。

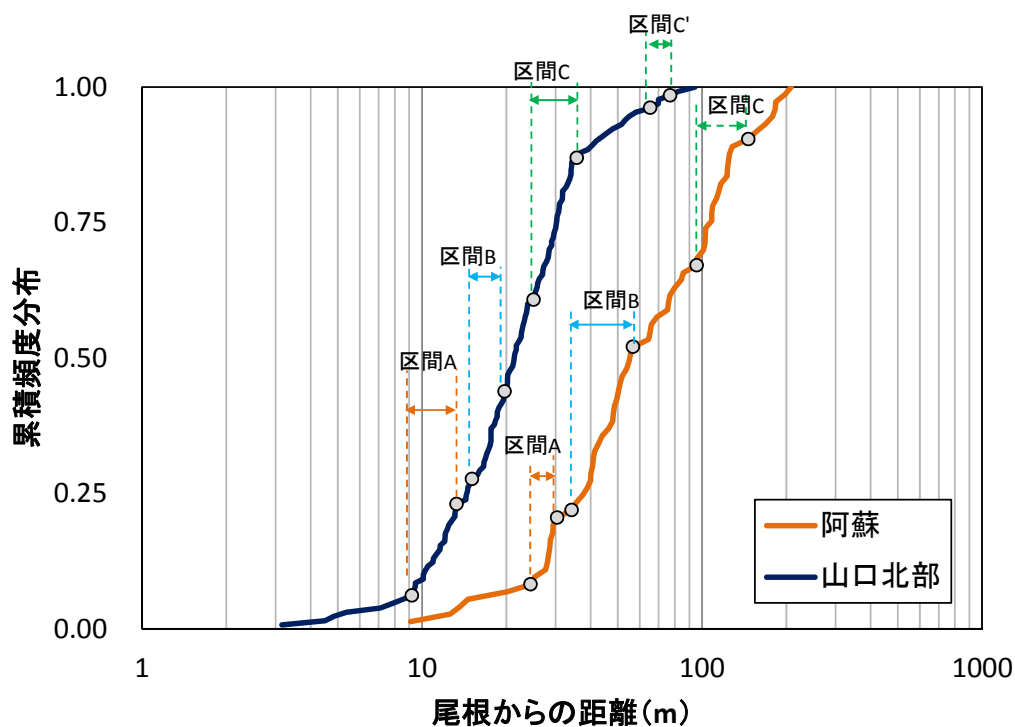
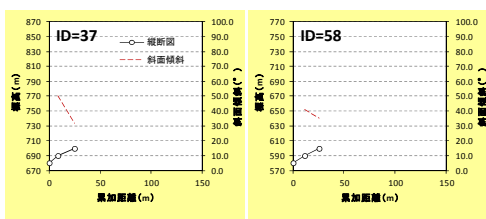
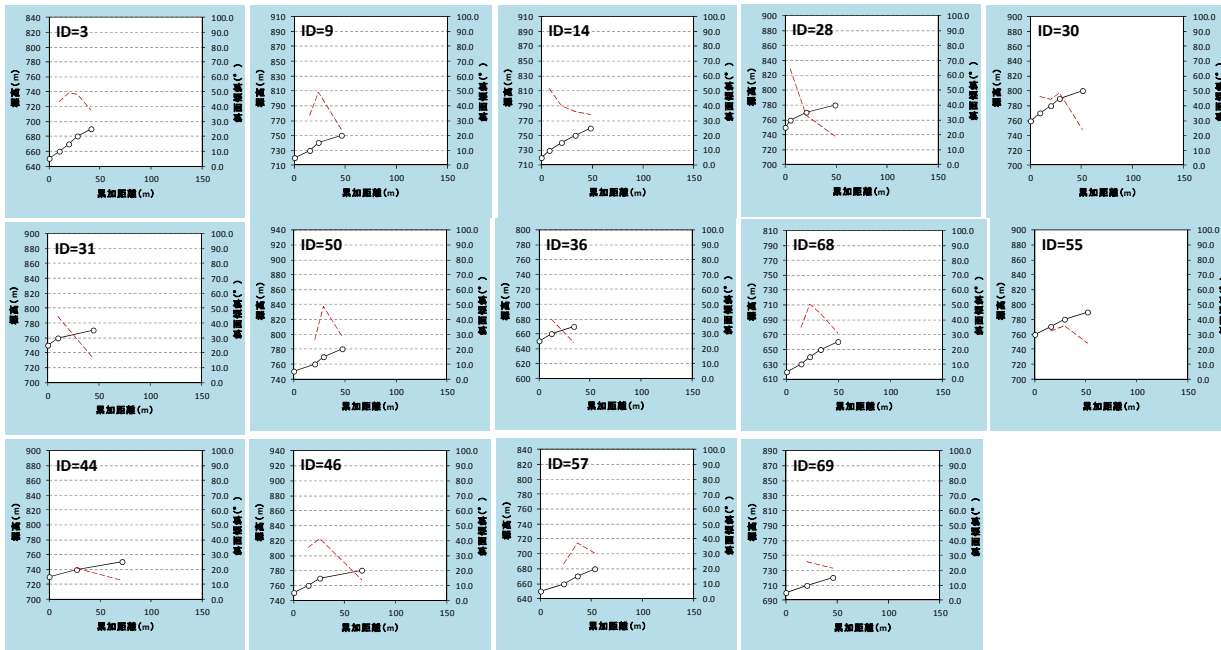


図 3.32 縦断面図作成領域

区間A



区間B



区間C

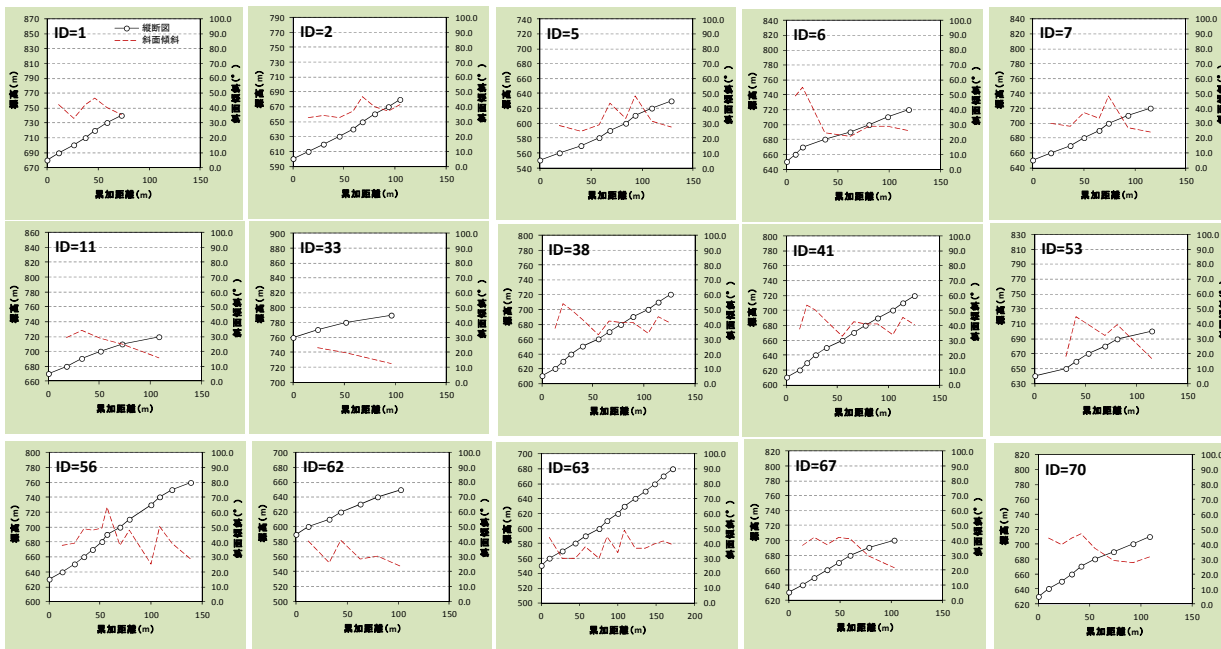
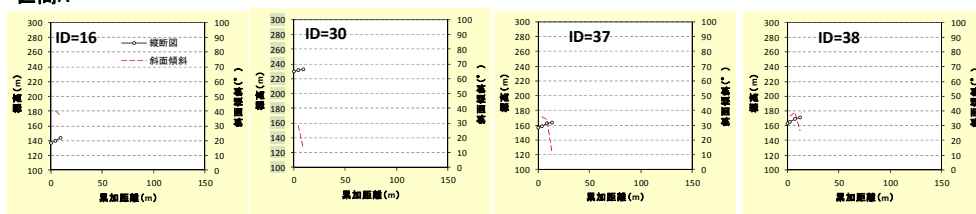
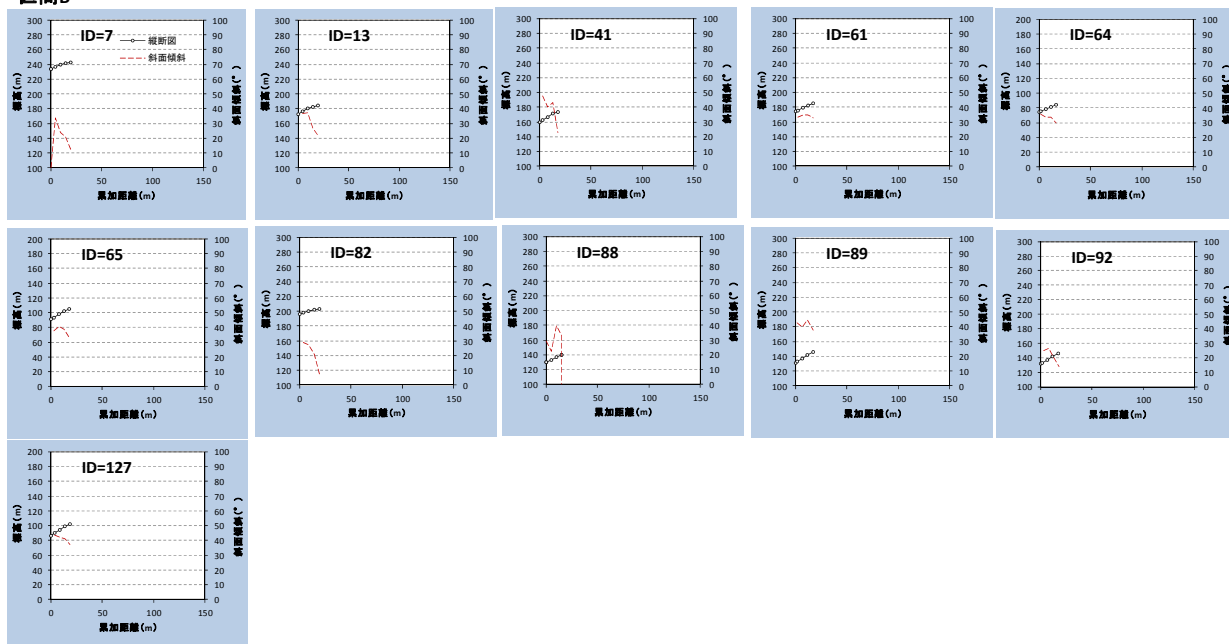


図 3.33 尾根から崩壊地源頭までの縦断図(阿蘇)

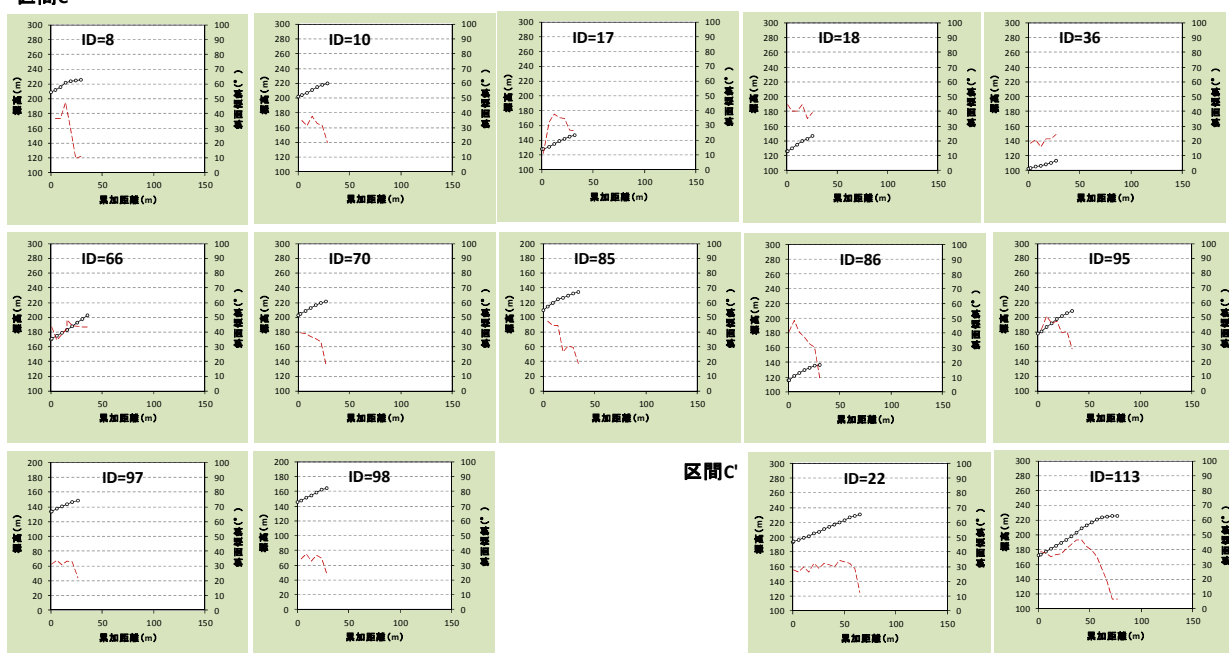
区間A



区間B



区間C



区間C'

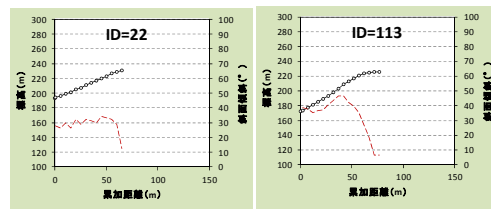


図 3.34 尾根から崩壊地源頭までの縦断面図(山口北部)

次に、小流域に限定して、5m または 10m のグリッドごとの尾根からの距離の分布と、崩壊地の尾根からの距離を比較した。

比較に先立ち、①等高線から個別に設定した測線による尾根からの距離、②集水面積／グリッドの間隔、③自動計算による尾根からの距離を比較した。伊豆大島の大金沢を例に、①、②、③を比較した。

①は等高線を判読しながら設定するため、一意的とはいえないものの、周辺地形から総合的に判断される距離といえる。ただし、非崩壊地に対して計測することは容易ではない。②、③は数値標高データから自動的に計算する値であり、数値標高モデルがあれば、一意的に計測することが可能である。しかし、②については流域形状を、格子間隔を短辺とする長方形に近似するため、流域面積が大きくなるほど距離は過大に評価される。③については、集水面積と同様に集水面積を持たないグリッドまで追跡する手法であるため、1 グリッドに対して複数の最遠点が設定されることから、平均値を採用したとしても、流域を代表する距離として扱うには課題があるといえる。従って、一意的に尾根からの距離を計測するという点においては、②による流域面積を求め平均的な流路幅(ここではグリッド間隔)で除する方法が客観性の点で優れていると考える。

図 3.35 に比較した結果を示す。②の手法を手動で設定した側線による①の方法と比較すると(図 3.35 左)、2 倍以上長くなる例はなかった。一方、自動的に尾根までの距離の平均値を求める③の方法と比較すると(図 3.35 右)、距離が長くなるほどその差は開くが、同じく 2 倍以上長くなることはなかった。②の手法では、流域面積をグリッド幅で除することにより距離が過大に推定されることが懸念されたが、対象とした地区では 2 倍以上になることはなかった。なお、②の手法のほうが短くなるケースも多く、①との比較では流域面積の過少評価、③との比較では③の距離の過大評価が考えられる。

流域面積が広い谷底平野などでは、実際の尾根からの距離に対して非常に差が大きく適当な手法とはいえないが、本研究の対象である崩壊斜面については、過大に評価されても 2 倍以内だと考える。この差は、到達時間を支配する飽和透水係数が、同一の計測、計測対象でも 1 オーダー程度の差を有する値であることと比較すると大きいものではなく、非崩壊地についてもグリッドごとに計測することが可能である客観的な手法と考えた。

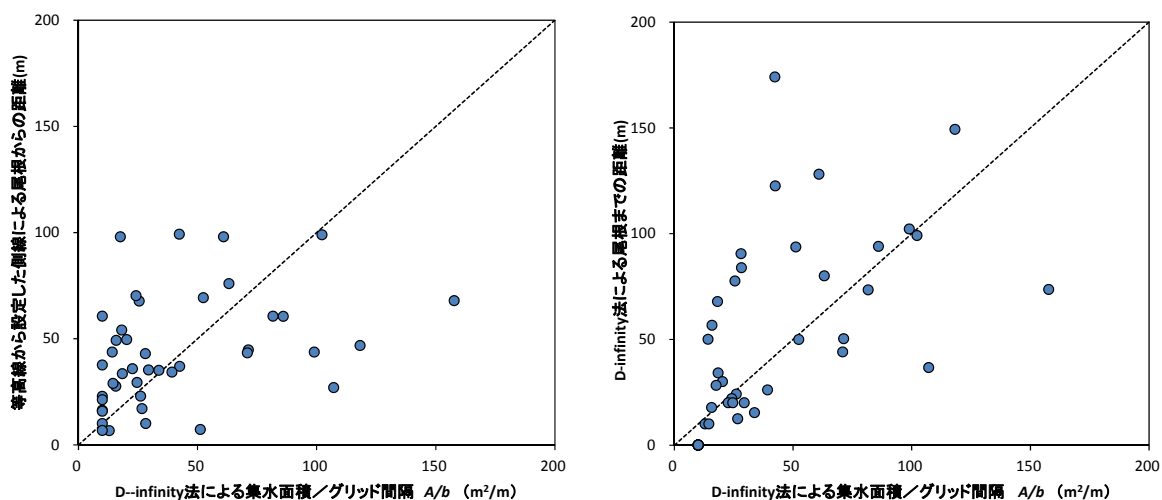


図 3.35 異なる計測手法による尾根からの距離の比較

また，崩壊事例ごとに，実際の崩壊の等高線図から読み取った尾根からの距離と，計算領域の全斜面グリッドの集水面積をグリッド間隔で除して求めた尾根からの距離の累積頻度分布を表 3.11，図 3.36 に比較した。ここで，崩壊地については，崩壊発生を支配したと考える崩壊地源頭付近の 1 グリッドのみを抽出した。

その結果，防府については，実際の崩壊地における尾根からの距離は，小流域全体の分布の 56.8～75.0%の範囲に分布し，尾根からの距離が長い谷筋の崩壊が中心であった。同様に見ると，山口北部については，11.3%～62.1%，伊豆大島については，29.9～60.0%に相当し，流域全体から見て尾根からの距離が短い山腹斜面中心であった。

表 3.11 尾根からの距離の比較

番号	対象事例	四分位数 [m]					
		実際の崩壊地			小流域内の全斜面グリッド		
		25%	50%	75%	25%	50%	75%
1	防府	22.3	61.5	91.9	10.0	17.8	39.9
2	山口北部	7.8	10.9	17.0	9.0	15.5	32.7
3	伊豆大島	15.1	26.1	56.7	20.0	42.2	133.7

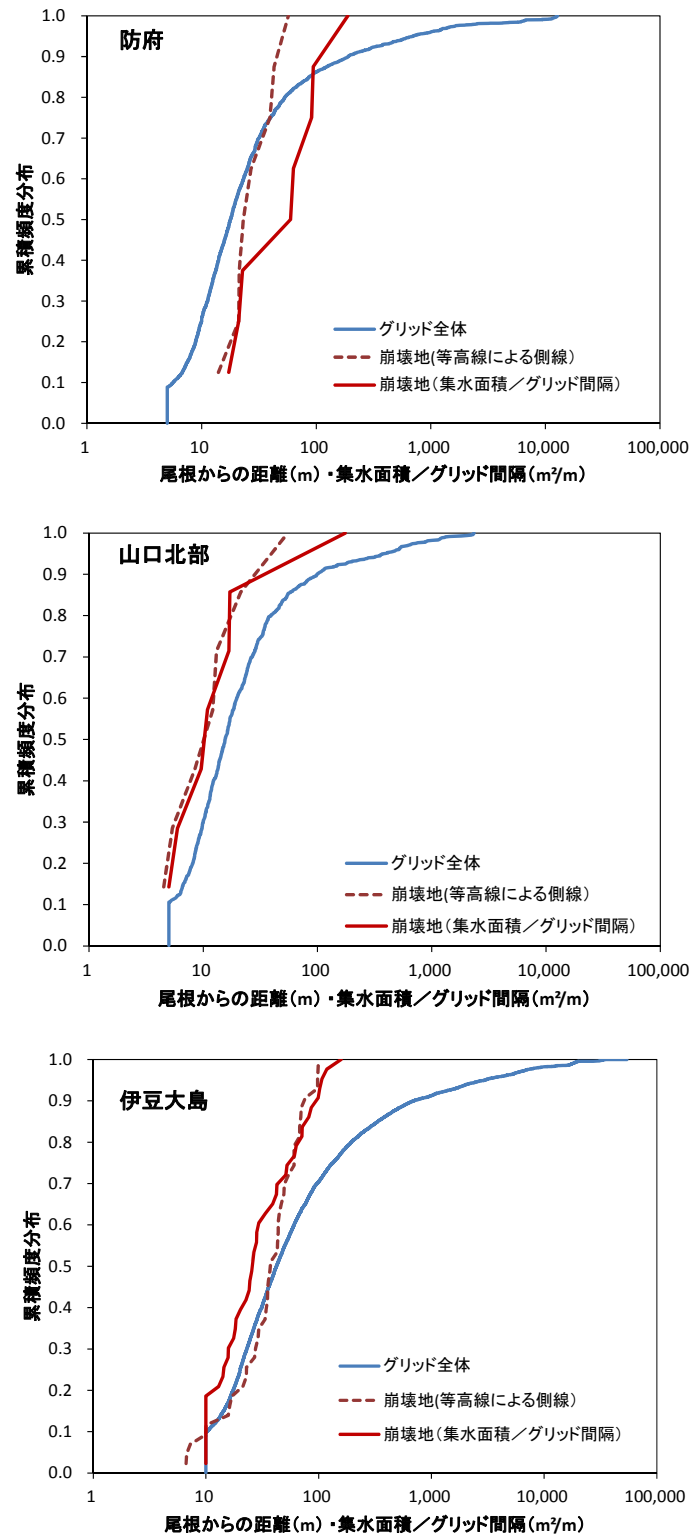


図 3.36 尾根からの距離の累積頻度分布(全斜面グリッドと崩壊地源頭部)

(3)到達時間

到達時間は、尾根からの距離や斜面勾配などその場所の地形条件によって決定されるものである。平野ら(1986)の手法では、複数の崩壊発生・非発生降雨より、その地域の代表的な崩壊発生を支配する到達時間を推定している。そのため、実際に崩壊が発生した場所に対しては、ある程度実際の場の条件に相当する到達時間といえるが、崩壊が発生していない場所に対しては、実際の到達時間とは一致していない可能性がある。そこで、平野ら(1986)による手法で求めた到達時間をもとに地形条件から逆推定した飽和透水係数、飽和透水係数を一律とした場合の到達時間の頻度分布について比較する。

崩壊グリッドについて、斜面勾配、尾根からの距離、式(3-6)から飽和透水係数を逆算した。また、得られた飽和透水係数の頻度分布の50%に相当する飽和透水係数を適用した場合の到達時間分布を求めた。なお、ここでの斜面勾配は、崩壊グリッドの勾配ではなく、尾根からの勾配となる。しかし、無限長斜面を前提としたモデルでは、崩壊地斜面も尾根までの斜面勾配も同様として扱うことから、ここでは斜面勾配を採用した。

$$K_s = \frac{A/b}{T \sin I} \text{----- (3-6)}$$

斜面勾配、尾根からの距離の分布を図 3.37 に示す。また、到達時間より逆算した飽和透水係数及び飽和透水係数を累積頻度分布の50%値で一定とした場合の到達時間の分布を図 3.38 に示す。また、飽和透水係数について、現地採取試料に対して実施された室内試験結果との比較を表 3.12 に示す。

崩壊グリッドの斜面勾配については伊豆大島と防府がほぼ同様の勾配分布を有し、山口北部が最も急である。また、尾根からの距離については、山口北部が最も短く、防府が最も長い。これらの地形条件に対して、到達時間 T に、3.3.1 において過去の降雨から推定した到達時間(防府 31 時間、山口北部 9 時間、伊豆大島 18 時間)を採用すると、逆算して得られる飽和透水係数の分布は、約 50%の値で比較すると、山口北部と防府はほぼ同一の 0.001m/s となり、伊豆大島はそれよりも 3 倍程度の値であった。

現地採取試料に対する試験結果との比較では、防府については試験結果と上記から得た分布が重なるが、山口北部、伊豆大島については試験結果に対して 1 オーダー以上大きい値を得ている。飽和透水係数の計測値そのものが計測サンプルにより数オーダーのバラつきが生じることはあるものの、それとは別にこの理由として、2 点考えられる。

1 点目は、得られた飽和透水係数の対応する現象である。採取試料で計測される程度の距離の流速に対して、平野ら(1986)の方法による到達時間は、飽和側方流出のみでない現象を含んだ代表的な流速であり、パイプ流や鉛直浸透など流速の早い現象を含むことによって、本来の飽和透水係数よりも見かけ上大きく評価されている可能性がある。

2 点目は、到達時間に対応する距離の対象範囲である。ここでは流域面積/グリッド幅を尾根からの距離として計測して飽和透水係数を逆算しているため、尾根からの距離の計測方法により、距離が過大に評価される可能性である。しかし、前述のとおり、崩壊斜面については計測方法に

より 1 オーダーの差は開かないことが確認されている。つまり，基岩面や表層土層の不連続な箇所
 の存在により，地下水深を支配する到達距離が必ずしも集水範囲に対応していない可能性があ
 ることを示している。

なお，防府及び山口北部は到達時間を支配する流速はほぼ同程度だと仮定でき，尾根からの
 距離は相対的に防府が長く，山口北部が短かった。また，表 3.2 によると，防府は平均降雨強度
 の弱い降雨により，山口北部は平均降雨強度の強い降雨で崩壊が発生した。

この関係は，2 章に示す Kinematic Wave による地下水深と降雨強度及び継続時間の関係と一
 致している。このことより，到達時間内の総雨量が水深を支配することが確認できたと考える。

(Kinematic Wave における水深と到達時間の関係)

$$T = \frac{x}{v} = \frac{x}{K_s \sin I} \text{ ----- (3-7)}$$

$$h = \frac{1}{\lambda} \frac{\int_0^T r_i}{T} T = \frac{1}{\lambda} r_s T \text{ ----- (3-8)}$$

$$x = K_s \sin I \cdot T \text{ ----- (3-9)}$$

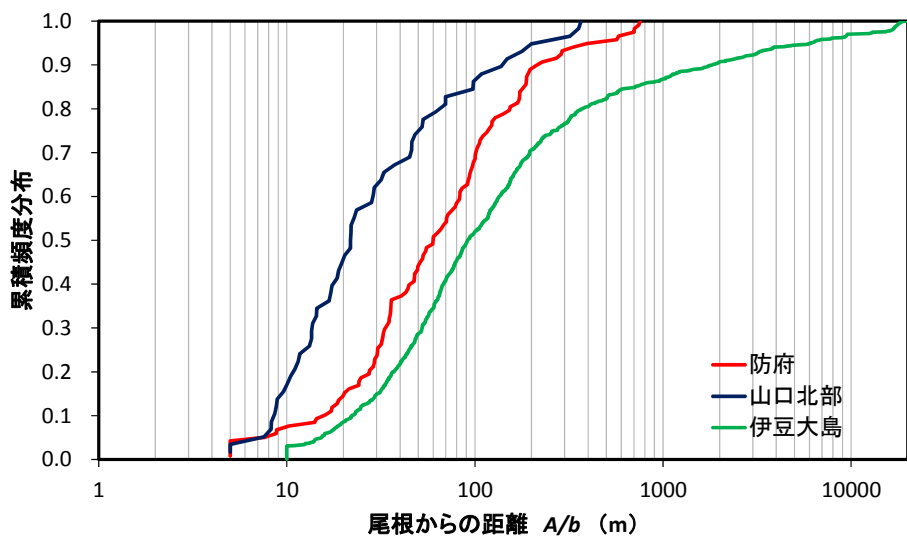
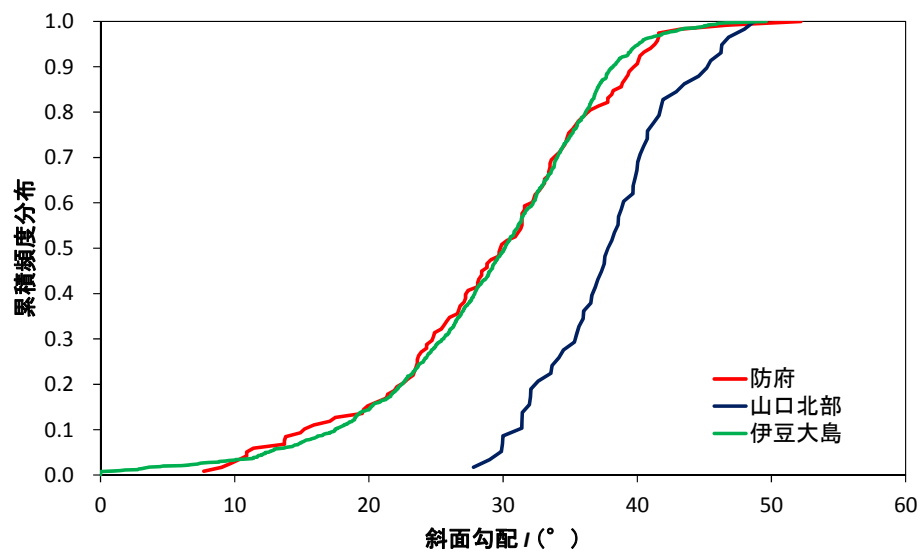


図 3.37 小流域における崩壊グリッドの斜面勾配及び尾根からの距離の累積頻度分布
(上; 斜面勾配 下; 尾根からの距離)

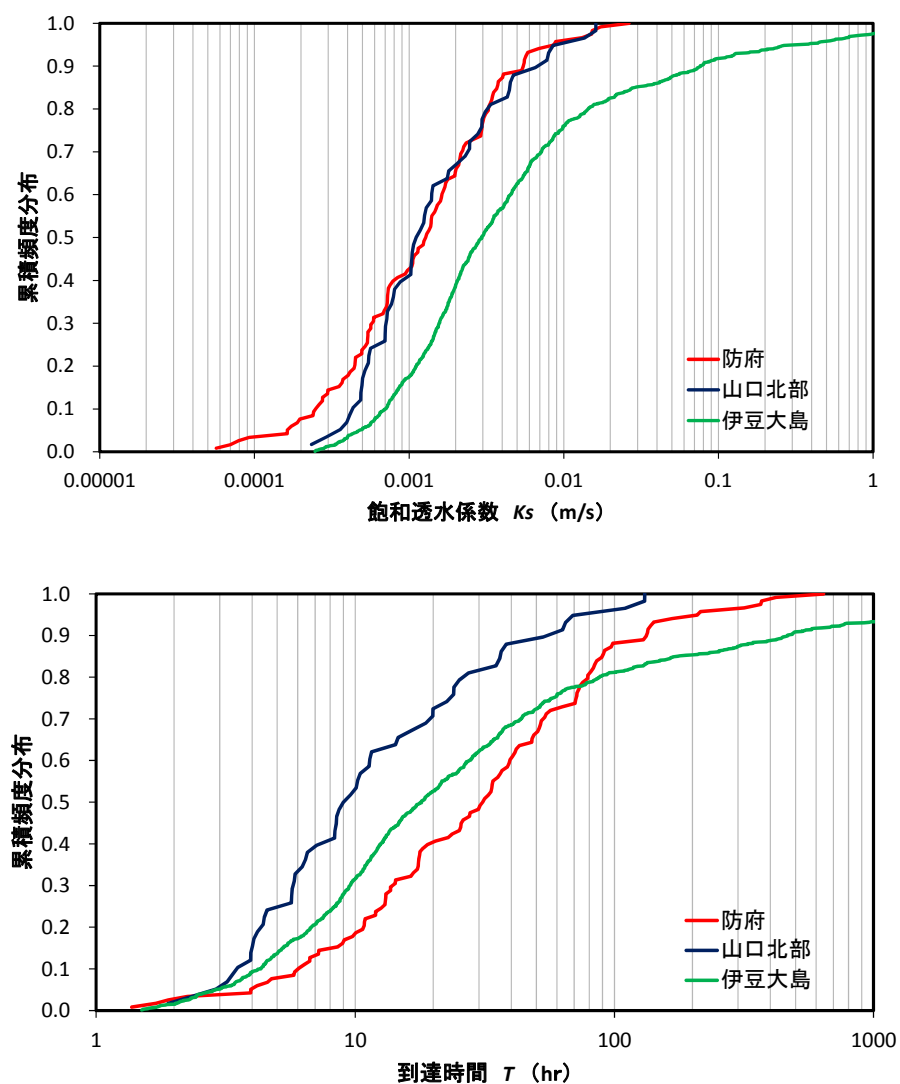


図 3.38 小流域における崩壊グリッドにおいて逆算した飽和透水係数と到達時間の累積頻度分布
(上；飽和透水係数 下；到達時間)

表 3.12 逆算した飽和透水係数と透水試験結果の比較

番号	対象事例	飽和透水係数[m/s]				
		逆算値			土質試験	
		25%	50%	75%	最小値	最大値
1	防府	5.0×10^{-4}	1.3×10^{-3}	3.0×10^{-3}	7.9×10^{-5}	1.2×10^{-2}
2	山口北部	7.0×10^{-4}	1.1×10^{-3}	3.0×10^{-3}	1.4×10^{-8}	4.2×10^{-5}
3	伊豆大島	1.4×10^{-3}	3.0×10^{-3}	9.4×10^{-2}	2.3×10^{-6}	3.6×10^{-4}

土質試験による飽和透水係数：

防府：内田ら(2011)の実施した土質試験結果

山口北部：国土交通省中国地方整備局(2014)の実施結果

伊豆大島：福山ら(2014)，高原ら(2014)の実施結果

以上より、近年の崩壊事例について、崩壊発生を支配した到達時間と崩壊発生位置の関係について次のことがいえる。

- ・降雨から見ると、防府は崩壊発生を支配する到達時間が 31 時間と長く、次いで伊豆大島の 18 時間、山口北部は 9 時間で最も短かった。この到達時間を用いて、小流域の崩壊グリッドの地形条件で飽和透水係数を逆算すると、防府、山口北部が $0.5\sim 1.0\times 10^{-3}\text{m/s}$ 、伊豆大島が $1.0\times 10^{-3}\sim 10^{-4}\text{m/s}$ 程度であった。この値は、防府を除き現地採取試料に対する室内試験結果よりも 1 オーダー程度大きい値であった。
- ・この理由として、平野ら(1986)の方法によって推定される到達時間が、飽和側方流出のみではなく、パイプ流や鉛直流など異なる降雨流出過程を含んだ代表的な到達時間であることが考えられる。
- ・加えて、到達時間の対象範囲は、対象とする現象が飽和側方流のみでないことも合わせ、基岩や表層土層の不連続面などの存在により、尾根からの距離に対応しない場合があることが考えられる。
- ・山口北部と防府については、推定された飽和透水係数が同程度であったため、両者の平均降雨強度、尾根からの距離を合わせて考えた結果、平均降雨強度の強い山口北部では尾根からの距離が短く、平均降雨強度の弱い防府では尾根からの距離が長い位置で崩壊が発生した。このことは、Kinematic Wave における到達時間内の総雨量と地下水深、到達時間内の距離と降雨強度の関係と一致していた。

これにより、実際の崩壊事例における到達時間と崩壊発生位置により、平野ら(1986)によって推定した到達時間と第 2 章で示した Kinematic Wave における到達時間の関係が得られた。また、防府と山口北部の事例から、到達時間が崩壊発生条件となる地下水深と崩壊発生位置を支配しており、これらの互いの条件を逆推定できる可能性があることを示した。

3.4 崩壊発生時の地下水深

本研究で示す崩壊発生条件では、 $F_{cc}=F_{cc0}$ が、 $h/D=1.0$ における崩壊発生条件となり、その時の土層厚が D_c と定義される。すなわち、 $F_{cc} \leq F_{cc0}$ 、 $D \geq D_c$ が崩壊発生の必要条件となる。土層厚を一定としたとき $\tan I / \tan \phi$ が大きいほど、 $F_s=1.0$ となる h/D は小さい(式(2-70))。また、式(2-73)より、 $\tan I / \tan \phi$ が大きいほど、 D_c は薄く、少ない降雨量で $h/D=1.0$ となる飽和状態下における表層崩壊が発生する。従って、 $\tan I / \tan \phi$ に対する D_c と、実際の崩壊地の崩壊深(土層厚) D の関係により、完全な飽和条件を示す $D_c=h$ の状態での崩壊発生か、不飽和状態 $h < D$ の状態での崩壊発生か推定することができる。このことは、崩壊地の場の条件のみによって、崩壊発生時の h/D を推定することが可能であることを示している。

しかし、場の条件を支配する $c/D\rho g$ について、土の粘着力 c は現地で採取した試料を持ち帰って計測しても、サンプルによるばらつきが大きく、場を代表する値を得ることが難しい。一方、式(2-12)～式(2-14)によると、斜面勾配 I と土層厚 D の組み合わせに対して、崩壊可能性のある c の領域は限定されている。

そこで、ここでは小流域全体の土層厚分布が得られている防府と山口北部を中心に、実際の崩壊地における斜面勾配 I と崩壊深(土層厚) D により、場を代表する c を推定した。その値を用いて F_{cc} より崩壊発生時の h/D を推定し、先に示した到達時間内の総雨量から推定した h/D と比較した。なお、伊豆大島については、土層厚分布は得られていないがほぼ一様に1m未満だったとする調査結果(例えば石川ら、2014)が多いことから、参考までにすべて1mとして検討する。

3.4.1 崩壊地における土層厚と斜面勾配の関係

崩壊発生は h/D と $\tan I/\tan \phi$ によって支配されており, $D \leq D_c$ では常に $F_s \geq 1.0$ であり, $D_{\max} < D$ であれば, 常に $F_s < 1.0$ となる。それと同時に, $c/D\rho g$ と $\tan I/\tan \phi$ より $F_s=1.0$ となる h/D は一意的に決定する。

そこで, 対象小流域内で発生した崩壊地の斜面勾配の分布を図 3.39 に整理した。斜面勾配の計測は, DEM から作成した等高線データをもとに, 崩壊地ポリゴンに縦断測線を設定し, 測線上の勾配を求めた(表 3.13)。なお, 内部摩擦角については, 防府, 山口北部については, 土質試験結果をもとに設定した一般値である 35° を採用し, 伊豆大島については, 高原ら(2014)の計測値である 30° を採用している。

崩壊地の大部分は $\tan I/\tan \phi > 1.0$ であるが, 一部 $\tan I/\tan \phi = 1.0$ 程度の崩壊地もあるため, 土の粘着力がほとんどない, もしくは $\tan \phi$ が設定した値より若干小さい値の方が適当な場合があることが推察される。防府, 山口北部, 伊豆大島で比較すると, 斜面勾配のみでみると, 山口北部がより急斜面で発生した崩壊が多く, 防府, 伊豆大島は同程度と見て取れるが, $\tan I/\tan \phi$ で比較すると, 防府が $\tan I/\tan \phi = 1.0 \sim 1.2$ の緩勾配で発生する傾向にあり, 伊豆大島が $\tan I/\tan \phi = 1.0 \sim 2.0$, 山口北部が $\tan I/\tan \phi = 1.0 \sim 3.0$ での発生であった。

また, 小流域の全斜面グリッド及び全崩壊グリッドの斜面勾配, 土層厚分布は図 3.40～図 3.42 のとおりである。土層厚については, 山口北部が全体的に 2m 未満であるのに対して, 防府は 2m 以上の崩壊グリッドも多いことがわかる。伊豆大島の分布は得られていないが, 崩壊地については既往の調査資料等から概ね 0.7～1.0m であることが分かっている。

勾配についてみると, 山口北部, 伊豆大島については小流域全体から見て急な部分が多いのに対して, 防府については緩い部分の比率が多い。これは前節でみたように, 防府における崩壊発生箇所は尾根からの距離の離れた谷筋付近に多いことから溪床部を含む斜面下部の割合が大きいことによると考えられる。

表 3.13 崩壊地の勾配計測方法

番号	対象事例	計測対象	崩壊地勾配 [°]	計測方法または計測根拠	備考
1	防府	剣川左支溪小流域で発生した 8 か所	32～42	崩壊地のポリゴンデータと, 1mDEM から作成した等高線図から計測	秋山ら(2015)の対象流域で発生した崩壊地
2	山口北部	押谷左支溪で発生した 7 か所	42～59	崩壊地のポリゴンデータと, 1mDEM から作成した等高線図から計測	秋山ら(2017)の対象流域で発生した崩壊地
3	伊豆大島	大金沢周辺の源頭部 21 箇所	30～47	崩壊地のポリゴンデータと, 5mDEM から作成した等高線図から計測	

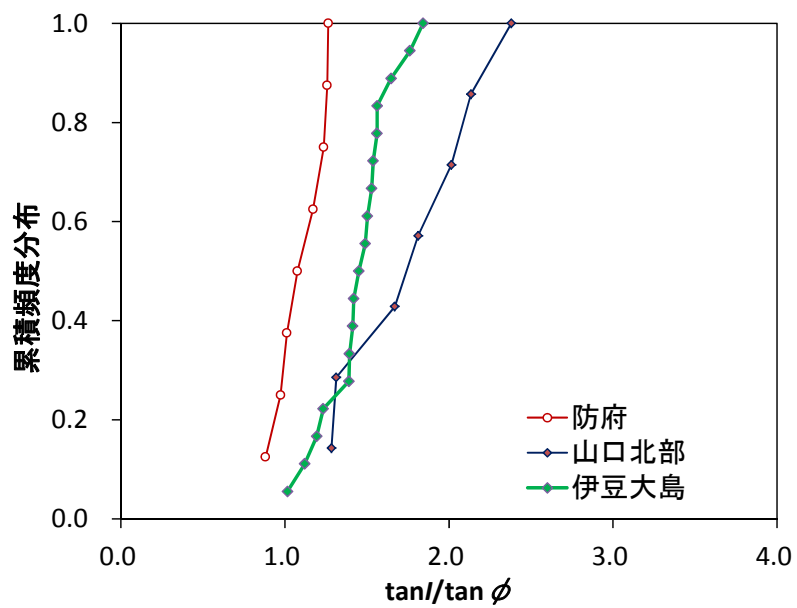
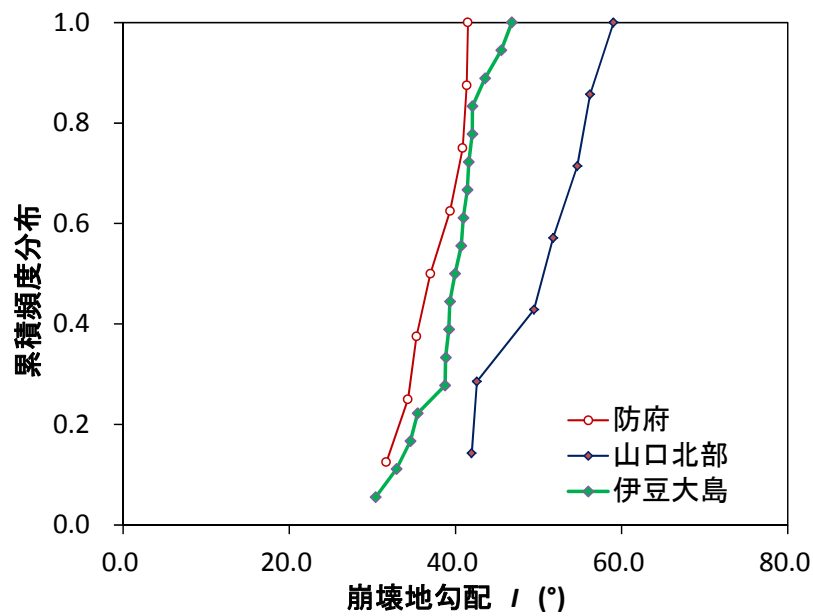


図 3.39 崩壊地の斜面勾配の累積頻度分布

(上；崩壊地勾配 下；無次元化した崩壊地勾配)

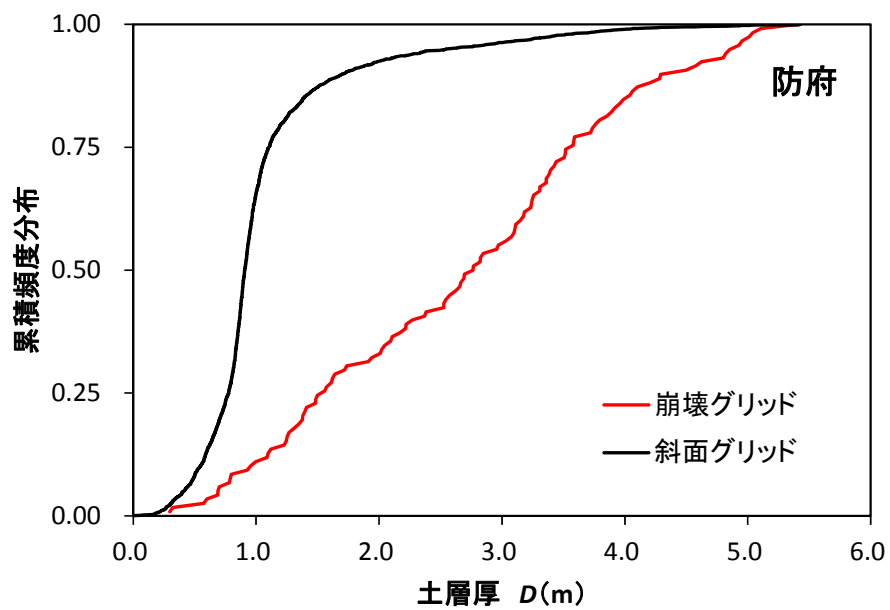
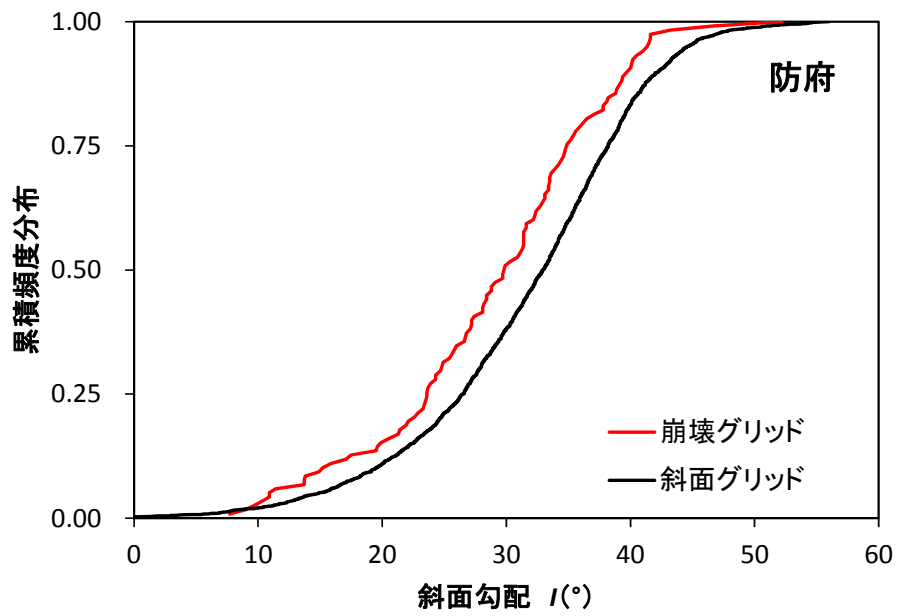


図 3.40 小流域における斜面勾配及び土層厚の累積頻度分布(防府)
(上；斜面勾配 下；土層厚)

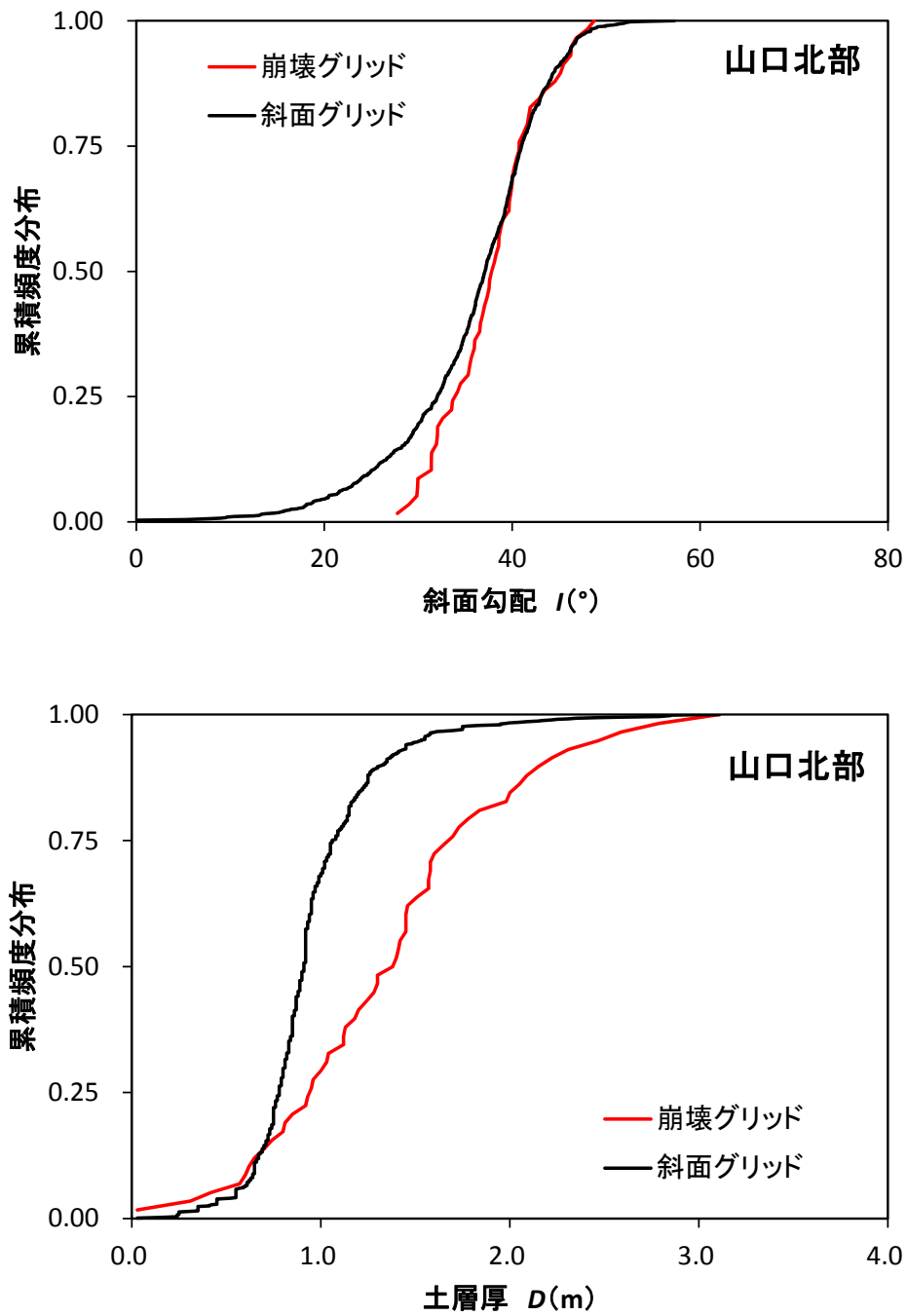


図 3.41 小流域における斜面勾配及び土層厚の累積頻度分布(山口北部)
(上；斜面勾配 下；土層厚)

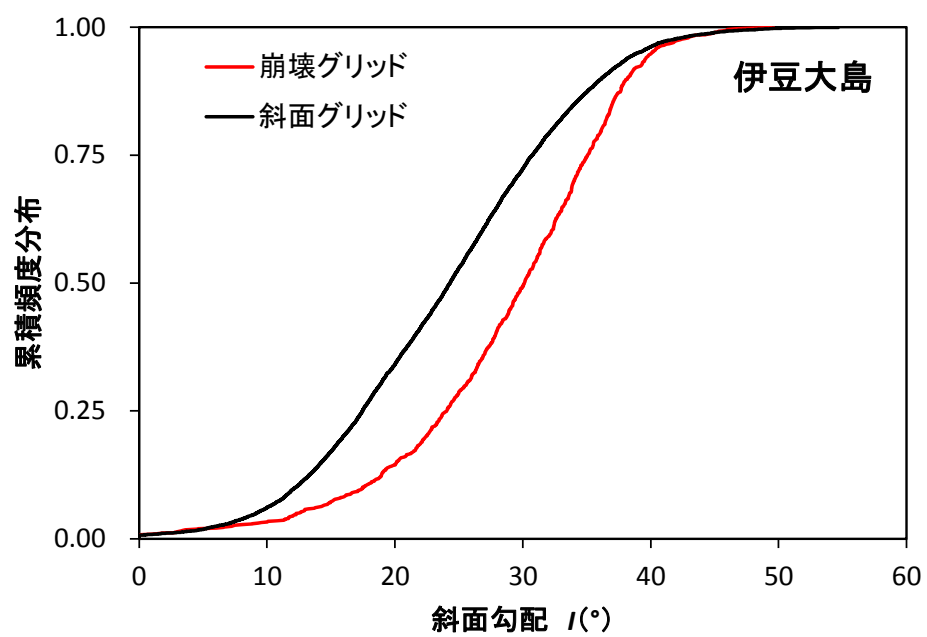


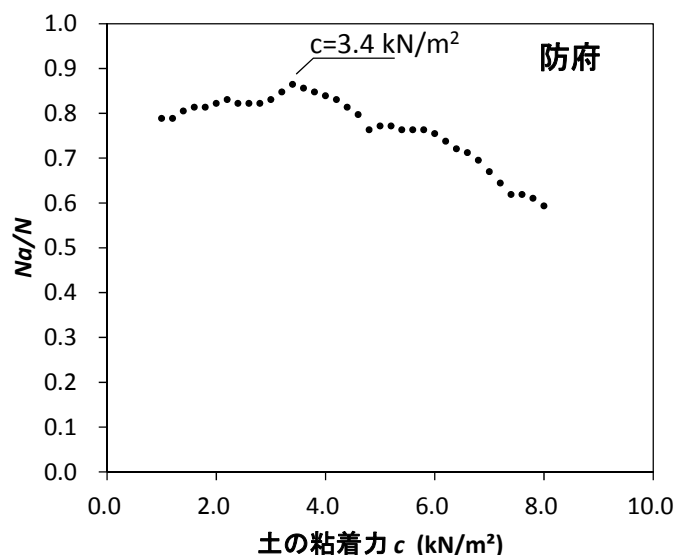
図 3.42 小流域における斜面勾配の累積頻度分布(伊豆大島)

崩壊グリッドを用いて、これらの小流域の崩壊地を代表する土質定数(土の粘着力, 土の内部摩擦角)を推定する。具体的には、異なる c に対して、 D_c , D_{max} と I の関係から、以下の3通りの c を推定する。

最大条件は、 $h/D=0$ において崩壊グリッドがすべて $F_s>1.0$ ($D<D_{max}$)となる条件とする。最頻条件は、 $D_c<D<D_{max}$ となる崩壊グリッドが最も多くなる条件とする。最小条件は、 $h/D=1.0$ において、崩壊グリッドがすべて $F_s<1.0$ ($D_c<D$)となる条件とする。この時、 c , ϕ は組み合わせによって土の強度が決まることから、 ϕ は一定とし、 c のみで調整できない場合、 c を一定として ϕ を変化させた。

防府の結果を以下に示す。最大条件の c は、 6.0 kN/m^2 であった。一方、 $D_c<D<D_{max}$ に対する最頻条件は、 $\phi=35^\circ$ で固定し、 c を 0.2 刻みで変化させ、条件に合致する崩壊グリッド(Na)/全崩壊グリッド(N)を比較して、最多となる c を探索した結果、 3.4 kN/m^2 となった(図 3.43)。ただし、 $1.0\sim6.0$ までそれほど差がないことから、小流域を代表する c を特定しづらい条件にあることが推察される。一方、最小条件は、 6.0 kN/m^2 , $\phi=13^\circ$ であり、さらにこの条件でも崩壊しない崩壊グリッドがあった。

この結果を表 3.14, 図 3.44 に示す。この時、最大条件においても、簡易貫入試験により土層厚を推定した多数の非崩壊地が、 $D_c<D<D_{max}$ の崩壊領域に存在している。つまり、土層厚分布を推定するに際して、簡易貫入試験実施地点については、計測値を採用しているにもかかわらず、土層厚 D , 斜面勾配 I , 土の粘着力 c の関係が力学的に矛盾している。すなわち、この土層厚推定手法によって推定した基岩面と実際の崩壊面が一致しない可能性を示唆している。



ここに、 N は全崩壊グリッド数、 Na は $D_c<D<D_{max}$ となる崩壊グリッド数

図 3.43 適合する崩壊グリッドが最多となる c の推定(防府)

表 3.14 小流域を代表する c の推定(防府)

条件	土の粘着力 c [kN/m ²]	ϕ [°]
すべての崩壊グリッドが $h/D=0$ のとき $D < D_{max}$	6.0	35
$D_c < D < D_{max}$ となる崩壊グリッドが最多	3.4	35
すべての崩壊グリッドが $h/D=1.0$ のとき $D_c < D$	6.0	13

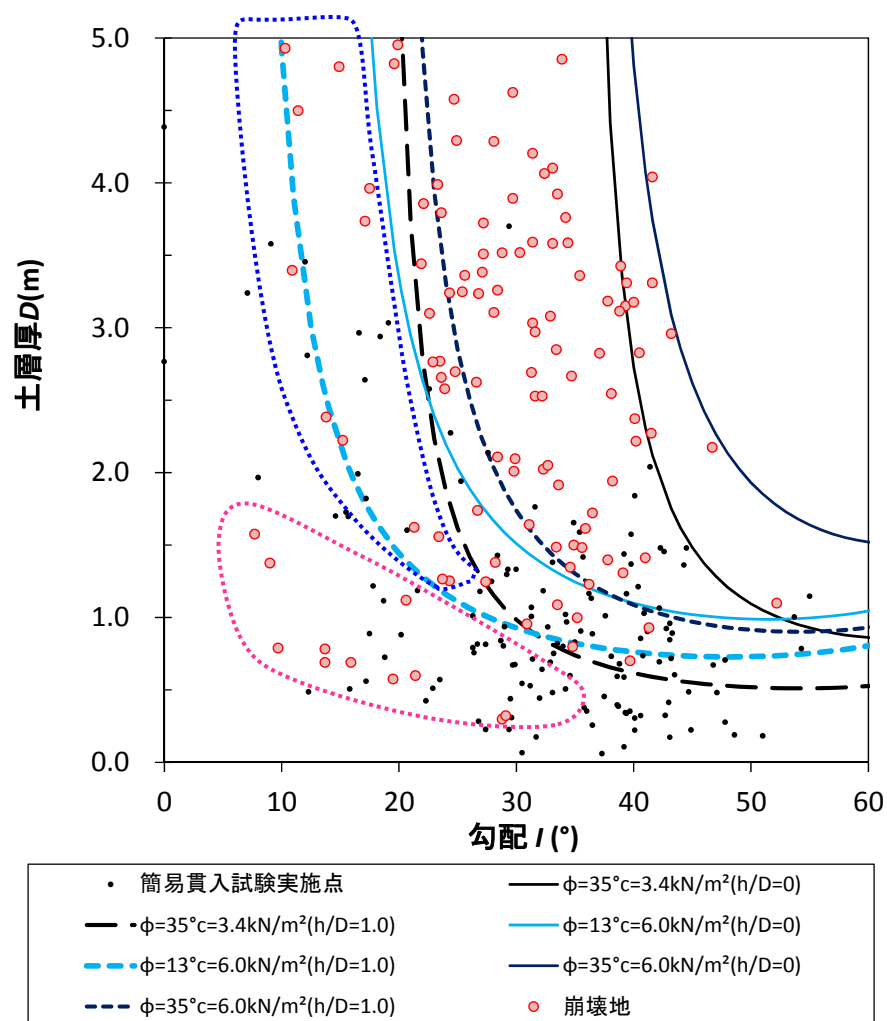


図 3.44 小流域を代表する c の推定(防府)

ここで、最頻条件において $D < D_c$ となる崩壊グリッドの位置を図 3.45 に示す。いずれも左岸最下流の崩壊地の崩壊斜面下部であった。この流域の崩壊地は、図 3.46 に示すように、崩壊すべり面が露出した斜面上部に対し、斜面下部には崩土が緩い勾配で堆積した状態にある崩壊地が多い。空中写真判読では、崩壊区間、土砂流下区間に分けて判読するものの、崩壊後に堆積した箇所については、流下区間として除去できない。また、災害後撮影の LP 計測データでも、崩壊面として崩土の表面が計測されるため、斜面勾配も崩壊発生時のすべり面の勾配より緩勾配になる。

すなわち、これらの崩壊グリッドについては、土層厚及び斜面勾配の推定エラーと考え、土粘着力の推定に際して適切ではないデータとして除外する必要があると考えた。なお、土の内部摩擦角 $\phi = 13^\circ$ についても、以下より流下した土砂の堆積勾配に対応するものと考えられる。

石礫型土石流の平衡土砂濃度式として、以下が知られている(高橋ら, 2004)。

$$Cc = \frac{\rho' \tan I}{(\sigma - \rho')(\tan \phi - \tan I)} \text{----- (3-10)}$$

ここに、 ρ' は見かけの水密度、 σ 土粒子の密度($=G_s \rho$)は Cc は粗粒分、 Cf は細粒分の土砂濃度を示す。 Cc 、 Cf はそれぞれ堆積土砂における構成比とし、間隙率との間に以下の関係をもつ。

$$Cc + Cf + \lambda = 1 \text{----- (3-11)}$$

さらに、このとき見かけの流体密度 ρ' は、

$$\rho' = \frac{\rho_w Cc + \sigma Cf}{Cc + Cf} \text{----- (3-12)}$$

である。ここで、 $\tan I$ について変形し、見かけ上の斜面の安息勾配として整理すると次のとおりである。

$$\tan I = \frac{Cc \left(\frac{\sigma}{\rho'} - 1 \right) \tan \phi}{1 + Cc \left(\frac{\sigma}{\rho'} - 1 \right)} = \tan \phi' \text{----- (3-13)}$$

ここに、 $\tan \phi'$ は見かけの安息勾配を示す。

防府の場合、土質試験結果より間隙比 e より、 λ は 0.47 と算出される。この場合 ϕ' は 18° となる。しかし、斜面が流動化する際において細粒分は水と同様に振る舞い、間隙率分に寄与すると考える。そこで、 $\phi' = 13.0^\circ$ となるには、 λ に加え土粒子分の約 8% 程度が水として寄与すると考えられれば、飽和状態で流動化したことが推察される。

土質試験と同時に実施した粒度試験では、20% 通過粒径の最大値は 0.01mm であることから、シルト分などが水と同様に流動化してふるまったと考え、 13° は一度流動化した土砂の堆積勾配と考えられ、上記同様に、崩壊地判読上の誤りとして考えた。

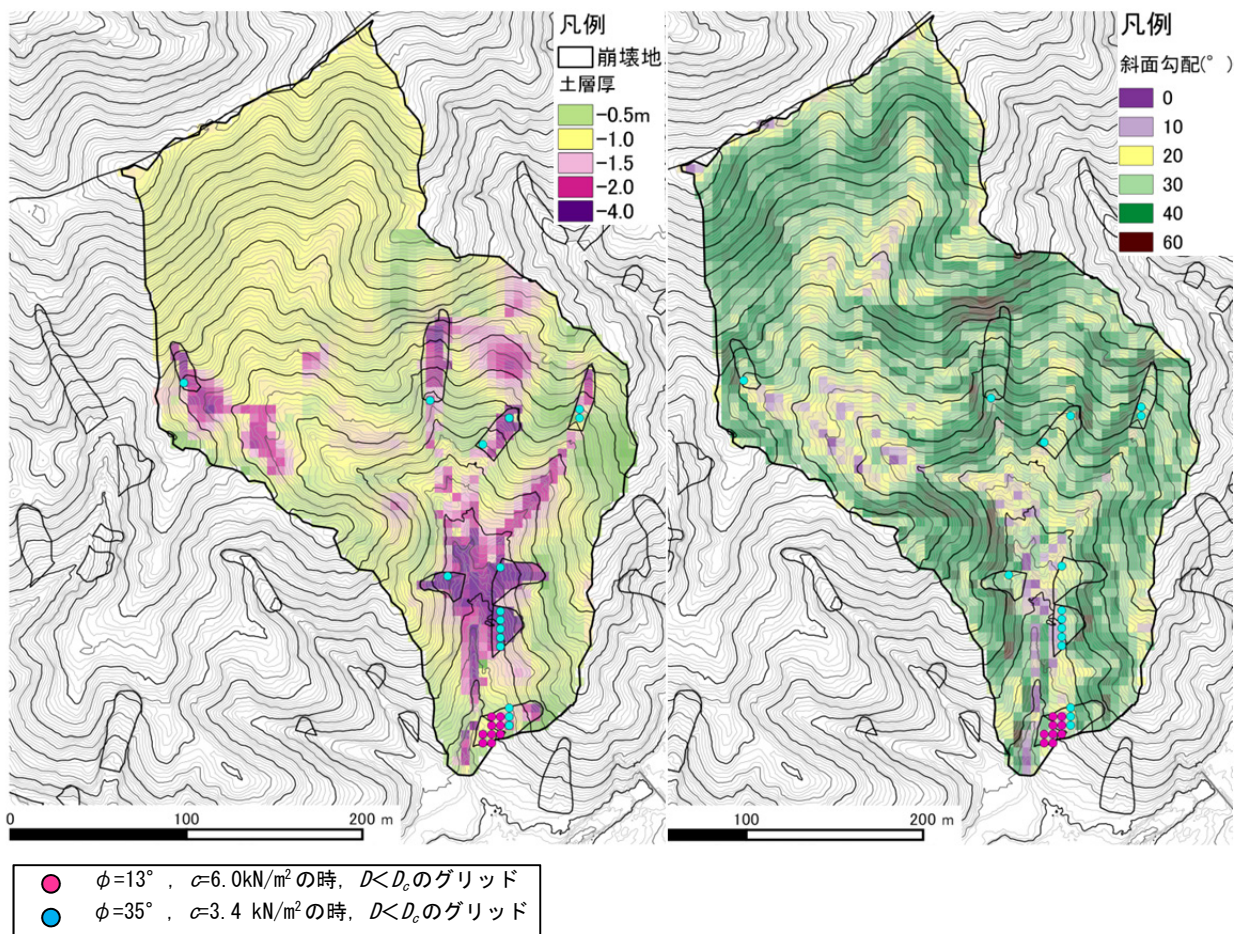


図 3.45 $c=3.4\text{kN/m}^2$ とした場合に $h/D=1.0$ においても $F_s > 1.0$ となる崩壊グリッド

(左 ; 土層厚分布図 右 ; 斜面勾配分布図)



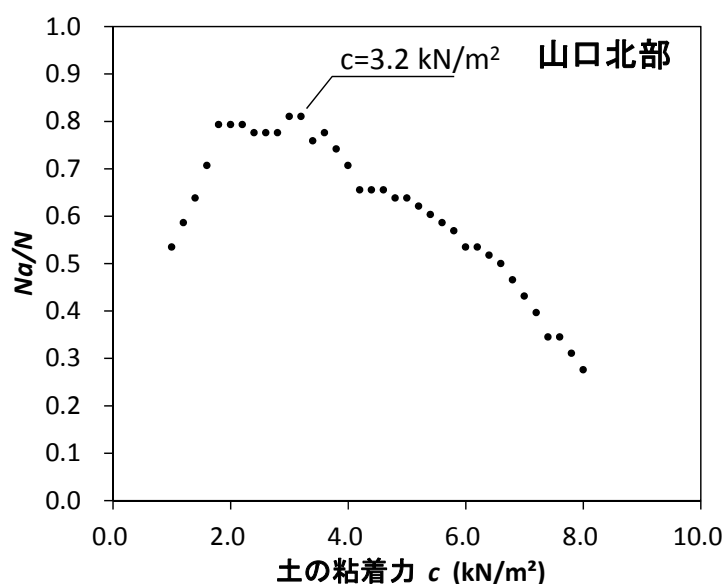
図 3.46 小流域における崩壊状況(2014 年撮影)

(左 ; 左岸中腹の崩壊地, 右 ; 左岸最下流の崩壊地)

山口北部についても、同様に c を推定した。防府と異なり適合のよい c は $2.0 \sim 4.0 \text{ kN/m}^2$ 付近にほぼ限定され、それぞれの崩壊地のもつ c の条件はそれほど差がないことが推察される(図 3.47)。この結果を表 3.15、図 3.48 に示す。

また、最小条件として、 1.8 kN/m^2 と推定されたが、 3.2 kN/m^2 の下限に入る崩壊グリッドは 4 グリッドと少なく、いずれも崩壊地のエッジ付近の崩壊深の薄いグリッドであった(図 3.49)。崩壊箇所については、災害発生前後の DEM データの差分から土層厚を推定するが、エッジ付近では過小評価となる可能性があり、土層厚推定上の誤りと考える。その場合、大部分の崩壊グリッドは $3.2 \sim 7.7 \text{ kN/m}^2$ の間に入り、なおかつ 3.2 kN/m^2 の下側に沿ったグリッドも存在し、 $h/D=1.0$ で崩壊した発生が含まれていることが推察できる。

それと同時に、防府と同様に最大条件においても崩壊領域に存在する非崩壊地が多数存在しており、簡易貫入試験を用いた土層厚推定に課題があるといえる。



ここに、 N は全崩壊グリッド数、 N_a は $D_c < D < D_{max}$ となる崩壊グリッド数

図 3.47 適合する崩壊グリッドが最多となる c の推定(山口北部)

表 3.15 小流域を代表する c の推定(山口北部)

条件	土の粘着力 $c [\text{kN/m}^2]$	$\phi [^\circ]$
すべての崩壊グリッドが $h/D=0$ のとき $D < D_{max}$	7.7	35
$D_c < D < D_{max}$ となる崩壊グリッドが最多	3.2	35
すべての崩壊グリッドが $h/D=1.0$ のとき $D_c < D$	1.8	35

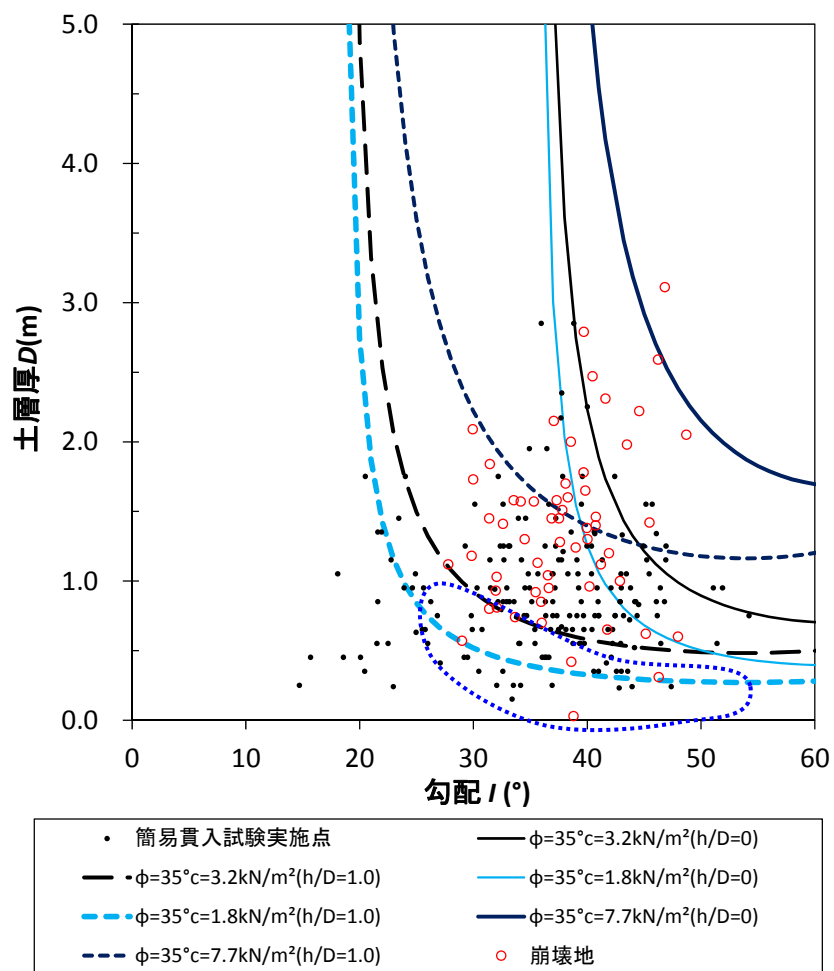


図 3.48 小流域を代表する c の推定(山口北部)

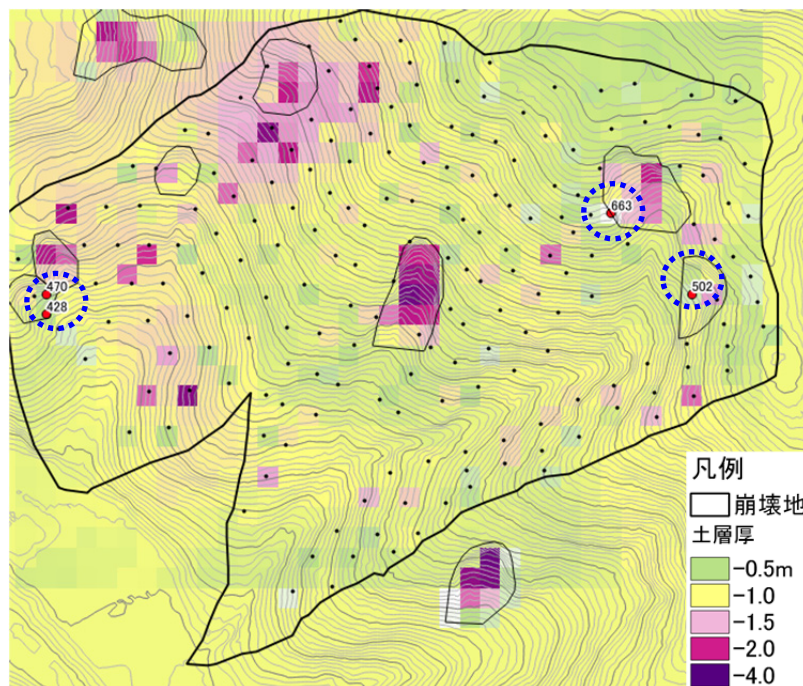


図 3.49 $c=3.2 \text{ kN/m}^2$ とした場合に $h/D=1.0$ においても $F_s > 1.0$ となる崩壊グリッド

3.4.2 崩壊発生時の地下水深の推定

前節において逆推定した c , ϕ 及びその他既往の災害報告から得られている諸条件を用いて、2.2 で示した F_{cc0} を算出した。算出条件は表 3.16 のとおりである。

$$F_{cc0} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \cos I \sin I}{G_s + e} \text{----- (3-14)}$$

崩壊グリッドの地形条件土層厚が得られている防府及び山口北部については、崩壊グリッドすべてについて D , I 及び最大、最頻 2 通りの c を用いて算出した。また、伊豆大島については、 D の分布が得られていないため、すべて 1.0m と仮定した。なお、前節で示したような土層厚設定によるエラーグリッドは削除してある。

土層厚分布が得られていない庄原及び阿蘇については、既往報告書に記載された崩壊地の勾配及び土層厚の分布について、最小値と最大値を組み合わせ、存在しうる範囲を示した(表 3.17)。その結果を表 3.18、図 3.50～図 3.53 に示す。

表 3.16 崩壊地の F_{cc0} の算出条件($h/D=1.0$)

番号	対象事例	土の内部摩擦角 ϕ [°]	土の粘着力 c [kN/m ²]	間隙比 e	備考
1	防府	35	6.0 3.4	0.889	
2	庄原	30	5.0	1.300	
3	阿蘇	25.9	13.2	(1.439)	
4	山口北部	35	7.7 3.2	0.869	
5	伊豆大島	30	6.0	1.439	

設定方法

防府：秋山ら(2015)が採用した現地採取試料による

庄原： c , ϕ ：岡本ら(2011), e ：中川ら(2011)の土質試験結果における崩壊地の平均値

阿蘇： c , ϕ ：清水ら(1992), e ：試験結果等が見当たらなかったため、同じ火山噴出物が斜面に堆積する伊豆大島の値を採用した

山口北部：秋山ら(2017)が国土交通省中国地方整備局(2015)の現地計測結果をもとに設定した値

伊豆大島：福山ら(2014), 高原ら(2014)らの現地計測結果

表 3.17 土層厚と斜面勾配の組み合わせ

番号	対象事例	土層厚 D [m]	斜面勾配 I [°]	備考(土層厚, 崩壊地勾配)
1	防府	対象とした小流域における 崩壊グリッドごとの組み合わせ		
2	庄原	最大値：1.5 最小値：0.5	最大値：43 最小値：33	(0.5, 43), (0.5, 33) (1.5, 43), (1.5, 33)
3	阿蘇	最大値：4.0 最小値：1.0	最大値：35 最小値：25	(1.0, 35), (1.0, 25) (4.0, 35), (4.0, 33)
4	山口北部	対象とした小流域における 崩壊グリッドごとの組み合わせ		
5	伊豆大島	一律 1.0	対象とした小流域の 崩壊グリッドの値	

防府については、 F_{w0} から解析的に求めた F_{cc0} に対して、崩壊地の F_{cc0} が小さい範囲にある。すなわち、 $h/D < 1.0$ の状態では崩壊に至った箇所が多いものと推察される。山口北部については、 $h/D = 1.0$ 付近で発生した崩壊が存在したと推察される。また、 c を最大条件で与えた場合については、崩壊グリッドであるにもかかわらず、 F_{w0} から求めた F_{cc0} を大幅に上回る崩壊グリッドがあり、これらは c および D の推定誤差によるものと思われる。

伊豆大島について、土層厚を一律した結果得られたものであるが、 $\tan I / \tan \phi$ が1.5付近($\phi = 30^\circ$ の場合、 $I = 40^\circ$)以上でないと、 $h/D = 1.0$ でも崩壊発生には至らない。伊豆大島の場合、斜面勾配が比較的緩い箇所でも崩壊が発生していることから、多くの崩壊グリッドは $h/D = 1.0$ 付近だったのではないかと推察される。

また、 F_{cc0} と同様の条件で、崩壊時の h/D について式(2-22)より算出した h/D の空間分布を図3.54、図3.55に示す。防府、山口北部では最大条件では全体的に h/D が小さい崩壊グリッドが多く、最頻条件では h/D が1.0付近またはそれ以上の崩壊グリッドが多い。しかし、崩壊地源頭部付近に着目してみると、防府についてはいずれの条件についても h/D が0.4未満の崩壊グリッドが存在する。それに対して、山口北部については、両ケースとも h/D が小さいグリッドと1.0付近のグリッドが混在していることが確認できる。

庄原、阿蘇については、既往の報告から崩壊地の勾配及び土層厚の組み合わせを作り、4点でその分布範囲を示した。庄原については、花岡ら(2012)が斜面上の同じような位置、同じようなパターンで崩壊が発生していることを指摘しており、得られている F_{cc0} の平均的な位置で見た場合、山口北部と同様に $h/D = 1.0$ を含みつつも、 $h/D < 1.0$ であったのではないかと推察される。

阿蘇については、久保田ら(2013)の指摘するように様々なパターンの崩壊があったとした場合、 h/D の条件も一様ではなかったと考えられるが、最大最小の組み合わせでみると、右下のみ F_{w0} から求めた F_{cc0} の下側にあることから、 $h/D \cong 1.0$ であったのではないかと推察される。

表 3.18 崩壊地の $F_{cc0}(h/D=1.0$ を想定)

番号	対象事例	土の内部 摩擦角 ϕ [°]	土の 粘着力 c [kN/m ²]	崩壊地 勾配 I	無次元 斜面勾配 $\tan I / \tan \phi$	間隙比 e	崩壊地の 土層厚 D [m]	F_{cc0}
1	防府	35	6.0 3.4	32~42	0.88~1.26	0.889	1.0~4.4	0.15~0.96 0.08~0.55
2	庄原	30	5.0	33~43	0.93~1.33	1.300	0.5~1.5	0.40~1.32
3	阿蘇	25.9	13.2	20~35	0.75~1.44	(1.439)	1.0~4.0	0.43~2.52
4	山口北部	35	7.7 3.2	42~59	1.28~2.37	0.869	0.6~1.5	0.27~1.42 0.11~0.59
5	伊豆大島	30	6.0	30~47	0.74~3.26	1.439	0.7~1.0	0.74~1.22

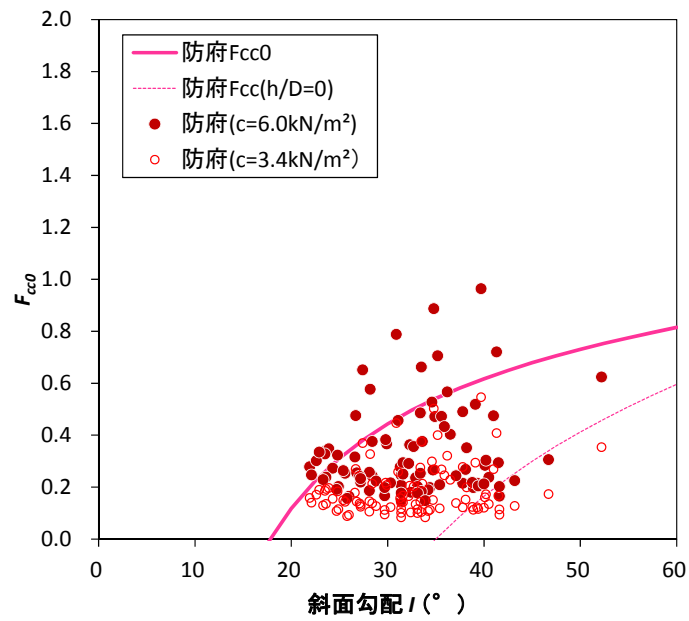


図 3.50 F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (防府)

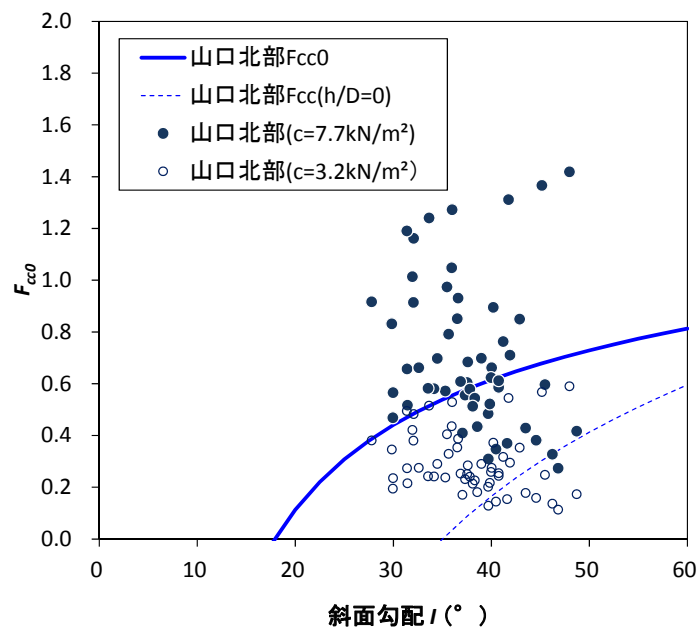
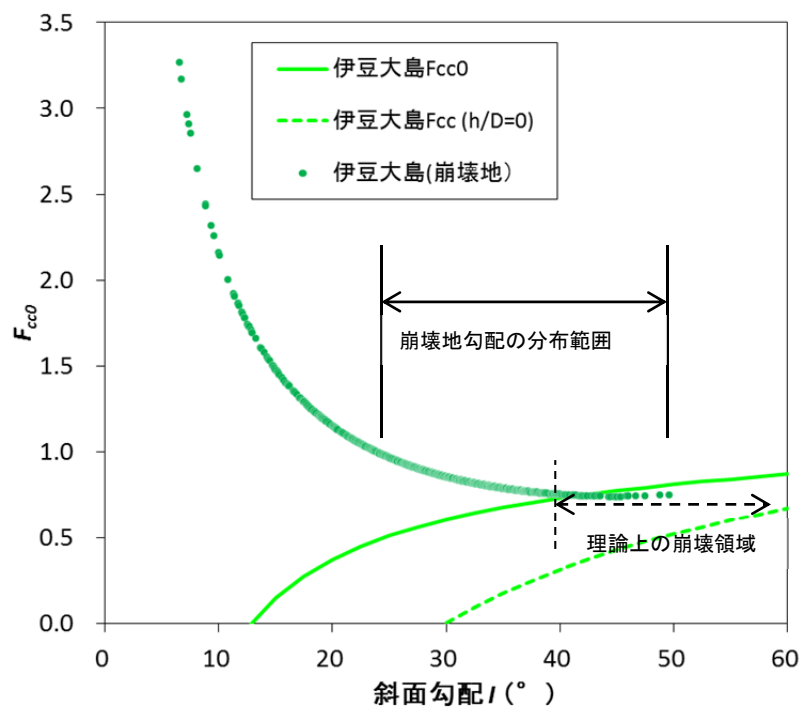
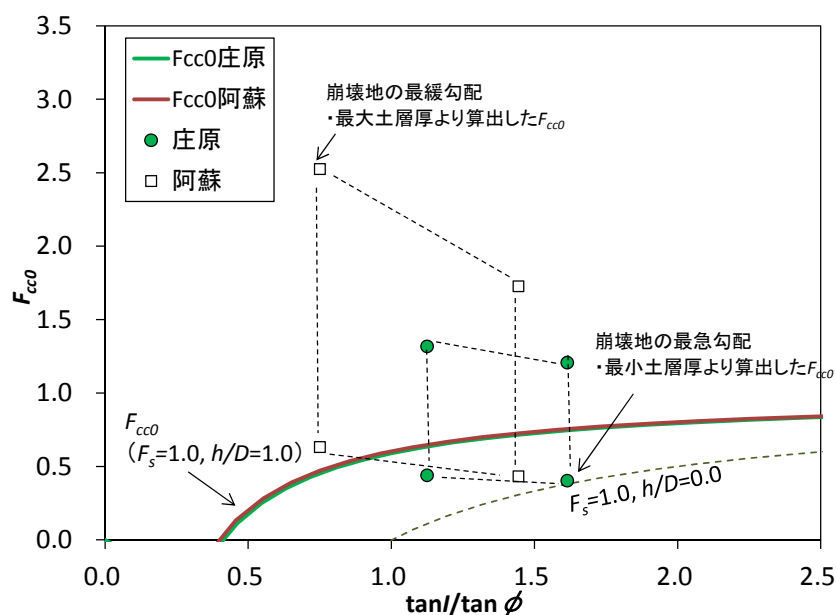


図 3.51 F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (山口北部)



土層厚は一律 1.0m と仮定している。崩壊地勾配の分布範囲は等高線図に測線を設定して計測した崩壊地勾配の分布範囲を示している。

図 3.52 F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (伊豆大島)

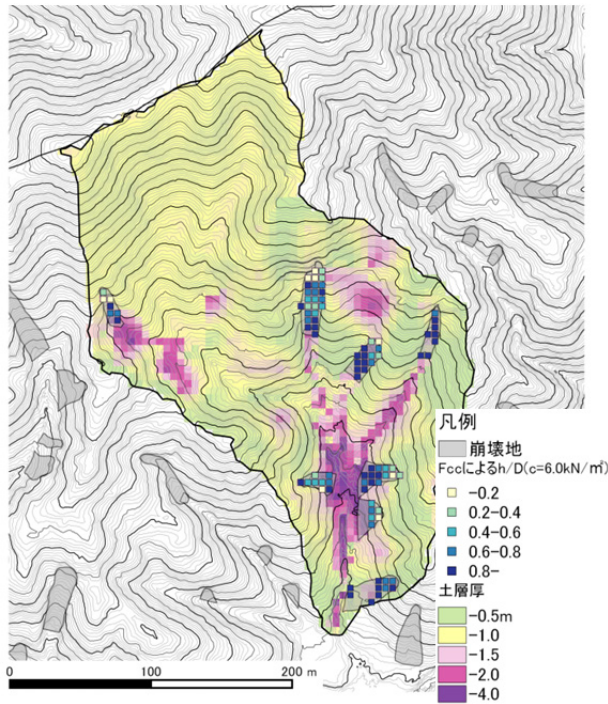


e, S_p, c, ϕ には、現地採取試料等から得られた値等、既往資料の値を採用

図中の点は崩壊地の勾配の最大値・最小値、土層厚の最大値・最小値の組み合わせで示したものであり、各事例の崩壊地はこの 4 点に囲まれた範囲内に存在する。

図 3.53 F_{w0} による F_{cc0} と崩壊グリッドの F_{cc0} (庄原・阿蘇)

最大条件 ($c = 6.0 \text{ kN/m}^2$)



最頻条件 ($c = 3.4 \text{ kN/m}^2$)

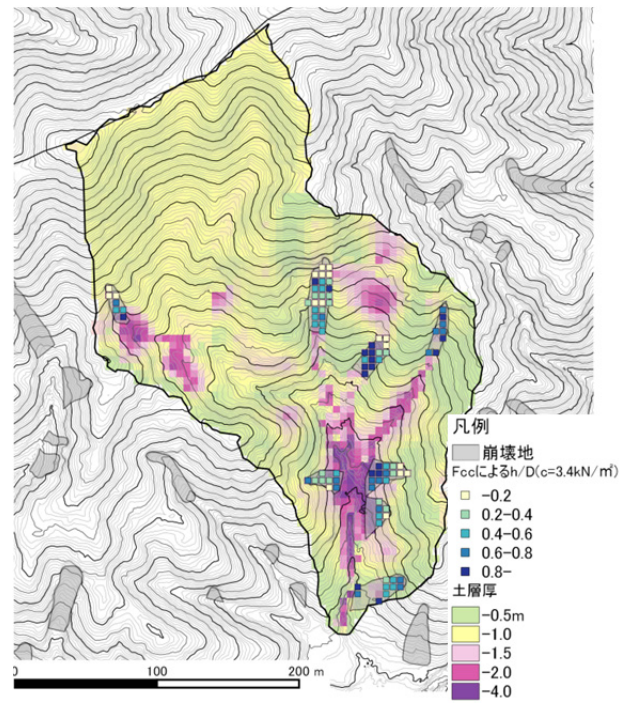
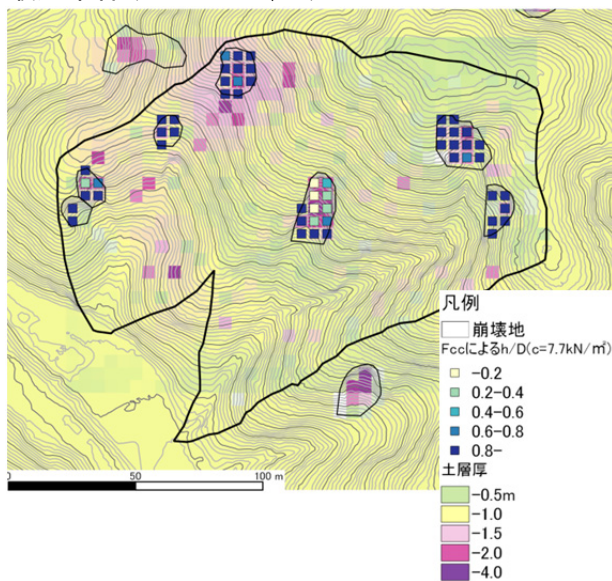


図 3.54 崩壊地における場の条件から推定した h/D の空間分布(防府)

最大条件 ($c = 7.7 \text{ kN/m}^2$)



最頻条件 ($c = 3.2 \text{ kN/m}^2$)

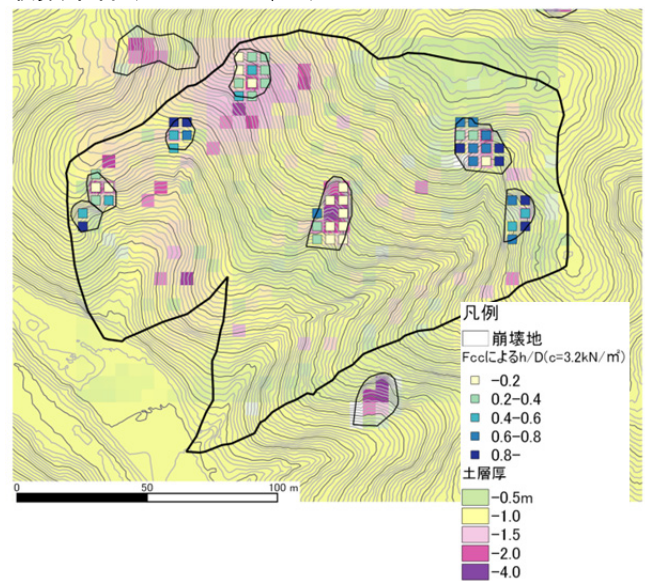


図 3.55 崩壊地における場の条件から推定した h/D の空間分布(山口北部)

このように、 F_{cc0} より推定した h/D に対して、到達時間内の雨量により推定した h/D を比較した。その結果、表 3.19 より阿蘇以外両者は概ね同様の結果が得られることを確認できた。阿蘇については、前述のとおり崩壊発生状況が一樣でないことから、到達時間、土層厚、間隙率などがそれぞれの場の条件と対応していないことが原因であると考ええる。

到達時間内の雨量から h/D を推定する際に参照した計測間隙率は、土質試料採取箇所によりばらつくため、この結果のみによる評価は難しいものの、逆算値と F_{cc} から推察される h/D との一致を確認することにより、実際の崩壊時の状況と矛盾しない結果が得られていると考える。

この一連の解析では、Kinematic Wave を根拠とした平野ら(1986)の手法による到達時間をもとに、降雨の条件から h/D を推定するとともに、実際の崩壊地の土層厚 D 、斜面勾配 I 及びそこから逆推定した土の粘着力 c の場の条件による F_{cc0} により h/D を推定した。すなわち、降雨の条件と場の条件の双方からそれぞれ h/D を逆推定し、両者の一致を確認したことで、前提としている崩壊発生条件の妥当性と崩壊事例の崩壊発生時の h/D を示した。すなわち、既存の災害報告等の崩壊発生後に得られた調査結果から以下のことが確認できた。

- (1) 崩壊発生場の条件から得た F_{cc} から推定した h/D について、到達時間内の降雨量からみて矛盾のない結果が得られた。この時、場の条件を支配する $c/D\rho g$ に対しては、斜面勾配 I 、土の内部摩擦角 ϕ 及び土層厚(崩壊深) D から崩壊地として力学的に矛盾ない c を推定して採用した。
- (2) 崩壊発生力学条件は h/D に支配されているため、第2章で推定した崩壊発生モデルに基づき、逆解析的に崩壊発生機構を推定できたと考える。
- (3) 単純な連続式のみによる降雨流出モデルであっても、崩壊発生時の h/D を推定する上で支障のない精度で地下水深が得られることが確認できた。
- (4) 本研究で仮定した場の条件と降雨の相互関係による崩壊発生条件は、実際の崩壊事例について矛盾しない結果を得ることができた。
- (5) これまで把握することは困難であった崩壊発生を支配した h/D について、ここで示した解析法により、崩壊発生後の調査結果をもとに推定が可能であることを示した。

表 3.19 h/D の比較

番号	対象事例	間隙率から推定した崩壊発生時の h/D	F_{cc0} から推定した崩壊発生時の h/D	備考
1	防府	$h/D < 1.0$	$h/D < 1.0$	
2	庄原	$h/D < 1.0$	$h/D < 1.0$	
3	阿蘇	$h/D < 1.0$	$h/D \simeq 1.0$	*崩壊発生状況が一樣でない。
4	山口北部	$h/D = 1.0$ $h/D < 1.0$	$h/D \simeq 1.0$ $h/D < 1.0$	
5	伊豆大島	$h/D = 1.0$	$h/D \simeq 1.0$	

3.5 結語

本章では、近年発生した崩壊事例を対象に、崩壊発生時の降雨条件および場の条件を整理し、崩壊発生時の地下水深を逆推定する崩壊発生解析法を示した。

最初に、崩壊発生時の降雨条件について、過去の崩壊発生・非発生降雨との関係をもとに整理し、平野ら(1986)の方法に従って崩壊発生を支配する到達時間について推定した。

防府は崩壊発生を支配する到達時間が 31 時間と長く、次いで伊豆大島の 18 時間、山口北部は 9 時間で最も短かった。この到達時間内の総雨量と既往の報告による土層厚及び間隙率より崩壊発生時の h/D を推定した。また、到達時間について、崩壊が発生した位置及び距離から逆算した流速からみると、得られた到達時間は Kinematic Wave の過程する飽和側方流出以外の流出過程を含む代表的な到達時間であり、室内試験による飽和透水係数と比較して速い流速に対応すること、また対象とする現象によっては到達時間を支配する距離は必ずしも尾根からの距離に対応しないことが確認できた。さらに、防府と山口北部がほぼ同一の流速と推定されたことから、崩壊の発生した位置と降雨強度の関係は、Kinematic Wave における時間、距離、水深と降雨強度の関係に一致することが確認できた。

次に、実際の崩壊地について、土層厚と斜面勾配の関係から、土の強度を示す粘着力及び内部摩擦角を推定した。土の粘着力 c は、従来の崩壊モデルを用いた研究では、現地採取試料に対する計測結果をもとに推定することが多かったが、 $c/D\rho g$ に支配される F_{cc} の崩壊発生領域が限定されることに着目して推定したものである。この時、崩壊地の土層厚(崩壊深)から考えられる最大の土の粘着力を採用しても、崩壊領域に該当する非崩壊地が複数存在し、本研究で採用した簡易貫入試験による土層厚推定手法に課題があることが示唆された。

その結果をもとに、2 章で示す土の粘着力項 F_{cc0} を算出し、各崩壊事例における崩壊発生時の h/D を推定した。この結果を到達時間内の総雨量から推定した h/D と比較した結果、ほぼ同様の結果が得られており、本研究で考える崩壊発生条件が単純なモデルであっても、実際の崩壊事例と矛盾しないことが確認できた。

以上から、前章で示した崩壊発生時の降雨の条件及び場の条件の相互関係に基づくと、崩壊地の勾配や崩壊深など崩壊発生後に得られたデータによって、崩壊発生時の力学条件を支配する地下水深について逆推定が可能である。つまり、本研究で実施した一連の解析法により、崩壊発生後の調査結果をもとに、崩壊発生時の h/D が推定可能であることを示した。

しかしながら、本章では崩壊地データを対象にしているため、実際の崩壊・非崩壊の空間分布、崩壊発生時刻における h/D について明らかにできていない。そこで、第 4 章では、対象とする崩壊事例について再現計算を実施し、到達時間と崩壊発生場の空間分布に着目して、実際の現象の再現性について考察する。

第4章 表層崩壊発生モデルによる再現計算

4.1 緒言

第3章では、第2章で示した崩壊発生条件をもとに、崩壊発生後の資料から崩壊発生時の地下水条件について逆解析的に推定した。その結果、崩壊箇所について、崩壊発生位置が到達時間と流速の関係で支配されることと矛盾していないこと、無次元量 F_{cc} から推定される h/D が、降雨発生時の降雨量から推定される h/D と矛盾していないことの2点から、第2章で示す崩壊発生条件の妥当性について確認し、同時に崩壊事例に対する解析法として示した。

しかし、第3章では実際の崩壊地に対して検証したのみであり、第2章で示したモデルによる地下水深の時間変化、実際の崩壊地、非崩壊地の空間分布の再現性について検証することができていない。今後、崩壊予測手法として本研究で示した崩壊発生モデルを活用する可能性を考慮すると、これらについて検証する必要があると考える。

そこで、本章では、小流域について土層厚分布が推定されている防府、山口北部と、崩壊地の土層厚はほぼ一様だとされている伊豆大島について、崩壊発生時の10分間降雨データを用いて再現計算を実施し、2章で示すモデルによる崩壊の発生する場所と時刻の再現性について考察する。

4.2 計算方法及び計算条件

降雨の時系列データを与え、第2章で示す崩壊発生モデルに従って、斜面グリッドごとの h/D を算出すると同時に、 F_s による崩壊発生・非発生を判定した。

降雨流出モデルは、Rosso. *et al.*(2006)の示すモデルを採用した。計算条件については、表 4.1 に示すとおりである。ただし、到達時間 T は、前章において平野(1986)に従って推定した場を代表する到達時間(表 3.7)を採用する。

土の粘着力については、表 4.2 のとおり設定した。防府、山口北部については、3.4 で推定した最大条件、最頻条件であり、それぞれ最大条件は、秋山ら(2015)、秋山ら(2017)の条件と同様である。

伊豆大島については、土層厚分布が得られていないため、一律 1.0m として検討し、 c 、 ϕ は高原ら(2014)の一面せん断試験の火山灰の平均値を採用した。また、図 4.1 をもとに、崩壊地の概ね 80%以上が崩壊となるよう逆算した 5.2 kN/m^2 を採用した。

表 4.1 計算条件

		防府	山口北部	伊豆大島
場の条件	対象面積	0.064 km ²	0.02 km ²	0.85 km ²
	地形モデル (斜面グリッドの間隔)	5 m	5 m	10 m
	土層厚分布	簡易貫入試験, LP 計測 成果等による推定	簡易貫入試験, LP 計測 成果等による推定	一律 1.0 m
	土の内部摩擦角	35°	35°	30°
	間隙比	0.8893	0.8692	1.439
	初期飽和度	0.3714	0.8602	0.3076
降雨条件	到達時間 (平野(1986)による)	31 hr	9.0 hr	18.0 hr
	対象イベント	2009 年 7 月 20 日-21 日 10 分間雨量 (気象庁防府)	2015 年 7 月 28 日 10 分間雨量 (気象庁須佐)	2015 年 7 月 28 日 10 分間雨量 (気象庁大島)

表 4.2 計算ケース

	条件	防府	山口北部	伊豆大島
CASE 1	最頻	$c=3.4 \text{ kN/m}^2$	$c=3.2 \text{ kN/m}^2$	$c=5.2 \text{ kN/m}^2$
CASE 2	最大	$c=6.0 \text{ kN/m}^2$	$c=7.7 \text{ kN/m}^2$	$c=6.0 \text{ kN/m}^2$

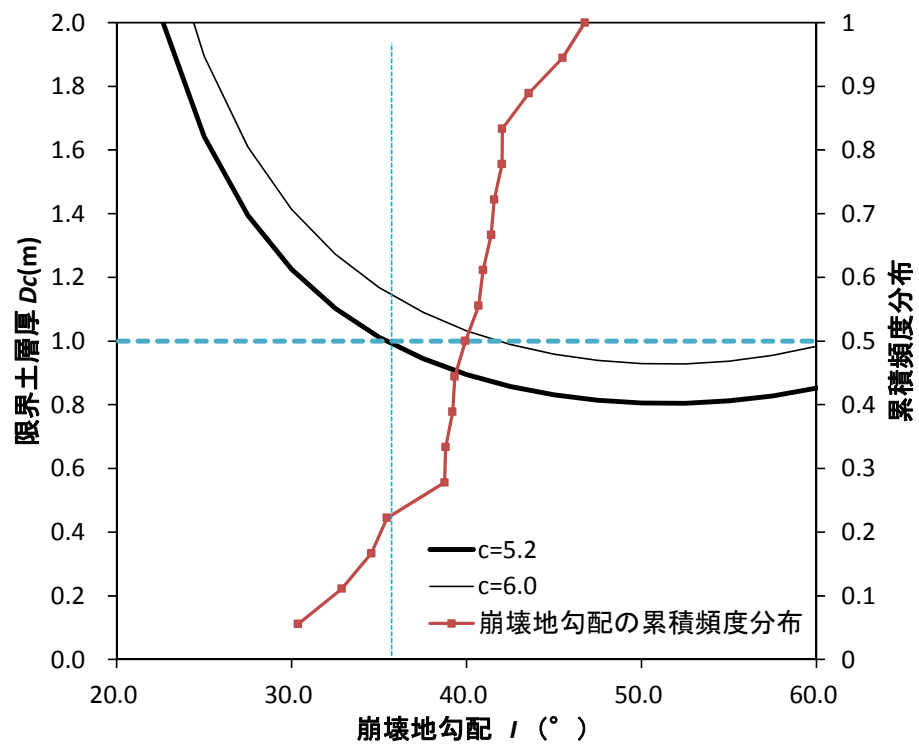


図 4.1 伊豆大島の崩壊地勾配の頻度分布と D_c

4.3 計算結果

各計算ケースの計算結果は図 4.2～図 4.7 のとおりとなった。なお、計算上 $F_s < 1.0$ となったグリッドを「崩壊判定グリッド」と呼ぶ。

(1)防府

$c=3.4\text{kN/m}^2$ の CASE 1 では計算初期から、 $F_s < 1.0$ となるグリッドが複数あり、実際の崩壊地には含まれないグリッドにおいて $h/D=1.0$ 付近の崩壊が多発する結果となった。また、実際の崩壊地に含まれる崩壊判定グリッドは、いずれも崩壊地源頭部のグリッドであり、 $h/D < 1.0$ での崩壊であった。一方、 $c=6.0\text{kN/m}^2$ の CASE 2 は、崩壊判定グリッドは実際の崩壊地の源頭部に絞られ、いずれも $h/D < 1.0$ で崩壊発生となった。

これは、CASE 1 の条件が、崩壊地に含まれるグリッドに最も適合が良い条件であると同時に、非崩壊地のグリッドも崩壊発生となる条件であることから、あらかじめ予想された結果である。それと同時に、 c の推定段階においても、この条件では、非崩壊地でありながら崩壊地の条件を満たすグリッドも多数あり、土層厚の推定方法に問題があることが示唆された。そのため、非崩壊地については、土層厚推定に誤りがあったと考える。

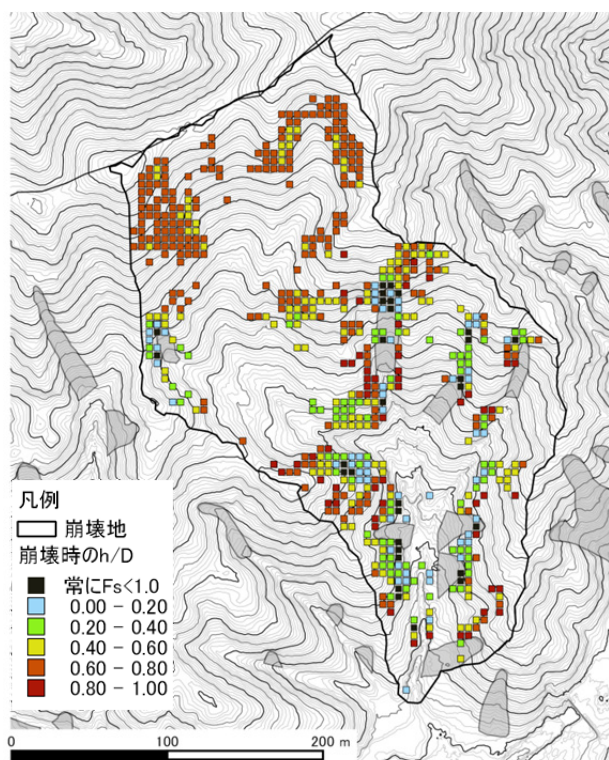
地下水流出の到達時間は、Kinematic Wave や Rosso *et al.*(2006)のように、地形へ依存するが、ここでは、平野ら(1986)による流域の代表的な到達時間を採用している。そのため、斜面上部の本来到達時間の短いグリッドについては、実際よりも長い到達時間が採用されることにより、降雨に対する地下水深が高く評価され、 $h/D \approx 1.0$ の崩壊が多発する誤りとなったと考える。そのため、CASE 1, 2 の両ケースにおいて、崩壊地の源頭部のグリッドについて $h/D < 1.0$ で崩壊発生となった結果は、崩壊地に対する場の条件及び到達時間が実際と合致していたことを示している。

次に崩壊発生時刻についてみると、CASE 1 では、新規に崩壊判定されるグリッドが急激に増加する時刻が 8:00～12:00、CASE 2 では 11:30 であった。この結果は、NPO 法人山口県防災・砂防ボランティア協会(2011)の「8 時 10 分頃、国道 262 号にきれいな水が流れていたが、流れが泥水になり小石大石になった。」、「11 時ごろ、剣川から土石流が流れ出し、国道の路面より 1.0m ぐらいの高さで流れていた。」、「国道に水が流れだし、一気に赤い色の水が流れ、その後土石流がごとごと音を立てて流れた。」や、山越ら(2010)による当時国道 262 号で巡回していた県土木職員らによって、12:00 頃に相次いで剣川中流域で土石流発生が目撃されたというヒアリング結果とも一致している。

従って、この事例については、崩壊地に対しては崩壊発生時の h/D 及び崩壊発生時刻を概ね時刻を一致させることができ、平野ら(1986)に従って推定した到達時間により、実際の崩壊を支配する到達時間と一致していたと判断できる。

CASE 1

$c = 3.4 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 35^\circ$



CASE 2

$c = 6.0 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 35^\circ$

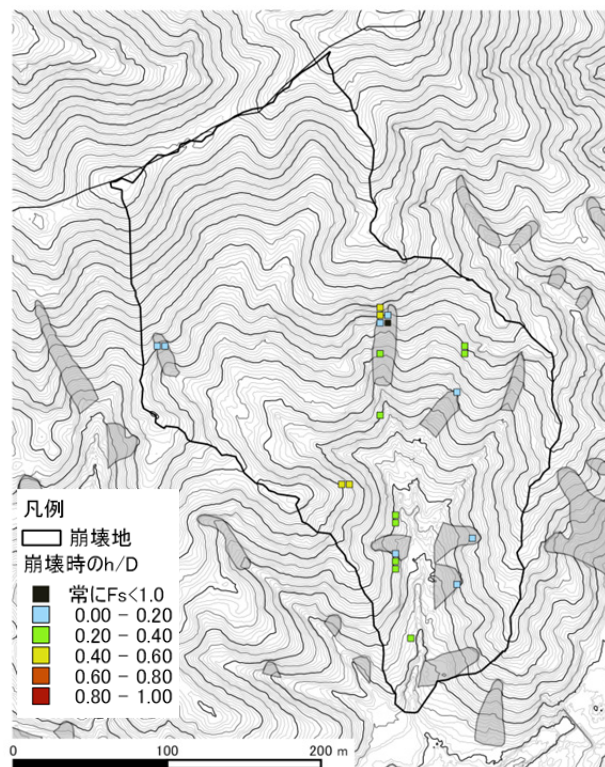


図 4.2 逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (防府)

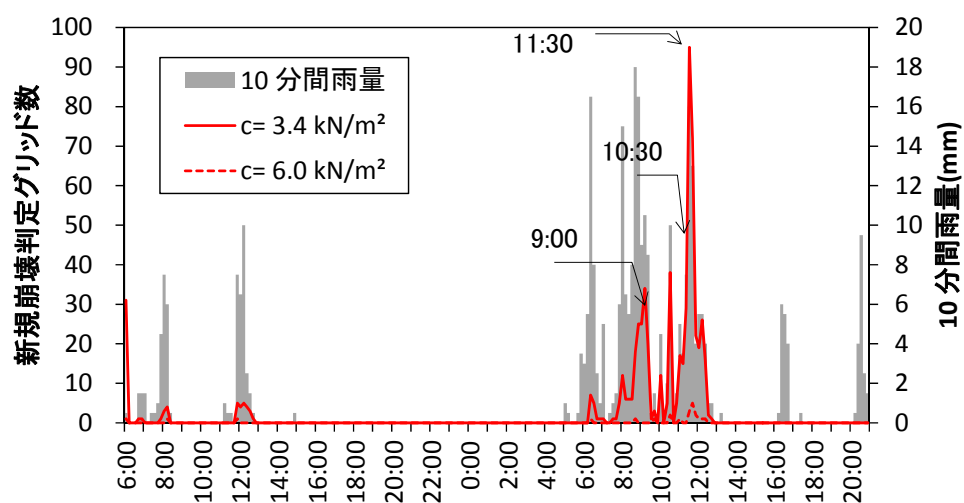


図 4.3 崩壊判定グリッドの時間変化(防府)

(2)山口北部

$c=3.2\text{kN/m}^2$ の CASE 1 では谷筋を含む流域の全体が崩壊し、 $c=7.7\text{kN/m}^2$ で実施した CASE 2 では概ね実際の崩壊地付近で崩壊発生と判定される結果が得られた。CASE 1 において、実際より多くのグリッドで崩壊発生と判定された理由については、防府と同様であり c の空間分布に対して、設定した値(最頻条件)が過少である箇所が多かったことにあるためと考えられる。

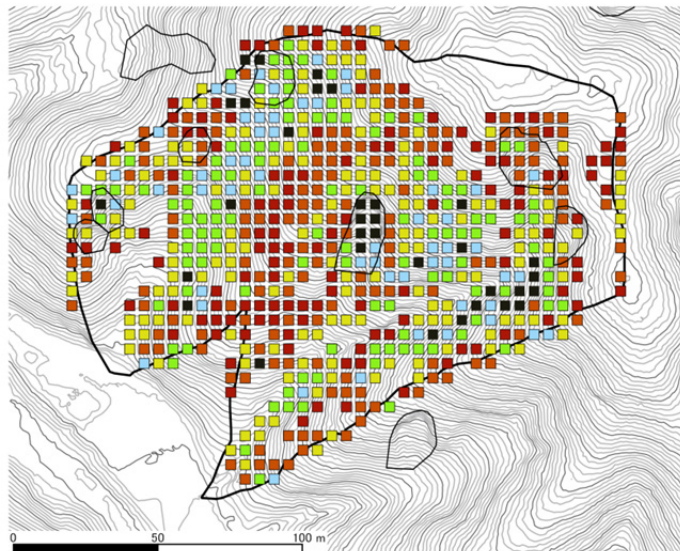
しかし、到達時間についてみた場合、山口北部では、崩壊地は尾根からの距離の短い斜面上部に多く、谷筋については推定した到達時間が実際より過少設定となっているといえる。到達時間を実際よりも過少評価することによって、地下水深が過大評価されることはなく、非崩壊地を崩壊と判定する誤りの原因にはならない。つまり、CASE 1 における崩壊の多発は、推定した h に由来する誤りではなく、場の条件を支配する D または c の設定に問題があったといえる。さらに、 c については土層厚 D と I の関係から逆推定した値であることから、流域全域での誤りは D に起因して発生した誤りと考えられる。

防府と同様に、崩壊地については、崩壊前後の差分データや現地の崩壊深を採用しているのに対し、非崩壊地については簡易貫入試験による N_d 値から推定した土層厚を採用している。この調査方法では、周辺の崩壊地から推定した N_d 値を基岩面と推定し、地表面との差を土層厚(=崩壊深)としている。しかし、非崩壊地では、斜面勾配や崩壊地の地形、土層厚と比較して力学的な矛盾が生じており、土層厚推定に問題があったことが考える。秋山ら(2017)においても、この小流域について、再現性が低い箇所については、 N_d 値による土層厚設定の課題を指摘している。

一方、崩壊発生時刻については、山口県(2014)の記録ではこの小流域のある萩市須佐で 11:45 に土砂崩れの発生が記録されているのに対して、CASE 1 では実際より早い 10:10、CASE 2 ではそれよりはやや遅い 10:30 に新規崩壊判定グリッド数のピークが生じている。これも上記と同様に、本来到達時間の長い谷筋において、到達時間が過少に評価された結果、降雨初期のピークで崩壊が発生する結果となっている。ここで、CASE 2 についても、実際よりもやや早い時刻ではあるが、実際の崩壊発生が $F_s=1.0$ で発生するわけではなく、 $F_s<1.0$ が条件であること、また、推定された到達時間が時間雨量データに基づくものであり、数時間程度の誤差が生じることを考えると、モデルに対して妥当な結果が得られていると考える。

CASE 1
 $c = 3.2 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 35^\circ$

凡例
 崩壊地
 崩壊時の h/D
 常に $F_s < 1.0$
 0.00 - 0.20
 0.20 - 0.40
 0.40 - 0.60
 0.60 - 0.80
 0.80 - 1.00



CASE 2
 $c = 7.7 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 35^\circ$

凡例
 崩壊地
 崩壊時の h/D
 常に $F_s < 1.0$
 0.00 - 0.20
 0.20 - 0.40
 0.40 - 0.60
 0.60 - 0.80
 0.80 - 1.00

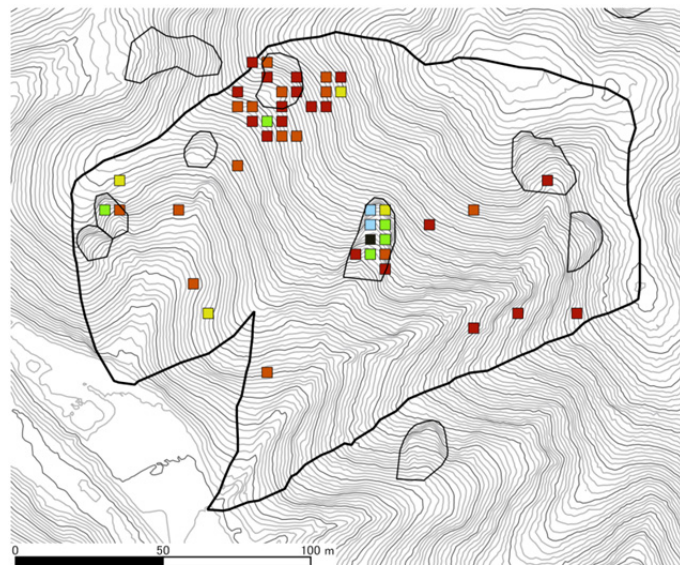


図 4.4 逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (山口北部)

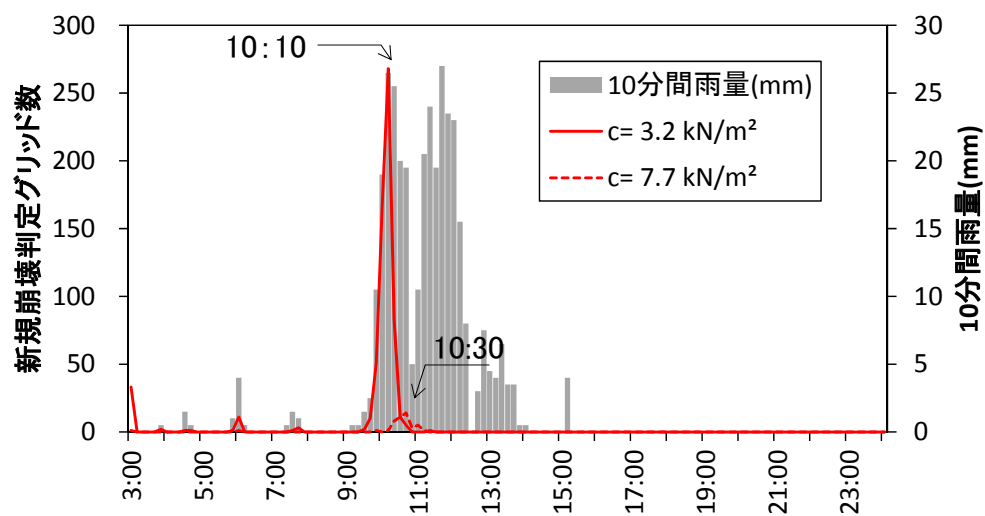


図 4.5 崩壊判定グリッドの時間変化(山口北部)

(3)伊豆大島

伊豆大島については、実際の崩壊地の勾配から算出した D_c が 1.0m 未満となるように設定した $c=5.2\text{kN/m}^2$ の CASE 1, 現地採取試料から求めた $c=6.0\text{kN/m}^2$ の CASE 2 を実施した。

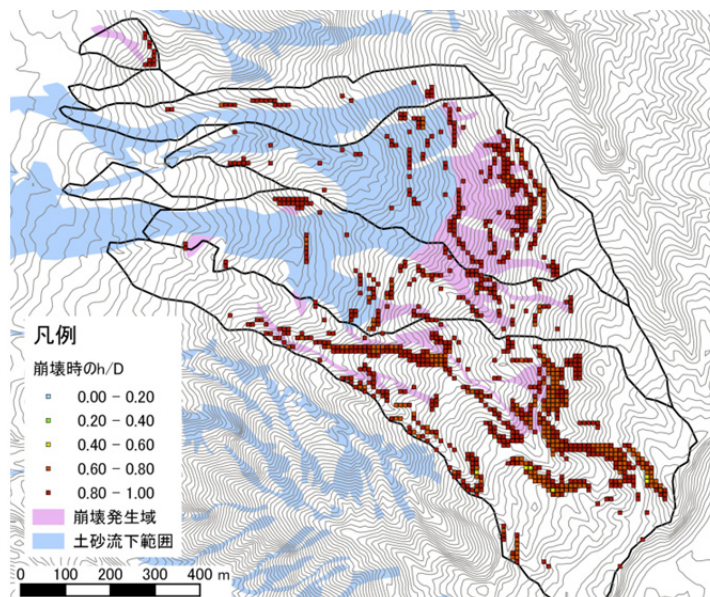
CASE 1 では、実際には崩壊の発生していないより斜面上部での崩壊が多く含まれているが、実際の崩壊地源頭は崩壊判定グリッドも多く、崩壊時の h/D も第 3 章の結果と一致している。

これは、他の事例とも同様の理由であり、実際の崩壊地より上部で崩壊発生と判定されたグリッドは到達時間を過大評価されていることに加え、伊豆大島については土層厚の空間分布が得られておらず、設定した土層厚が実際の土層厚と異なることが考えられる。第 3 章で示した結果を合わせて考えると、実際には崩壊が発生しなかった斜面上部において崩壊と判定された誤りは、土層内の不連続面の存在、飽和側方流出以外の降雨流出過程などにより、到達時間が過大評価されたことで生じた誤りのほか、実際には土層厚が D_c を下回り、崩壊発生の必要条件を満たしていなかった可能性が考えられる。

CASE 2 については、崩壊地の源頭部分とそれより上部で崩壊判定グリッドがあるが、CASE 1 のように力学的に根拠のある c の設定ではないため、やや強い条件とした場合の参考ケースと考える。CASE 1 と比較すると、実際よりも斜面上部に近く、急勾配のグリッドのみ崩壊と判定されている。実際には崩壊していないグリッドが多く、土の粘着力の設定が過大であること、土層厚が設定した 1.0m より薄かったこと、また降雨到達時間が過大評価されることで、水深が高く評価されたことのいずれかによる誤りと考えられる。

崩壊発生時刻については、秋山ら(2014)の聞取りを中心とした調査では、崩壊発生は最初の土石流による被害は 2:25 頃と記録されているのに対して、計算結果が 2:00 頃より急激に増加しており、実際の現象とも概ね一致した結果が得られたと考える。

CASE 1
 $c = 5.2 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 30^\circ$



CASE 2
 $c = 6.0 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 30^\circ$

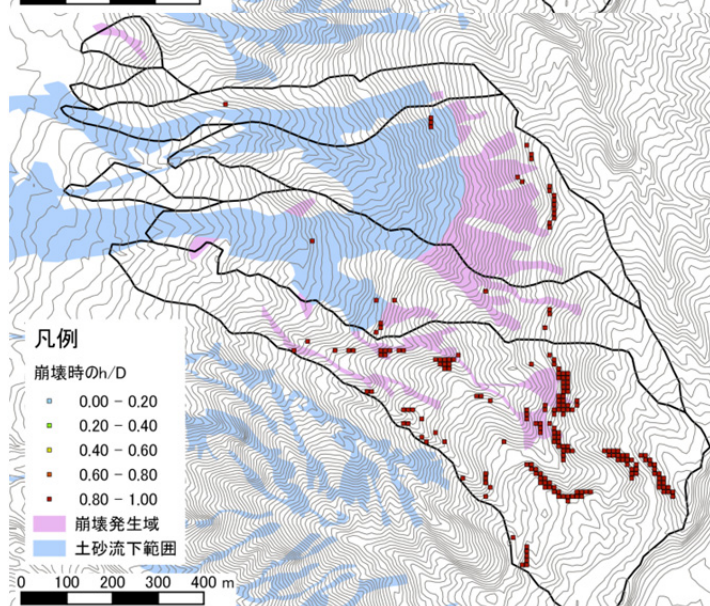


図 4.6 逐次計算による崩壊発生箇所及び崩壊時の h/D (伊豆大島)

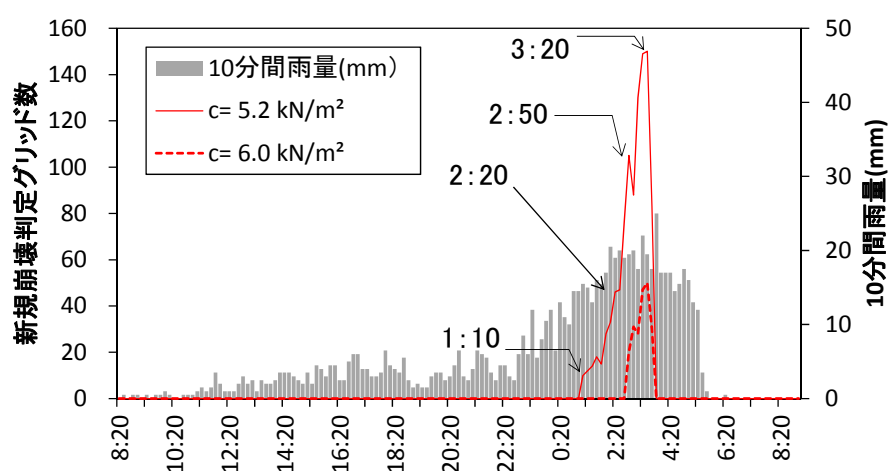


図 4.7 崩壊判定グリッドの時間変化(伊豆大島)

4.4 考察

4.4.1 崩壊発生位置と地下水深の再現性

実際の崩壊深及び勾配から推定できる最大の c を適用したケースでは崩壊発生位置、崩壊時の h/D を再現することができた。しかし、適合する崩壊地が最も多い最頻条件の c を適用したケースでは、実際よりも広範囲で崩壊が発生する結果となった。これは、到達時間が崩壊地に合わせて一律に設定されていること、非崩壊地の土層厚設定に問題があることが考えられた。さらに、 $F_s < 1.0$ においても崩壊が発生しなかった箇所も存在する可能性がある。これらを考慮すると、土の粘着力は、崩壊地より解析的に推定される最大条件程度の設定により、非崩壊地に対しても比較的誤りの少ない条件設定とできると考える。一方、崩壊地における h/D は、第3章と同様の結果が得られており、崩壊発生時の降雨のみに基づく平野ら(1986)の手法により、崩壊発生に必要な降雨の条件と矛盾しない到達時間が得られていたことが確認できた。

これらから、実際の斜面勾配及び土層厚の空間分布を適用しても、第2章で示した崩壊発生場の条件と降雨の条件の関係と矛盾のない結果が得られたと考える。

本研究では、地下水深は到達時間が支配しており、本来地形依存性のある到達時間について、平野ら(1986)に従って崩壊発生時刻から推定した到達時間を流域に一律に採用した。この方法は、実際に崩壊が発生した降雨の継続時間を採用していることから、最も崩壊しやすい場所の条件を代表値として採用する方法といえる。そのため、各事例の再現計算でみられるように、実際の崩壊地より上部については到達時間を過大評価、下部については過小評価することになった。

すなわち、本研究で示した崩壊発生条件を、崩壊発生位置の予測計算など空間的な評価へ採用する場合、土質強度とともに、到達時間の地形依存性や、第2章で示すような降雨強度による到達時間の差などを考慮することが必要となる。

これに対して、秋山ら(2015)では、同様のモデルを用いているものの、本研究より高い再現性が得られることを示している。その理由として、到達時間をグリッドごとに上流流域面積をもとに求めたとともに、崩壊可能性のある到達時間の有無により崩壊を判定していることがあげられる。これは到達時間の地形依存性とともに、力学的背景は失っているものの、降雨強度の到達時間の変化をカバーすることができていたものと考ええる。

一方、降雨の条件を示す無次元量 h/D に対して、場の条件を支配する無次元量は $c/D\rho g$ である。本研究における解析法では、 c は D と I により逆解析的に推定した。そのため、降雨条件、場の条件とも D の推定精度から受ける影響が大きい。本研究では、非崩壊地については、簡易貫入試験による推定結果を採用しているが、これに起因する崩壊判定の誤りが見られた。これについては、秋山ら(2017)も指摘するように、 N_d 値で推定している崩壊面の空間分布をどのように評価するか課題があるといえる。

4.4.2 崩壊発生時刻の再現性

崩壊発生時刻については、いずれの計算ケースについても、概ね実際の崩壊発生時刻より早い時刻～崩壊発生時刻までを再現することができた。これは、到達時間を推定した降雨と、再現計算を実施した降雨が同一であるためと考える。

現在、崩壊発生を事前に予測する指標として「土壌雨量指数」があるが、これは、第2章で示したように、Rosso *et al.*(2006)と同様に連続式をもち、タンクを3段にすることによって、到達時間が一降雨期間中においても時間変化する性質をもつ。

2章で求めた土壌雨量指数の到達時間を示すパラメータ α と、図 3.38 に示す到達時間から求めた α について比較した(図 4.8)。 α は到達時間の逆数を意味するパラメータである。

これによると、流域の水文条件から算出される到達時間の逆数と、タンクモデルのパラメータ α の分布範囲が重なっている。このことは、土壌雨量指数が対象流域の崩壊発生条件を示す指標として妥当であることを示している。

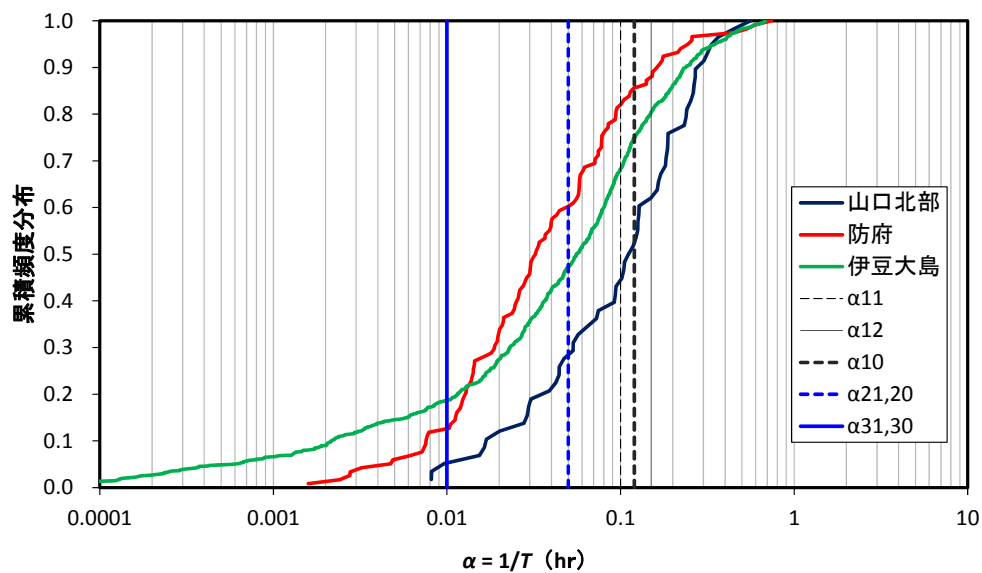


図 4.8 タンクモデルパラメータ α と対象流域における崩壊グリッドの α の関係
(計算領域全体)

そこで、気象庁の使用する土壌雨量指数と、対象流域の到達時間(表 4.3) を採用して Rosso *et al.* (2006)によって計算した地下水深(以下、「計算地下水深」とする)を、過去の発生・非発生降雨とともに示す。いずれの計算も、気象庁地上 AMeDAS のデータ存在期間について1時間雨量データをもとに全期間を連続的に逐次計算し、24時間降雨量が100mmを超えるイベントのみを抽出して示す。Rosso *et al.* (2006) の地下水深については、入力する1時間雨量データに対して、降雨期間中の初期水深は1時間前、降雨継続時間は1時間とした。ただし、土壌雨量指数と比較するため、間隙率は考慮せず真水の水深として示している。

表 4.3 計算地下水深の算出条件

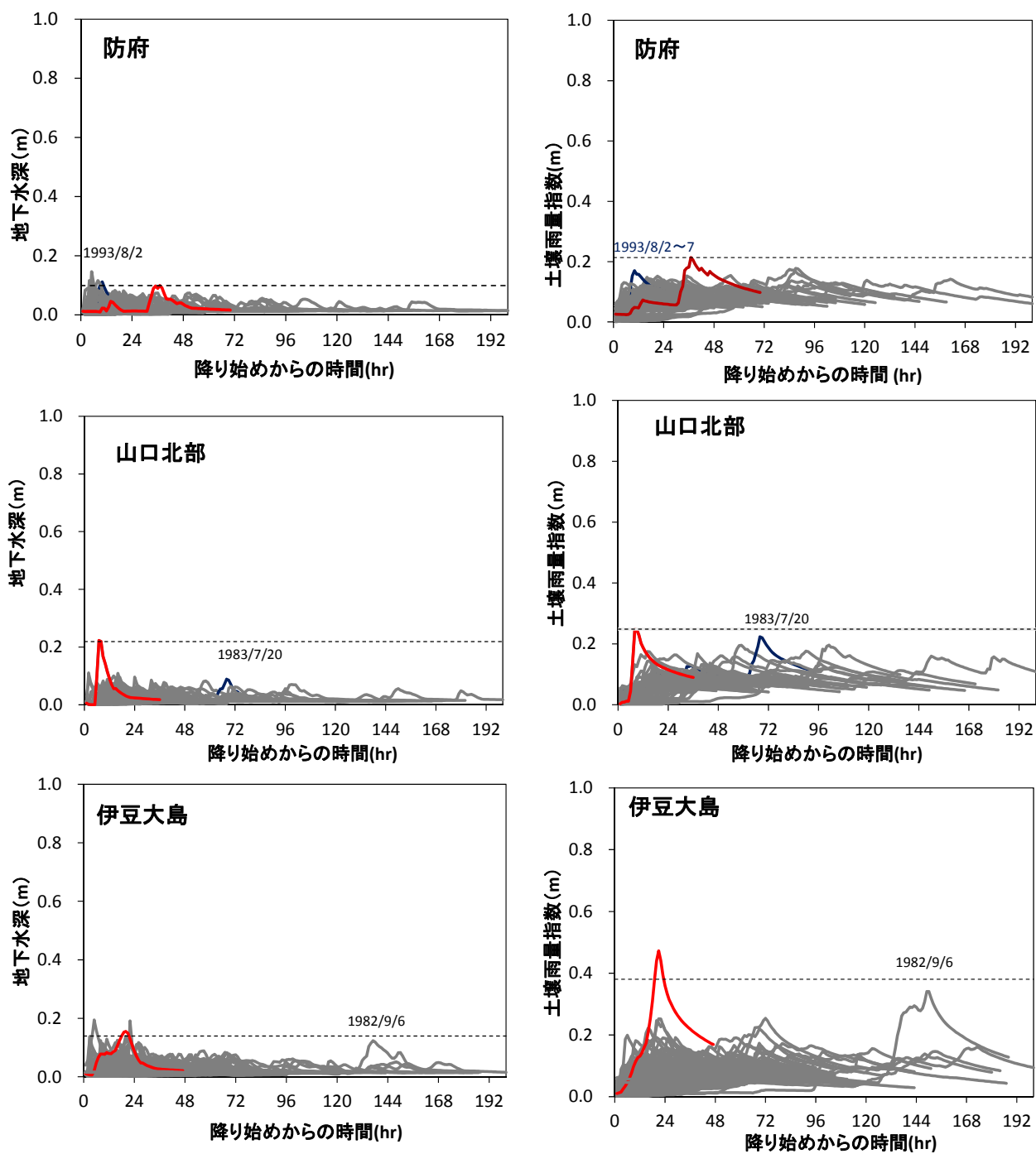
	到達時間 [hr]	備考
防府	31.0	平野ら(1986)の方法による
山口北部	9.0	
伊豆大島	18.0	

その結果、図 4.9 のとおりとなり、同一の連続式に基づくことにより、両者の発生・非発生降雨に対する降り始めからの時間変化は非常に似たものとなる。しかし、土壌雨量指数が崩壊発生降雨・非発生降雨を分離できているのに対し、到達時間がより長い時間に設定された計算地下水深については、発生・非発生降雨との分離ができていない。これは、3段タンクモデルによる土壌雨量指数は、Rosso *et al.* (2006)と同様の連続式を有しつつ、各タンクの水の量と横孔と貯留高の関係から到達時間が変化することにより、地下水深の変化の再現性を高めていると考える。

そこで、各崩壊事例の降雨に対する土壌雨量指数時の到達時間の時間変化を図 4.10 に、各タンクの貯留高を図 4.11 に示す。なお、3段のタンクの貯留量から時刻ごとの到達時間は次のように算出している。

$$\frac{1}{T}H = \alpha H = r_s + \frac{dH}{dt} \text{-----} (4-1)$$

到達時間は各タンクの貯留高により変化し、特に貯留が急激に進むと到達時間が短くなる。これは降雨時における鉛直浸透や表層土層内の流速の早い降雨流出による現象とも一致する。本研究における地下水深の時間変化は Kinematic Wave を前提とした平野(1986)の方法によって一律の到達時間を採用していることから、このような到達時間の時間変化を考慮できていない。



点線については、対象とする崩壊事例の崩壊発生時刻の地下水深を示す。

図 4.9 災害発生・非発生降雨時の Rosso *et al.*(2006)による計算水深と土壌雨量指数の比較

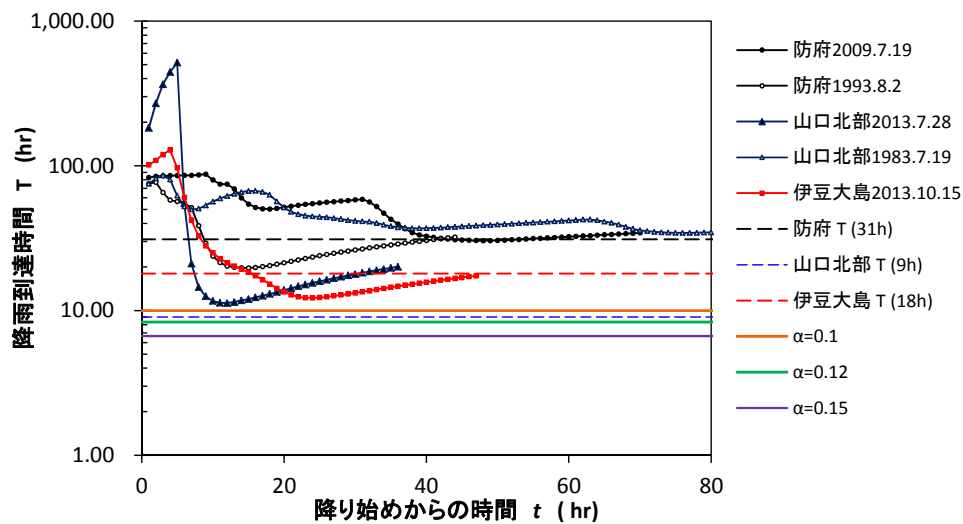


図 4.10 崩壊事例の降雨中における到達時間の変化

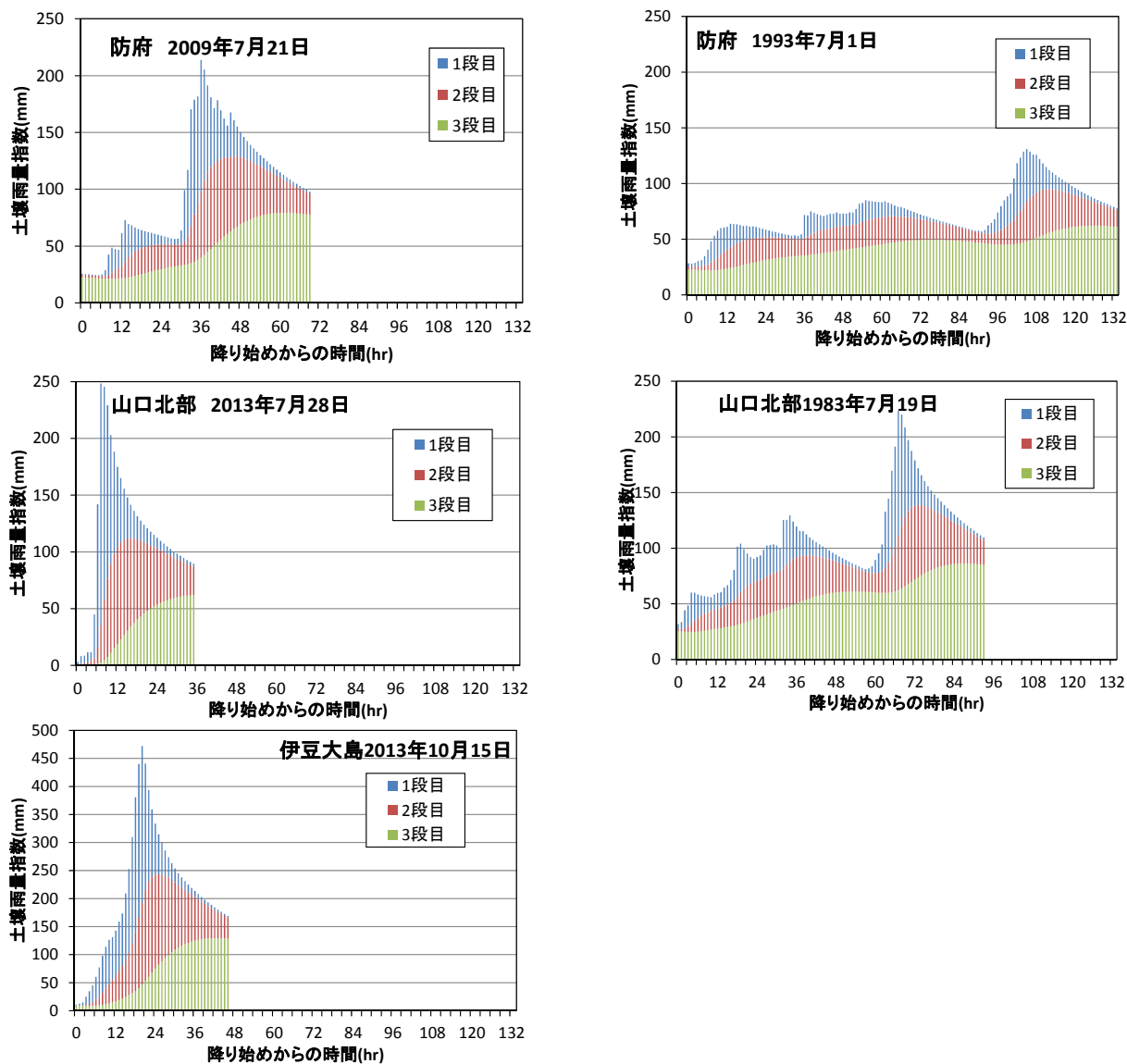


図 4.11 崩壊事例の降雨中におけるタンクの貯留高の変化

4.5 結語

本章では、2009年に発生した防府、2013年に発生した山口北部、同じく伊豆大島について、第3章で推定した到達時間と、2通りの土の粘着力を用いた場の条件を適用して再現計算を実施した。その結果、崩壊地から推定される最大の土の粘着力を用いたケースでは、実際の崩壊発生位置及び第3章で推定した崩壊時の h/D と同様の結果が得られた。一方、適合する崩壊地の多い最頻の粘着力を適用した条件では、非崩壊地について崩壊と判定される誤りが確認された。この原因として、従来の研究と同様に場の条件の不均一な空間分布の把握が容易でないことがあげられる。しかしながら、解析的に得た条件により、実際の崩壊分布及び第3章における推定結果と同様の結果を得ていることから、本研究で示した崩壊発生時の場の条件及び降雨の条件の関係が、実際の斜面勾配及び土層厚の空間分布に適用しても矛盾しないことが確認できた。

本研究で示した崩壊発生条件では、降雨の条件については h/D 、場の条件については $c/D\rho g$ がそれぞれ無次元量として崩壊発生を支配している。そのため、数値計算による再現性については、 D の推定によるところが大きい。第3章において、崩壊地について D 、 I から c を逆推定しているが、最頻条件を用いると非崩壊地について崩壊と判定される誤りが多いことから、簡易貫入試験結果を用いた D の推定方法そのものに課題が残ることが示された。土層厚の推定方法は、既往の検討(秋山ら、2011)により、一定の方法が示されているものの、崩壊深と土層厚の関係、 N_d 値による崩壊に寄与する土層厚の推定方法など今後検討が必要である。

また、崩壊発生時刻の再現性の観点から、到達時間を用いた計算地下水深と土壌雨量指数と比較したところ、土壌雨量指数では可能であった崩壊発生・非発生の分離ができていないことが確認できた。このことは、3段のタンクモデルが可能としている到達時間の時間変化が再現できていないことによると考える。平野ら(1986)に基づく到達時間は、流域の崩壊発生条件を示す代表的な到達時間であることから、空間的な崩壊発生予測などにおいて、空間的・時間的に一様でない実際の到達時間との間に差があることを考慮する必要がある。

本章では実際に崩壊が発生した小流域の土層厚及び斜面勾配の空間分布と、崩壊時のハイエトグラフを用いた再現計算により、第3章で崩壊後の資料から逆推定した崩壊時の力学条件と矛盾のない結果を得ることができ、本研究で示す崩壊発生時の場の条件と降雨の条件の関係について、実際の現象に適用可能性があることを示した。このことは同時に、第3章で示した崩壊解析法により得られた崩壊発生時の力学的特徴が、実際の場の条件及び降雨の条件を適用した再現計算でも推定可能であることを示した。

第5章 結論

本研究では、表層崩壊と降雨流出について、崩壊発生時の場の条件と降雨の条件の関係を示し、近年発生した崩壊事例を対象に、その関係を用いた崩壊発生解析法を示すことを目的とした。

第2章では、無限長斜面について、崩壊発生条件における地下水深の支配特性について整理したのち、地下水深には Rosso *et al.* (2006)の示した地下水深と時間の関係を組み合わせ、土層厚に対する水深の比 h/D が 1.0 になる場合の崩壊発生条件について、降雨の条件と場の条件の関係で示した。

無限長斜面の安定条件は、今泉ら(2009)を参考に、土の粘着力項 F_c 及び地下水深項 F_w で示し、さらに、 F_c については、無次元斜面勾配 $\tan I / \tan \phi$ と新たな無次元量 F_{cc} の関数で示した。 h/D の範囲は、 $0 \leq h/D \leq 1.0$ と限定されることに着目し、斜面安全率 $F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ の場合を特に F_{cc0} とし、 F_{cc0} によって崩壊発生の有無及び崩壊発生時の地下水深を判別できることを示した。

$$F_{cc} = 1 - \frac{1 - F_w}{\frac{\tan I}{\tan \phi}} = \frac{\frac{c}{D\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I}}{(G_s + eS_r) + (e - eS_r) \frac{h}{D}} \quad (5-1)$$

また、 $F_s=1.0$ について h/D を解くことにより、 D に対して崩壊発生条件となる h/D が一意的に決定されること、特に $F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ おける D を D_c と定義すると、 D_c は場の条件である土層の粘着力 c に支配されると同時に、それに対する崩壊発生に必要な降雨条件を求められることを示した。

$$D_c = \frac{\frac{c}{\rho g} \frac{(1+e)}{\cos I \sin I} \frac{\tan I}{\tan \phi}}{(G_s + e) \left(\frac{\tan I}{\tan \phi} - 1 \right) + e + 1} = h = \frac{1+e}{e - eS_r} r_s T \left[1 - \exp \left(-\frac{t}{T} \right) \right] \quad (5-2)$$

第3章では、近年発生した複数の崩壊事例について、崩壊発生時の降雨条件を整理し、崩壊発生時の場の条件と降雨の条件の逆推定を試み、崩壊発生に対する解析法として示した。

最初に、Kinematic Wave 法へ平均流速公式を仮定し、代表的な到達時間とその時間内の総雨量で崩壊発生限界雨量を示した平野ら(1986)の方法に従い、各事例について過去の非発生降雨と発生降雨から地下水流出の到達時間を推定した。推定した到達時間内の雨量と、既往の災害報告等から得られている土層厚との比を求め、崩壊発生時の h/D について推定した。その結果、山口北部の一部、伊豆大島のみ $h/D \cong 1.0$ での崩壊発生だったことを推定した。また、崩壊発生時の降雨量と降雨の継続時間、発生位置の関係から平野ら(1986)の方法によって推定した到達時間が Kinematic Wave における飽和側方流のみによる到達時間ではなく、対応する距離について尾根からの距離とは限らないことを示した。それと同時に、流速がほぼ等しいと推定された山口北部と防府の崩壊事例が、Kinematic Wave における到達時間、降雨強度、水深の関係に一致していることを示した。

次に、数値標高モデル及び土層厚分布が把握されている防府、山口北部、伊豆大島に対して、土質定数 c 、 ϕ を土層厚から逆推定し、 F_{cc} により崩壊発生時の h/D を推定した。得られた結果

は、推定される c に幅があったとしても、到達時間内の総雨量から求めた結果と同様であり、この結果は第2章で示した崩壊発生条件と矛盾していない結果であることを確認した。従って、第2章で示した崩壊発生条件が実際の現象と矛盾していないとともに、この一連の解析により、崩壊発生を支配する h/D の逆推定が可能であることを示した。この時、崩壊地については、土層厚に現地調査や差分解析により把握した崩壊深を採用した一方で、非崩壊地については簡易貫入試験結果から推定した土層厚を使用した。その結果、土層厚 D 、斜面勾配 I 、土の粘着力 c の関係として力学条件と矛盾する非崩壊地が多数存在し、非崩壊地における土層厚推定方法に対する課題が認められた。

第4章では、第3章で逆推定した土質定数と降雨の到達時間を用いて、崩壊発生時のハイエトグラフによって逐次計算を実施し、崩壊発生位置、発生時刻、発生時の h/D について実際の崩壊発生時の状況及び第3章の結果と比較した。その結果、崩壊地から解析的に推定した最大程度の土の粘着力を用いたケースでは、実際の崩壊位置及び第3章で推定した h/D と同様の結果を得ることができた。すなわち、本研究で示す崩壊発生時の場の条件と降雨の条件の関係について、実際の崩壊発生・非発生の空間分布へ適用可能性があることを示した。このことは同時に、第3章で示した解析法により得られた崩壊発生時の力学的特徴が、実際の場の条件及び降雨の条件を適用した再現計算でも推定可能であることを示した。一方で、非崩壊地に対する結果は、必ずしも実態と一致しておらず、第3章で指摘した点と同様に土層厚設定に課題が残る。

以上の結果より、本研究では、崩壊発生条件について場の条件及び降雨の条件の関係で示し、無次元量 F_{cc} を導入することによって、崩壊発生時の地下水深を降雨と場の条件のみから評価する解析法を示した。さらに、実際に発生した複数の災害に適用し、矛盾がない結果が得られることを確認した。従って、本研究の成果により、以下を期待することができる。

最初に、降雨の条件と場の条件を明らかにしたことによって、崩壊発生に係るパラメータの変化が、崩壊発生条件に与える影響について、感度分析的な数値計算によることなく、解析解として得ることが可能である。例えば、今後到達時間内降雨量が増加した場合、これまで崩壊の恐れが少なかった緩斜面にまで崩壊が拡大する可能性があり、その範囲について得ることができる。

次に、崩壊発生条件について、無次元量である h/D 、 $\tan I / \tan \phi$ 、 F_{cc} で示したことによって、異なる崩壊事例について発生条件を比較することが可能である。すなわち、ある地域における過去の崩壊事例と近年発生した事例、また別の地域の事例について同一の平面上で示すことができ、崩壊発生の力学条件を支配する h/D の評価が可能となる。

さらに、無次元量で定式化したことによって、崩壊発生条件を構成するパラメータについて、支配程度が明らかとなった。例えば、水深については土層厚との比が重要となり、斜面スケールのもつ到達時間内の総雨量が支配する。同様に、土の内部摩擦角は、斜面勾配の比として場の条件へ作用するため、崩壊地の斜面勾配により土の内部摩擦角による支配程度は異なる。

それと同時に、本研究で示したように、崩壊事例について、場の条件、降雨の条件を逆解析的に推定することが可能である。すなわち、崩壊事例について、崩壊後の資料のみでも力学的条件に基づいた調査や解析が可能となることを意味している。ただし、そのための基礎的なデータとして、 F_c を構成する斜面勾配、崩壊深(土層厚)、崩壊発生を支配した到達時間を推定する資料

が不可欠となる。特に、場の条件(斜面勾配、崩壊深、土の粘着力)については、相互の関係から崩壊発生に必要な h/D を支配するため、同一の崩壊地において斜面勾配と崩壊深の両者が正確に得られていることが重要である。特に、非崩壊地に対する土層厚推定は、高密度に実施した簡易貫入試験により推定しても、力学的に矛盾が生じる状態にあり、その設定方法には依然課題が残る。

このことは、これまで行われている分布型モデルを利用した崩壊予測においても、モデルの評価や、パラメータの取得において必要な知見となる。

例えば、シミュレーションモデルの再現性は、前述の無次元量を実際の現象と比較することにより、力学的な特徴に対する評価が可能となる。また、飽和透水係数や土の粘着力は現地試料によるばらつきが大きいことはよく知られている。力学的に重要となるのは、前者であれば、到達時間であり、後者であれば発生場での土層厚と斜面勾配の関係下で実際に存在しうる値である。そのため、ばらつきの多い現地計測結果にふりまわされるよりは、本研究のような崩壊発生データにより解析的に求めた力学的に矛盾のない値の方が高い再現性が期待できる。一方で、斜面勾配及び土層厚、間隙率などは、崩壊発生条件を支配する無次元量の基本となる値であることから、できるだけ高精度の現地での取得が望ましい。その場合、取得した結果に対しても力学的に矛盾のない値でないことを精査することが重要である。

最後に本研究で示した崩壊発生条件と解析法について、いくつかの課題がある。

1 点目として、各パラメータの関係性を明らかにするため簡単な物理モデルを使用している。特に降雨流出過程において、本研究では鉛直方向の到達時間を無視した飽和側方流出のみで考えている。鉛直流が特に卓越する場合や、斜面の圧力勾配に特殊な分布が生じている場合など、崩壊の発生する場所と時刻の再現には課題がある。これについては、従来も多く研究者が斜面の地下水流出の再現、精緻化に取り組んできている。

2 点目として、本研究で評価した事例においても、限られた現地計測結果との比較から妥当性を説明しているにとどまっており、検証事例として十分とは言えない。そのため、今後、このような評価事例を重ねることにより、適用範囲について明らかにすることが必要である。

3 点目は、将来の土砂災害被害の軽減に向けた崩壊発生予測への課題として挙げる。本研究成果により、統計的な手法、力学的な手法と 2 分して考えることの多かった土砂災害予測手法について、統計的手法である土砂災害警戒避難雨量に対しても、力学的知見により崩壊発生限界雨量を導入することが可能となると考える。ただし、その場合において、対象地域を代表する斜面スケール、斜面勾配、土層厚などの代表的な値の取得方法について検討が必要であり、それについては今後の研究が望まれる。

引用文献

- 秋山浩一, 内田太郎, 田村圭司, 亀江幸二(2011): 土層厚の計測密度が表層崩壊の発生予測に及ぼす影響, 砂防学会誌, Vol.64, No.1, p.3-10
- 秋山怜子・石塚忠範・吉永子規・水谷佑・森田耕司(2014): 平成 25 年 10 月伊豆大島豪雨災害における土砂流下範囲と被害発生時刻, 砂防学会誌, Vol.67, No.4, p.3-12
- 秋山怜子・木下篤彦・内田太郎・高原晃宙・石塚忠範(2015): 簡易な水文モデルを用いた崩壊発生時刻予測手法, 砂防学会誌, Vol.68, No.2, p.3-13
- 秋山怜子・水谷佑・木下篤彦・内田太郎・高原晃宙・石塚忠範(2017): 崩壊発生時刻予測手法による 2013 年 7 月山口・島根豪雨の再現と長期間雨量データによる検証, 砂防学会誌, Vol.69, No.5, p.11-18
- Baum, R. L., W. Z. Savage and J. W. Godt (2002): TRIGRS-A FORTRAN Program for Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope-Stability Analysis, U.S. Geological Survey Open-File Report 02-0424, 35p
- Caine N. (1980): The rainfall intensity duration control of shallow landslides and debris flows, Geografiska Annaler. Series A, Physical Geography, Vol. 62, No. 1/2, p.23-27
- 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム(2009): 表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案), 土木研究所資料, 第 4129 号, 37p
- 福山泰治郎・平松晋也・今泉文寿・宮田秀介(2014): 2013 年台風 26 号による伊豆大島における斜面崩壊発生要因の検討, 平成 26 年度砂防学会研究発表会要旨集 B, p.100-101
- 古川浩平・海堀正博・久保田哲也・地頭蘭隆・権田豊・杉原成満・林真一郎・池田暁彦・荒木義則・柏原佳明(2009): 2009 年 7 月 21 日山口県防府市での土砂災害緊急調査報告, 砂防学会誌, Vol.62, No.3, p.62-73
- Guzzetti, F., S. Peruccacci, M. Rossi and C. P. Stark (2008): The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update, Landslide, Vol.5, Iss.1, p.3-17
- 花岡 尚・川口将季・土田 孝・中川翔太・加納誠二(2012): 2010 年 7 月に広島県庄原市で発生した土砂災害の調査と考察-平行斜面中腹の崩壊メカニズムに関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, p.295-309
- 林 拙郎, 山田 孝(2013): 最近の土砂災害における実効雨量の係数の特性について, 砂防学会誌, Vol.66, No.2, p.31-39
- 平松晋也・水山高久・石川芳治(1990): 雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究, 砂防学会誌(新砂防), Vol.43, No.1, p.5-15
- 平松晋也・水山高久・奥山清一(1991a): 崩壊モデルを用いた各種崩壊要因の影響度評価, 砂防学会誌(新砂防), Vol.43, No.5, p.11-18
- 平松晋也・水山高久・石川芳治(1991b): 山腹斜面における雨水の挙動と数値モデルによる再現性に関する研究, 砂防学会誌(新砂防), Vol.44, No.1, p.21-30
- 平野宗夫・疋田誠・森山聡之(1986): 活火山流域における土石流の発生限界と流出規模の予測, 第 30 回水理講演会論文集, p.181-186
- 今泉文寿・眞板秀二・宮本邦明(2009): 表層崩壊の無次元発生支配パラメータ, 砂防学会誌, Vol.62, No.2, p.13-20

- 今泉文寿・宮本邦明(2013)：多層構造を有する地層を鉛直浸透する場合での間隙水圧と有効応力の分布, 砂防学会誌, Vol.65, No.5, p.3-10
- Ishihara, Y. and S. Kobatake (1979) : Runoff Model for Flood Forecasting, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Vol.29, No.1, p.27-43
- 石川芳治・池田暁彦・柏原佳明・牛山素行・林真一郎・森田耕司・飛岡啓之・小野寺智久・宮田直樹・西尾陽介・小川洋・鈴木崇・岩佐直人・青木規・池田武穂(2014)：2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害, 砂防学会誌, vol.66, No.5, p.61-72
- 磯貝尚弘・森田耕司・石塚忠範・木下篤彦・高原晃宙(2014)：2011 年台風 12 号により紀伊山地において発生した深層崩壊の面積と土塊量, 平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p.276-277
- Iverson, R. M. (2000) : Landslide triggering by rain infiltration, Water resource research, Vol. 36, No.7, p.1897-1910
- 岩元 賢・原田民司郎・平野宗夫(1990)：土砂災害に対する警戒・避難基準雨量の設定について, 砂防学会誌(新砂防), Vol.43, No.3, p.3-8
- 科学技術庁国防防災科学技術センター(1984)：1983 年 7 月梅雨前線による島根豪雨災害現地調査報告, 主要災害調査第 24 号, 85p
- 海堀正博(2010)：平成 21 年 7 月防府市周辺土砂災害の誘因となった豪雨についての考察, 平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集, p.244-245
- 海堀正博・杉原成満・中井真司・荒木義則・山越隆雄・林真一郎・山下祐一(2010)：2010 年 7 月 16 日に発生した広島県庄原市の土砂災害の緊急調査報告, 砂防学会誌, Vol.63, No.4, p.30-37
- 海堀正博・木下篤彦・高原晃宙・多田泰之・長野英次・馬場茂彰・荒木義則・杉原成満・島田徹・堀大一郎・小泉和也(2013)：2013 年 7 月 28 日に山口県東部および島根県西部で発生した局地的集中豪雨による土砂災害, 砂防学会誌, Vol.66, No.4, p.48-55
- 建設省中国地方建設局(1984)：昭和 58 年 7 月豪雨災害誌, 中国地方建設局編, 428p
- 建設省河川部(1984)：土砂災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針(案), 9p
- 木下篤彦・神野忠広・岡本敦・一言正之・小野寺勝・桜庭雅明・杉山実(2013)：六甲山系におけるリアルタイムハザードマップシステムの構築, 砂防学会誌, Vol. 66, No.1, p.15-22
- 気象庁東京管区气象台(2013)：平成 25 年台風第 26 号に関する東京都気象速報, 26p
- 気象庁(2016)：気候変動監視レポート 2015, 80p
- 国土地理院(2013)：地理院地図(電子国土 Web)防災関連台風第 26・27 号の大雨, (大島町)土砂流出箇所, [http.ortal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/](http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/) 参照 2013-10-25
- 国土交通省(2015)：http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h26dosha/150331_H26saigai.pdf 参照 2016-10-25
- 国土交通省中国地方整備局(2010)：山口豪雨災害土砂移動実績調査報告書
- 国土交通省中国地方整備局(2014)：中国管内土石流発生危険度評価検討業務報告書
- 国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部(2005)：「都道府県と気象庁が共同して土砂災害警戒情報を作成・発表するための手引き」, 22p
- 国土交通省国土技術政策総合研究所(2015)：平成 25 年(2013 年)台風 26 号伊豆大島土砂災害調査報告, 国土技術政策研究所資料, No.875, 104p

- 小杉賢一郎・水山高久・藤田正治(2002): 表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討, 砂防学会誌, Vol. 55, No. 3, p.21-32
- 小杉 賢一郎(2015): 斜面崩壊の誘因となった降雨の評価手法, 砂防学会誌, Vol. 67, No. 5, p.12-23
- 久保田哲也・地頭藺隆・清水 収・平川泰之・本田 健・飯島康夫・泉山寛明・海堀正博・北原哲郎・小林 浩・松本俊雄・松尾新二郎・松澤 真・宮縁育夫・長野英次・中濃耕司・奥山悠木・島田 徹・篠原慶規・杉原成満・武澤永純・田中 信・内田太郎(2012): 平成 24 年 7 月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害, 砂防学会誌, Vol.65, No.4, p.50-61
- 黒川 潮・阿部和時・大丸裕武・松浦純生(2007): 物理則モデルによる表層崩壊危険度評価, 日本地すべり学会誌, Vol. 43, No. 6, p.351-355
- 松澤 真・武澤永純・山越隆雄・石塚忠範・龍見栄臣・竹村 文(2013): 山地の開析状態が表層崩壊の発生形態に与える影響について-2009 年防府災害を事例として, 平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p.318-319
- 松澤 真・木下篤彦・高原晃宙・石塚忠範・伊藤 健・眞田淳二・荒木義則・杉原成満(2014): 2013 年山口・島根豪雨災害により発生した表層崩壊の地質・地形的特徴, 平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p.114-115
- 南 哲行・小山内信智(2014): 砂防学概論, 192p
- 三隅良平・小口 高・真木雅之・岩波 越(2004): 分布型流出モデルを用いた崩壊危険域のリアルタイム予測, 自然災害科学, Vol. 23, No. 3, p.415-432
- 宮本邦明・井戸俊介(2003): 任意 3 角形平面要素を用いた土砂流出解析法, 砂防学会誌, vol. 55, No. 6, p.33-39
- Montgomery, R. D. and W. E. Dietrich (1994): A physically based model for the topographic control on shallow landsliding, Water resources research, Vol.30, No.4, p.1153-1171
- 中川翔太・川口将季・加納誠二・土田 孝・花岡 尚(2011): 平成 22 年度 7 月庄原市ゲリラ豪雨災害における山腹表層崩壊に関する研究, 第 63 回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, 63 巻, No.3, p.41-45
- 日本経済新聞(2013): 伊豆大島「将来に憂いなきよう」55 年前, 土石流を記録, (2013 年 11 月 2 日)
- NPO 法人山口県防災・砂防ボランティア協会(2011): 平成 21 年 7 月 21 日土石流災害に伴う「土石流前兆現象・避難状況実態調査」及び「被災体験証言」報告書, 56p
- 沼本晋也・鈴木雅一・太田猛彦(1999): 日本における最近 50 年間の土砂災害被害者数の減少傾向, 砂防学会誌, Vol. 51, No. 6, p.3-12
- 太田岳史・福嶋義宏・鈴木雅一(1983): 一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討, 日本林学会誌, Vol. 65, No. 4, p.125-134
- 岡田憲治・牧原康隆・新保明彦・永田和彦・国次雅司・斉藤 清(2001): 土壌雨量指数, 天気, Vol.48, No.5, p.59-66
- 岡本有希加・小堀慈久・重松尚久・加藤省二(2011): まさ土斜面崩壊における土の飽和・不飽和強度研究, 土木学会第 66 回年次学術講演会論文集, p.587-588
- 沖村 孝・市川龍平・藤井郁也(1985): 表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 砂防学会誌(新砂防), Vol. 37, No.5, p.4-13

- 沖村 孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則(2011)：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードマップシステムの構築, 砂防学会誌, Vol63, No.6, p.4-12
- 小山内信智・小嶋伸一・倉本和正(2009)：降雨出現確率法(連携案)を用いた土砂災害警戒情報の概要, 砂防学会誌, Vol. 62, No. 4, p.56-60
- 大島町(2009)：地域防災計画, 274p
- Pack, R. T., D. G. Tarboton, and C. N. Goodwin Fluvial System Consulting (1998)：Terrain Stability Map.ing with SINMAP, technical description and users guide for version 1.00, Report Number 4114-0, Terratech Consulting Ltd., Salmon Arm, B.C., Canada, 68p
- Rosso, R., M. C. Rulli and G. Vannucchi (2006)：A physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding, Water resource research, Vol.42, W06410. p.1-16
- (社)砂防学会(2012)：深層崩壊に関する基本事項に係わる検討委員会 報告・提言, 27p
- (一財)砂防・地すべり技術センター(1982～2015)：土砂災害の実態
- 酒井敦章・道畑亮一・菊井稔宏(2013)：平成 24 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害発生時の住民の行動実態, 砂防学会誌, Vol.66, No.2, p.57-63
- 佐藤 空・平松晋也・福山泰治郎(2015)：伊豆大島大金沢で発生した崩壊地周辺での土層構造と地下水深の形成過程, 平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p.104-105
- 瀬尾克美(2001)：土石流に対する警戒・避難, 土と基礎, Vo.49, No.1, p.45-52
- 清水 晃・竹下 幸・水谷完治(1992)：7.2 阿蘇災害におけ浅層崩壊について, 日本林学会九州支部 論文集, No.45, p.177-178
- 周 国云, 江崎 哲郎, 謝 漢文, 森 二郎(2003)：GIS とモンテカルロ法に基づく広域斜面崩壊確率の評価手法, GIS-理論と応用, Vol. 11, No. 2, p.133-143
- 末石富太郎(1955)：特性曲線法による出水解析について-雨水の流出現象に関する水理学的研究(第 2 報), 土木学会論文集, 29, p.74-87
- 菅原正巳(1972)：水文学講座 7 流出解析法, 協立出版
- 鈴木雅一・福嶋義宏・武居有恒・小橋澄治(1979)：土砂災害発生の危険雨量, 砂防学会誌 (新砂防), Vol. 31, No. 3, p.1-7
- 高原晃宙・清水武志・磯貝尚弘・一色弘充・木下篤彦・石塚忠範・長谷川陽一・柴崎達也(2014)：平成 25 年度伊豆大島における表層崩壊箇所の土質特性, 平成 26 年度砂防学会研究発表会要旨集 B, p.98-99
- 高橋 保(2004)：土石流の機構と対策, 近未来社, 432p
- 田村圭司・内田太郎・鈴木隆司・松本直樹(2009)：豪雨による深層崩壊発生メカニズムに関する考察, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, p.380-381
- Tarboton, D. G. (1997)：A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, Water resource research, Vol.33, No.2, p.309-319
- 富田陽子・秋山怜子・岡本 敦(2013)：「土砂災害警戒情報」及び「土砂災害警戒情報を補足する情報」の運用実態, 砂防学会誌, Vol. 66, No.1, p.53-57
- 塚本良則・小橋澄二(1991)：新砂防工学, 朝倉書店, 193p
- 内田太郎・盛 伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二(2009)：場の条件設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響, 砂防学会誌, Vol. 62, No. 1, p.23-31

- 内田太郎・秋山浩一・石塚忠範(2011) : 表層崩壊発生場所と発生雨量の関係の予測, 平成 23 年度砂防学会研究発表会要旨集, p.130-131
- Varnes, D. J. (1978) : Slope movement types and processes., Transportation Research Board Special Report, No.176, p.11-33
- Yamada, M., Y. Matsushi, M. Chigira, and J. Mori (2012) : Seismic recordings of the landslides caused by Typhoon Talas, Geophysical research letters, Vol.39, Iss. 13.
- 山口県(2014) : 平成 25 年 7 月 28 日豪雨災害記録, 74p
- 山越隆雄・中野陽子・田村圭司・長谷川祐治・正沢勝幸(2010) : 平成 21 年山口豪雨災害時に剣川で発生した土石流に関する一考察, 平成 22 年度砂防学会研究発表会要旨集, p267-268
- 山本晴彦・山崎俊成・有村真吾・原田陽子・高山 成・吉越 恆・岩谷 潔(2011) : 2009 年 7 月 21 日に山口県において発生した豪雨の特徴と土砂災害の概要, 自然災害科学, Vol.29, No.4, p. 471-485
- 矢野勝太郎(1990) : 前期降雨の改良による土石流の警戒・避難基準雨量設定手法の研究, 新砂防, No.171, p.3-13

謝辞

本研究を行うに当たり、数多くの方々にお世話になりました。

本研究にあたって、筑波大学大学院生命環境科学研究科環境防災学講座の西本晴男教授にご指導いただきました。研究の背景にある過去の行政的経緯や研究の意義を含め、研究全般にわたりご指導賜りました。また、筑波大学生命環境科学研究科の宮本邦明教授には、修士課程から一貫して本研究の取り扱う現象に対する見方、考え方を指導いただいた末、ようやく研究論文として取りまとめることができました。堀田紀文准教授、秋山一弥准教授には近年の動向、研究としての取りまとめ、表現方法など含めまして副査という立場から温かくご指導、ご助言いただきました。ここに深謝いたします。

本研究は、独立行政法人土木研究所(現 研究開発法人土木研究所)出向中にご指導いただきました研究課題に端を発し、参照した調査結果の一部はその際に取得されたものです。成果の使用をご快諾いただくとともに、交流研究員として研究機会を与えていただいた土砂管理研究グループ小山内信智グループ長(現 北海道大学教授)、火山・土石流チーム石塚忠範上席研究員(現 六甲砂防事務所長)に厚くお礼申し上げます。また、同研究課題に当初から取り組んでおられました内田太郎主任研究員(現 国土交通省国土技術政策総合研究所 主任研究官)、現在も研究を継続しておられる木下篤彦主任研究員、高原晃宙研究員には多大なご指導、ご協力を賜りました。さらに、松澤 真交流研究員(現 パシフィックコンサルタンツ(株))、水谷 佑交流研究員(現 日本工営(株))には、同じ交流研究員という立場から、現地調査及び有益な議論にご協力いただきました。ここに記して感謝いたします。

また、5年間にわたり社会人大学院生として博士課程に在籍しており、職場の上司、同僚の方々には大変ご迷惑をかけながらも、終始励ましていただきました。これからの貢献を約束するということでどうかお許し下さい。

最後に、長期間に及ぶ研究生活を最後まで応援してくれた家族と友人、先輩諸氏に感謝いたします。