

連続的に発生する斜面崩壊に着目した土砂流下シミュレーションの再現性に関する検討

服部 匡洋¹・幸左 賢二²・本橋 英樹³・原田 隆典⁴

¹正会員 一般財団法人阪神高速先進技術研究所 調査研究部 (〒541-0054 大阪府大阪市南本町 4-5-7)

E-mail: masahiro-hattori@hit.or.jp (Corresponding Author)

²正会員 九州工業大学名誉教授 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

E-mail: kosakenji@yahoo.co.jp

³正会員 株式会社 IABC 地震・津波研究室 (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀 3-5-13)

E-mail: motohashi.hk@iabc.co.jp

⁴正会員 宮崎大学名誉教授 (〒889-2192 宮崎県宮崎市学園木花台西 1-1)

E-mail: harada@eerc.co.jp

2016年4月熊本地震では、阿蘇大橋周辺で斜面崩壊が発生し、それが落橋の一因になったと考えられている。高速道路をはじめ、広域ネットワークを形成する構造物群は、線形条件等の制約上橋梁が斜面に隣接して建設される場合も多く、斜面災害が橋梁に影響を及ぼす可能性が考えられるが、橋梁分野において斜面崩壊が橋梁に与える影響についてはこれまでそれほど研究されておらず、解析手法も十分に確立されていない。著者らはこれまで阿蘇大橋周辺の斜面を対象に、有限面積法を用いた再現解析を実施してきたが、二次崩壊の挙動の再現に課題を残していた。そこで、本検討ではこの斜面崩壊の特徴である連続的なすべりに着目し、一次崩壊が二次崩壊を引き起こす現象を評価する方法について検討した。

Key Words: earthquake, landslide, numerical analysis, continuous sliding, bridge

1. はじめに

2016年4月熊本地震では、図-1に示すように阿蘇大橋(鋼アーチ橋)の崩壊が発生し¹⁾、土木学会をはじめ、さまざまな研究機関で原因分析が行われてきた^{2)~6)}。これらの分析では、阿蘇大橋が崩壊した原因として地震動による落橋、地盤変動による落橋、斜面崩壊による落橋などが考えられている。

例えば、千田ら²⁾は航空レーザ測量により推定された地盤変動をアーチアバットに強制変位として与えるFEM解析を実施することで、地盤変動による崩壊の可能性について検討している。また、桐山³⁾やMorikawa and Asai⁴⁾は阿蘇大橋周辺の斜面を対象に粒子法を用いた再現解析を行い、斜面崩壊による落橋及び土砂の積載による落橋の可能性について検討している。

橋梁分野では、前者のように構造物モデルに対し地盤変位等の作用を与え、応答を評価することは広く実施されてきているが、斜面崩壊についてはすべり面を仮定し

簡易的な計算で評価することはあるものの、数値解析を用い橋梁への影響を検討した事例はまだ数が少ないのが実情である。

一方で、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁷⁾では、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行い、それが困難な場合には少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等の必要な対策を講じるよう規定されており、斜面崩壊が影響を及ぼす範囲や橋梁に及ぼす影響の度合いについて評価するための数値解析ツールの開発が望まれている。

幸左ら⁸⁾はこれまで阿蘇大橋周辺の斜面を対象に、有限面積法を用いた再現解析(崩壊土砂の流下幅、堆積高さ、遡上高さの再現)を実施し、動摩擦角の設定によっては阿蘇大橋まで崩壊土砂が到達し、部材が大きく降伏するほどの衝突力が発生する可能性があることを示した。また、現地状況から崩壊土砂が黒川の対岸30~60mまで遡上したことが明らかであるが、著者ら⁹⁾が実施した再



図-1 阿蘇大橋周辺斜面の被害状況（2016年熊本地震）¹⁾

現解析では20mまでしか到達しておらず、実際の被害状況との乖離が見られた。その原因の一つとして、これまでの再現解析では一次崩壊と二次崩壊が同時に発生するとの仮定のもと計算しているため、二次崩壊領域での崩壊土砂の流速の評価に課題があると考えられる。

そこで、本検討では、阿蘇大橋周辺の斜面崩壊の特徴である連続的なすべり、特に二次崩壊領域の崩壊挙動に着目し、一次崩壊が二次崩壊を引き起こす現象を評価する方法について検討し、その評価方法が再現性に及ぼす影響について確認を行った。

2. 斜面崩壊を評価するための解析方法の検討

斜面崩壊の運動過程の再現に関する代表的な数値解析手法として、粒子法（SPH法・MPM法）や連続体モデルを用いた解析手法がある。粒子法は、連続体に対する離散化解析手法の1つであり¹⁰⁾、粒子を用いることで有限要素法で用いられるような要素の制約を受けず³⁾、複雑な流れの挙動を再現できる。一方で、阿蘇大橋周辺の斜面崩壊のような大規模な斜面崩壊を対象とし、かつ橋脚等の構造物への作用力の算出を目的とする場合に、解析精度を高めるには、微細な粒子を大量に配置することが必要となるため、計算負荷が非常に大きくなることが課題である。桐山³⁾や Morikawa and Asai⁹⁾は、この粒子法を用いて2016年4月の熊本地震による阿蘇大橋周辺の斜面崩壊の再現解析を試みている。

一方、斜面崩壊時の土砂の流動を対象として流体の連続体モデルを用いた解析手法を適用する場合には、質量保存と運動量保存の Navier-Stokes 式を基本として用いる。この場合も3次元解析には計算負荷が大きくなる。この欠点を克服するため、Savage and Hutter¹¹⁾は斜面崩壊距離に比べると崩壊土の厚さは小さいという仮定の下、Leibnizの定理を用いて斜面崩壊の底面から地表まで積分を行い、

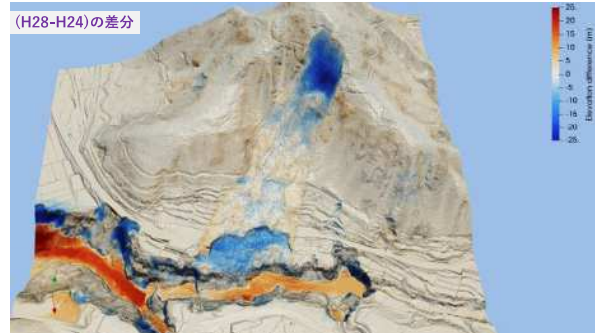


図-2 三次元地形モデル（航空測量データから作成）

崩壊土の深さ方向に平均化した2次元移流拡散方程式を提案した（以降、S-H法と呼ぶ）¹¹⁾。3次元移流拡散方程式は、有限体積法¹²⁾で数値解析（体積分形の基礎方程式の Euler 表示）できるのに対し、S-H法の2次元の移流拡散方程式は、体積分が単位厚みあたりの面積分に置き換えられた有限面積法¹³⁾で解析でき、計算負荷が低減される。現在、斜面崩壊の運動過程の数値解析手法の多くは、S-H法を基に、三次元地形の考慮や間隙水圧、洗堀量等を評価するためのモデルが開発されている。その中でも、比較的簡単なモデルとして、崩壊土の平均粒径と平均密度及び気体分子運動理論（Kinetic Theory）に基づき底面摩擦モデルを用いる Rauter らの K-T モデル¹³⁾¹⁴⁾が多用されている。ただし、Rauter らの K-T モデルの底面摩擦モデルの動摩擦角は平均粒径を使用せずに動摩擦角をパラメータとして使用することが推奨されている¹³⁾¹⁴⁾。

本検討では、実務においても斜面崩壊の影響評価を実施することを想定し、計算負荷が小さい有限面積法を使用し、2016年阿蘇大橋周辺の斜面崩壊を対象とした再現解析を実施することで、その適用性について検討した。

3. 斜面崩壊を対象とした再現解析の概要

(1) 対象範囲及び三次元地形モデル

本検討では、有限面積法の再現性を確認するため、図-1に示す2016年4月熊本地震で斜面崩壊が発生した阿蘇大橋周辺の斜面を対象に再現解析を実施した。対象は、阿蘇大橋周辺の1km四方の範囲とし、文献5)及び文献16)を参考に1mメッシュの航空レーザ計測データ（DEM）を用い三次元地形モデルを構築した。

図-2に三次元地形モデル地震前後の鉛直方向成分の差分を示す。正側（赤色）は土砂が堆積した範囲、負側（青色）は土砂が流出した範囲を示す。斜面の頂部付近では20m～25m程度の土砂の流出が確認される。これが一次崩壊領域を示していると考えられる。また、一次崩壊の下方では10m程度の土砂の流出が確認される。これが二次崩壊領域を示していると考えられる。これらの

表-2 土の物性値

対象領域	想定する土質物性値			
	密度 ρ [kg/m ³]	動摩擦角 ϕ [°]	粒径 d [m]	粘着力 C [kN/m ²]
一次崩壊領域	1800	30	0.1	25
二次崩壊領域	1800	10~16	0.1	25

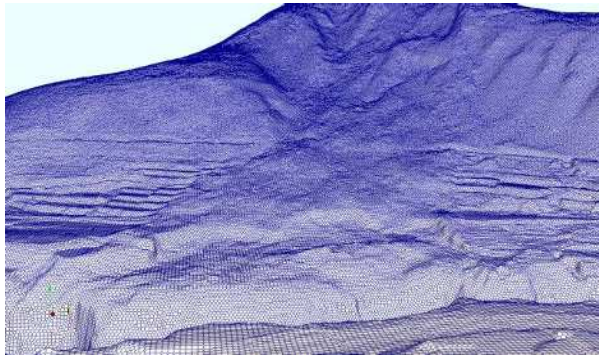


図-3 三次元解析モデル

表-1 解析条件

項目	内容
解析コード	OpenFOAM
物理モデル	Savege-Hutter
解析方法	有限面積法
時間の離散化	後退差分 (2 次精度)
空間の離散化	1 次精度風上差分
計算時間と時間間隔	80sまで, $\Delta t=0.01s$

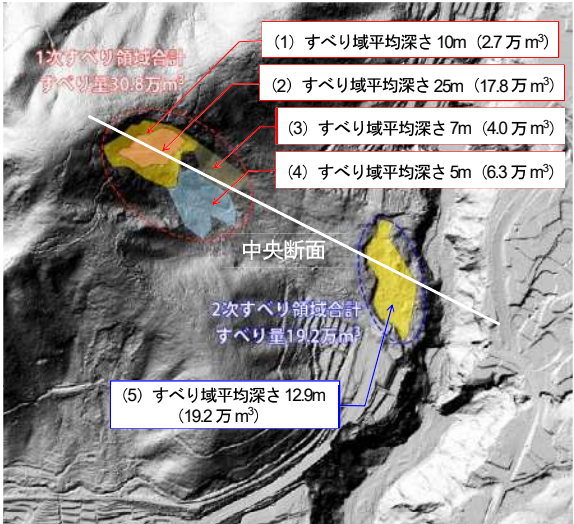


図-4 仮定した平均すべり深さと着目断面

表-3 解析ケース

ケース	想定する斜面崩壊の発生メカニズム	二次崩壊の考慮方法	動摩擦角		備考
			0~25秒	25~80秒	
Case1	地震によって一次崩壊と二次崩壊が同時に発生することを想定	・解析開始時(0秒)に一次崩壊と二次崩壊を発生させる ・動摩擦角の時間変化は考慮しない	30°		Case2との比較により, "動摩擦角の影響"を確認
Case2			16°		基本ケース
Case3	地震によって一次崩壊が発生し, 一次崩壊領域から流下した土砂が二次崩壊を引き起こすことを想定	・解析開始時(0秒)に一次崩壊と二次崩壊を発生させる ・動摩擦角の時間変化を考慮する ・一次崩壊のみを考慮した解析を先行実施し, 二次崩壊到達時(25秒)の土砂流速・堆積深さを抽出 ・25秒時点の流速はそのまま, 堆積深さに二次崩壊領域の土砂を足し合わせたものを初期値とし再解析を実施	16°	10°	Case2との比較により, "二次崩壊の考慮方法の違い"を確認(動摩擦角の時間変化)
Case4				16°	Case2との比較により, "二次崩壊の考慮方法の違い"を確認(再解析による二次崩壊の考慮)
Case5				10°	Case2との比較により, "二次崩壊の考慮方法の違い"を確認. Case4との比較により, "動摩擦角の影響"を確認

崩壊で流失した崩土は河川に流入し, 特に下流側ではこれらの崩土が堆積していることが確認できる。

検討したが, 計算が大規模となることなどを鑑み, 斜面崩壊のみ考慮した。

(2) 三次元解析モデル

図-3 に解析モデル図を示す。構築した三次元地形モデル (1km 四方) を用いて数値解析を行う。解析モデルは東西方向に 1000 分割, 南北方向に 1000 分割, 鉛直方向には 400 分割するよう設定し, 自動メッシュ機能を用いて要素分割を行った。要素分割した結果, 節点数は約 1800 万, 要素数は約 2200 万となった。なお, 本解析は地表面をすべり面とし, その上に土砂が堆積しているとしてその土砂のすべりを計算するため, 地震後の三次元地形モデルを使用している。また, 本検討では対象橋梁を解析上モデル化し斜面崩壊と一体的に解析することも

(3) 解析方法・解析条件

表-1 に解析方法及び解析条件を示す。本検討では, 今後実務においても斜面崩壊の影響評価を実施することを想定し, 計算負荷が小さく, 粒子流動に適する S-H の連続体モデル¹⁰⁾を使用し, 対象範囲の斜面崩壊の影響評価を試みた。解析プログラムは三次元汎用流体解析ツールである OpenFOAM¹⁵⁾を用いた。

表-2 に設定した土の物性値を示す。本検討では対象地点の地質情報⁹⁾を参考に表-2 のとおり土の物性値を設定した。

図-4 に設定したすべり範囲及びすべり深さを示す。本

解析では、上述のとおり地震後の三次元地形モデルの地表面をすべり面とするため、斜面崩壊が発生する前に上載していた土砂を求める必要がある。そのすべり深さについては図-2に示した地震前後の鉛直方向成分の差分から求めた。

また、詳細は後述するが、これまでの対象橋梁の崩壊原因の分析では一次崩壊と二次崩壊が同時に発生した、または一次崩壊した土砂が二次崩壊領域に達したのちその重さによって二次崩壊が発生したと考えられているが、その崩壊メカニズムは詳細には特定されていない。本検討では、一次崩壊と二次崩壊が同時に発生する場合と、一次崩壊によって二次崩壊が引き起こされる場合のそれぞれの場合を想定し検討を行った。

(4) 解析ケース

表-3に解析ケースを示す。本検討は、実際に発生した斜面崩壊を対象に再現解析を行うことで解析の再現性を確認することを目的とするが、著者らがこれまでに実施した再現解析^{8,9)}では、土の物性値、特に動摩擦角が解析結果に与える影響が大きいと考え、まず動摩擦角をパラメータとした Case1 及び Case2 の解析を行い、崩壊土砂の流下幅及び堆積高さ、遡上高さの再現性を調べた。ここで、対象地点ではボーリング調査が実施され、二次崩壊領域では熊本地震後の堆積層を除くと、地層に応じて内部摩擦角が 16° から 30° まで分布している¹⁷⁾。本解析の制約上、対象とする斜面の各地点に対して異なる動摩擦角を設定できず、一律に設定する必要があることから、ここでは内部摩擦角 $\approx$ 動摩擦角と仮定し、動摩擦角を 30° から 16° までパラメータを振ることでその影響を確認している。Case1 は対象地点の岩質の特性を想定し動摩擦角 $\varphi=30^\circ$ としたケース、Case2 は火山灰質土の特性を想定し動摩擦角 $\varphi=16^\circ$ としたケースである。このとき、Case1 と Case2 は一次崩壊と二次崩壊が同時に発生するものと仮定している。

また、前述のとおり一次崩壊の崩壊土砂が二次崩壊領域に積載することで連続的なすべりが発生した可能性も考えられる⁹⁾。佐々・李¹⁸⁾は崩壊土砂が緩斜面に到達した場合にその重さによって土層内部の間隙水圧が上昇し、下層ですべり面が形成され、より長距離のすべりが発生することを示唆している。阿蘇大橋において同様に間隙水圧の上昇によって二次崩壊領域が形成されたかは議論の余地があるが、一次崩壊土砂の積載により何らかの要因によってすべりやすい面が形成され、これが二次崩壊領域となった可能性は考えられる。ここでは図に示さないが、動摩擦角を 16° と一定にした解析では、二次崩壊領域に土砂が多く堆積する結果となった。実際には一次崩壊による崩壊土砂が二次崩壊領域ではほとんど残存していないと考えると、土砂の堆積深さの再現性に課題

が残っていた。そこで、Case3 ではこの現象を簡易的に評価する方法として、動摩擦角を時間に応じて変化させる方法を検討した。具体的には、一次崩壊で流下した崩壊土砂が二次崩壊領域に到達するまでは動摩擦角を 16° とし、一次崩壊の土砂が二次崩壊領域に達した時点からより動摩擦角が低減されると仮定して動摩擦角を便宜上 10° に設定した。本検討では、一次崩壊の土砂が二次崩壊領域に達する時点として、後述する解析結果に基づき 25 秒と設定した。

加えて、Case4 及び Case5 では、より想定される実現象に近い形で二次崩壊を評価することを試みた。具体的には、まず動摩擦角 $\varphi=16^\circ$ として一次崩壊のみの解析を先行して実施し、二次崩壊領域に達する 25 秒時点の土砂の流速及び堆積深さを抽出する。その後、抽出した結果

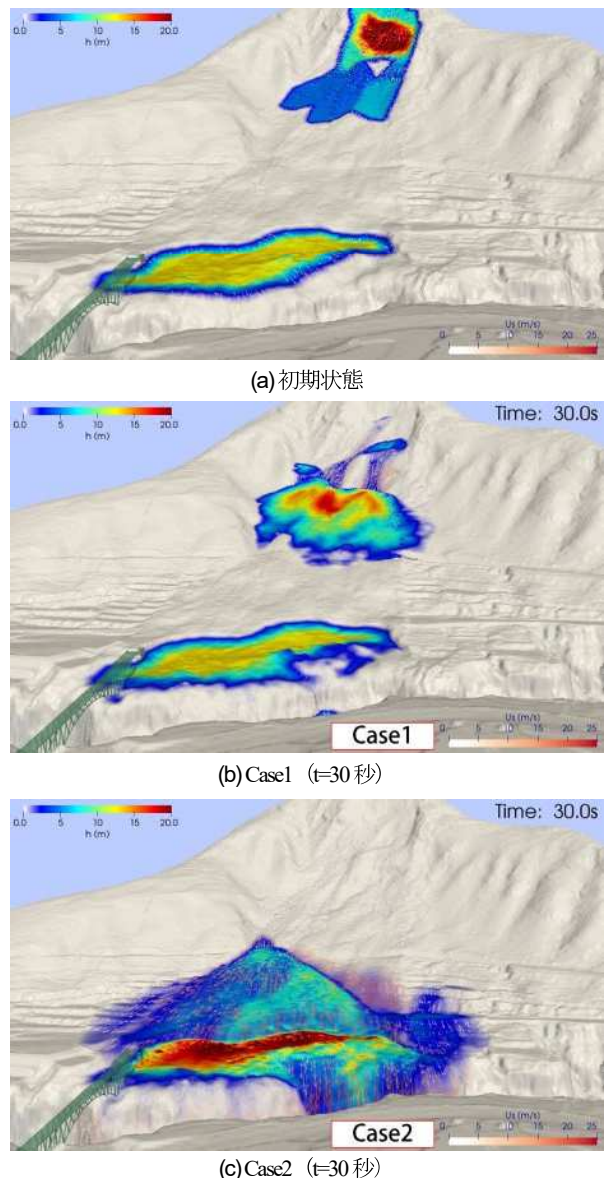


図-5 土砂の堆積深さ及び流速分布

に対し流速はそのまま、堆積深さは二次崩壊領域の堆積深さを足し合わせたものを初期値として 25 秒時点から再解析を行うことで、一次崩壊で流出した土砂によって二次崩壊が発生する挙動を評価する。このとき、再解析を行う上で動摩擦角を $\varphi=16^\circ$ のままとしたものを Case4、動摩擦角を $\varphi=10^\circ$ と低減させたものを Case5 とした。

4. 解析結果

(1) 動摩擦角の影響 (Case1 vs Case2)

a) 土砂の流速及び堆積深さの比較

図-5に斜面崩壊が発生した直後の初期状態と斜面崩壊が発生してから 30 秒後の土砂の堆積深さ及び流速分布を示す。図-5(b)より、動摩擦角 $\varphi=30^\circ$ とした Case1 では、一次崩壊で生じた土砂が斜面中腹で留まっており、また二次崩壊領域は一次崩壊領域に比べ緩斜面であることから、ほとんど土砂が流下していないことがわかる。すなわち、Case1 では、一次崩壊や二次崩壊の土砂が阿蘇大橋までほとんど到達していない。一方、図-5(c)より、動摩擦角 $\varphi=16^\circ$ とした Case2 では、一次崩壊で生じた土砂が流下し始めてから 30 秒の時点で既に二次崩壊領域まで到達している。また、その後崩壊土砂が阿蘇大橋まで到達することが確認された。このように動摩擦角の設定が解析結果に大きく影響しており、動摩擦角 $\varphi=16^\circ$ とした Case2 の方が Case1 に比べて再現性が高いといえる。

b) Case2 中央断面における堆積深さ及び流速の変化

図-6に Case2 中央断面における堆積深さ及び流速の変化を示す。ここで、中央断面とは図-4に直線で示した断面である。また、流下する土砂の形状をわかりやすく示すため、崩壊後の地形の地盤高は実寸のまま、解析より得られた土砂の堆積深さは 3 倍の縮尺で表示しており、流速は中央断面に直交する幅方向の土砂の流速の平均値を示した。

図-6(a)より、斜面崩壊が発生して 5 秒後の時点では、一次崩壊領域では崩壊土砂の始端で 13.5m/s、中央で 7.5m/s、終端で 3.4m/s となっている。一次崩壊において土砂の流下が始まった段階であり、始端付近では土砂が流下し始めているのに対し、終端付近ではそれほど土砂が流下していない状態であると推察され、始端と終端で流速が大きく異なっている。また、このとき二次崩壊領域では始端で 0.6m/s、終端で 0.1m/s となっており、この時点で二次崩壊領域ではまだほとんど土砂が流下していない状況であることがわかる。

続いて、図-6(b)より斜面崩壊が発生してから 15 秒時点では、一次崩壊により生じた土砂がほぼすべて一次崩壊領域を通過して一体的に流れている状態にあり、始端で 28.2m/s、中央で 27.6m/s、終端で 26.0m/s と、始端と終

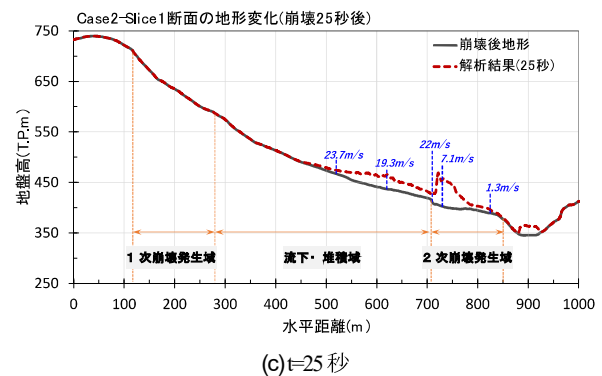
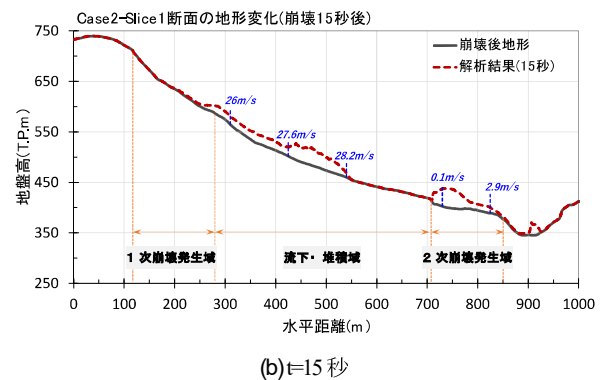
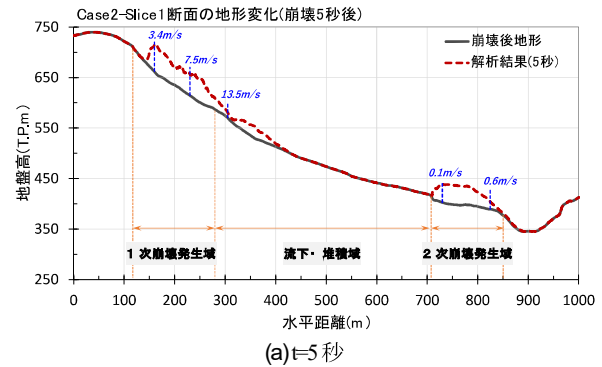
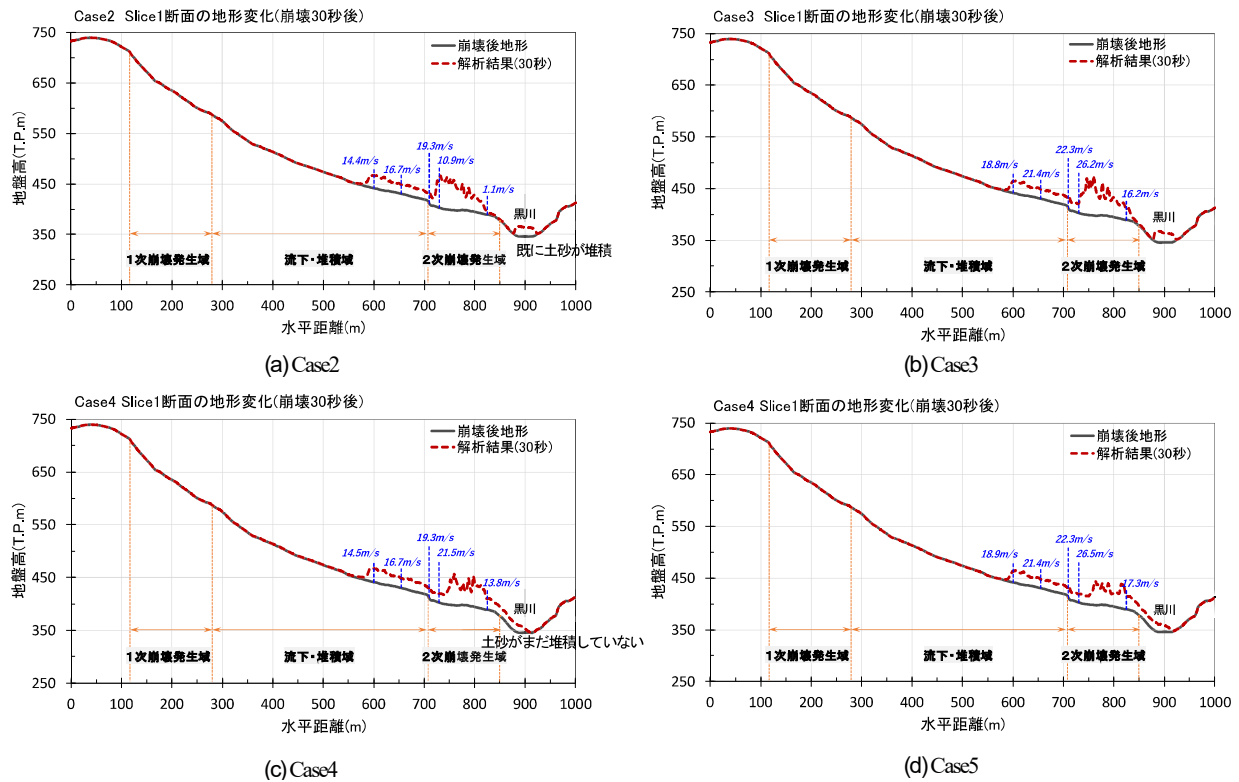


図-6 Case2 中央断面における土砂の堆積深さと流速の変化

端で流速の差が小さくなっている。また、二次崩壊領域の土砂の流速は始端で 2.9m/s、終端で 0.1m/s となっており、少しずつ土砂が流下しはじめ、黒川内にも土砂が堆積・遡上し始めていることが確認できる。

さらに、図-6(c)より斜面崩壊が発生してから 25 秒時点では、一次崩壊領域から流下した土砂が二次崩壊領域に到達しており、このときの土砂の流速は始端で 22.0m/s、中央で 19.3m/s、終端で 23.7m/s となっている。15 秒時点と比べて土砂の流速が下がっているのは、二次崩壊領域に近づくに従い緩斜面になっているためと考えられる。また、二次崩壊領域では、終端の流速が 7.1m/s と大きくなっており、一次崩壊領域の土砂の到達が二次崩壊領域の土砂の流下を助長していると考えられる。

図-7 Case2・Case3 中央断面における堆積深さ及び流速 ($t=30$ 秒)

(2) 二次崩壊の評価方法の違いによる影響

(Case2 vs Case3 vs Case4 vs Case5)

a) 土砂の流速及び堆積深さの比較

図-7 に Case2 から Case5 の斜面崩壊開始から 30 秒時点での中央断面における堆積深さ及び流速分布を示す。図-6 と同様に、崩壊後の地形の地盤高は実寸のまま、解析により得られた土砂の堆積深さは 3 倍の縮尺で表示している。

まず、図-7(a)に示した動摩擦角を一律に $\phi=16^\circ$ とした Case2 と、図-7(b)に示した一次崩壊が二次崩壊に達する 25 秒の時点で $\phi=16^\circ$ から 10° に動摩擦角を変化させた Case3 を比較し、簡易的に二次崩壊を考慮した影響を確認する。崩壊土砂の形状自体は Case2 と Case3 で大差が見られないものの、土砂の流速は全体的に Case3 の方が Case2 に比べて大きく、特に二次崩壊領域の始端の流速に着目すると、Case2 では 1.1m/s であるのに対し、Case3 では 16.2m/s と流速が速い。Case3 では解析開始から 25 秒後に動摩擦角を $\phi=10^\circ$ と小さくしているため、二次崩壊領域に達してから土砂が流下しやすい状態となり、二次崩壊領域の土砂の流速が速くなったものと考えられる。また、どちらのケースでも、解析開始から 30 秒の時点で黒川の河床に土砂が堆積していることがわかる。これは、どちらのケースでも二次崩壊領域の考慮方法として、解析開始時点から一次崩壊域と二次崩壊域がすべる状態にあるため、一次崩壊が発生してその土砂が二次崩壊領

域に達する前に、二次崩壊領域から土砂が流出していることを示している。

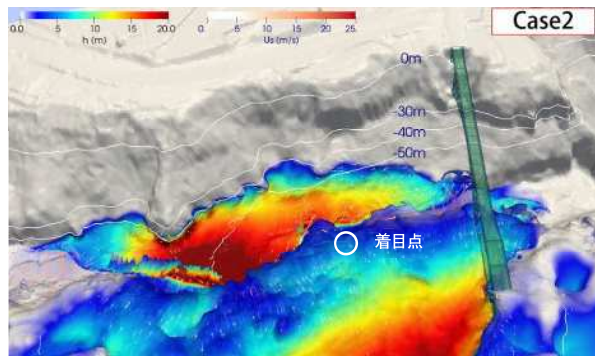
続いて、図-7(a)に示した動摩擦角を一律に $\phi=16^\circ$ とした Case2 と図-7(c)に示した一次崩壊で生じた土砂が二次崩壊を引き起こすことを想定し、再解析を実施した Case4 を比較することで、一次崩壊の土砂の積載による二次崩壊の発生を考慮した影響を確認する。Case4 は Case2 と比べ、二次崩壊発生域を過ぎた辺りの堆積深さの分布がわずかに異なる。これは、Case4 では解析開始から 25 秒後までは二次崩壊の土砂を考慮しておらず、25 秒時点から初めて二次崩壊領域の土砂が一次崩壊で生じた土砂を伴って流出し始めるためと考えられる。また、崩壊土砂の始端部の流速を比較すると、Case4 では 13.8m/s であり、Case2 よりもかなり速く、Case3 よりもわずかに遅くなる結果となった。

さらに、Case4 から 25 秒以降の動摩擦角 ϕ を 10° と低減させた Case5 に着目すると、土砂の堆積形状は Case4 と類似しており、解析開始から 30 秒の時点では黒川の河床に土砂が堆積していない。また、崩壊土砂の始端部の流速は 17.3m/s とその他のケースと比べ最も速くなる結果となった。

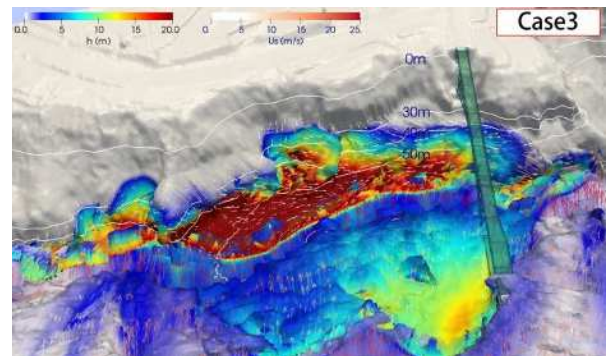
このように、二次崩壊を考慮する方法の違いによって、二次崩壊領域での土砂の流速や堆積深さの形状が異なることが確認された。



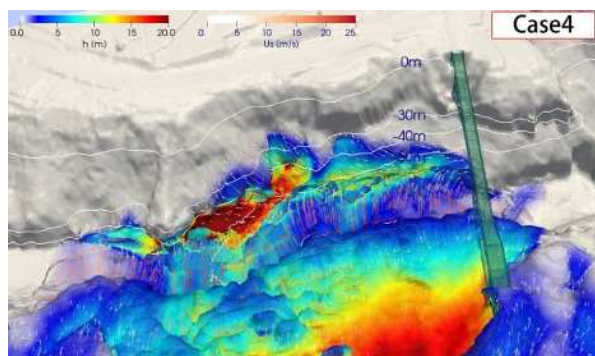
(a) 現地状況



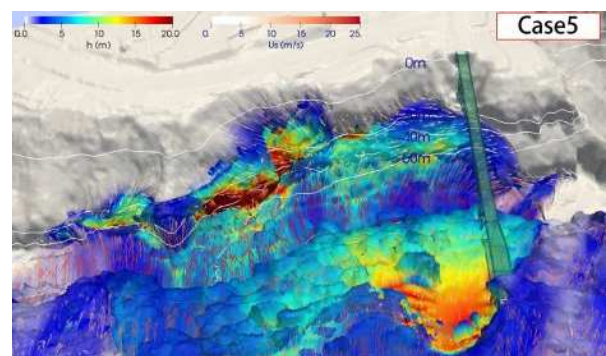
(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4



(e) Case5

図-8 黒川における土砂の最大遡上高さの比較

b) 再現性の評価

図-8に土砂の対岸への最大遡上高さを示す。ここで、対岸への最大の遡上高さとして Case2 と Case3 は解析開始から 40 秒後、Case4 と Case5 は 35 秒後の解析結果を示す。現地調査では対岸斜面下部の樹木が流出・倒伏し、上端付近の樹木が土埃を被った痕跡が見られたことから、植生流失部の上端（植生残存部の下端）の高さまで土砂が到達したと考えられることから、土砂は黒川河床から対岸の 30～60m 程度の高さまで遡上したと推察される。

これに対し、Case2 では黒川河床から最大でも 20m 程度しか遡上しておらず、対岸への遡上高さについては実際の被害状況を良好に再現するには至らなかった。一方、Case3 では黒川の河床から最大 30m 以上の高さまで遡上

しており、定性的ではあるが Case3 の方が Case2 に比べて再現性が高いといえる。これは、簡易的に一次崩壊の土砂が二次崩壊領域に及ぼす影響を考慮したことにより、二次崩壊領域の土砂の流速が速くなったことが要因と考えられる。

また、Case4 は Case3 と同程度の遡上高さであるのに対し、Case5 では現地状況において土埃が確認されている対岸の最上段近くまで遡上しており、実際の被害状況を最も再現するケースであると考えられる。

ここで、図-8に示した着目点において、通過する土砂の流速及び堆積深さの比較を図-9に示す。Case5 の流速の最大は 18.4m/s、堆積深さの最大は 13.6m と、その他のケースに比べ、土砂の流速及び堆積深さともに最も大き

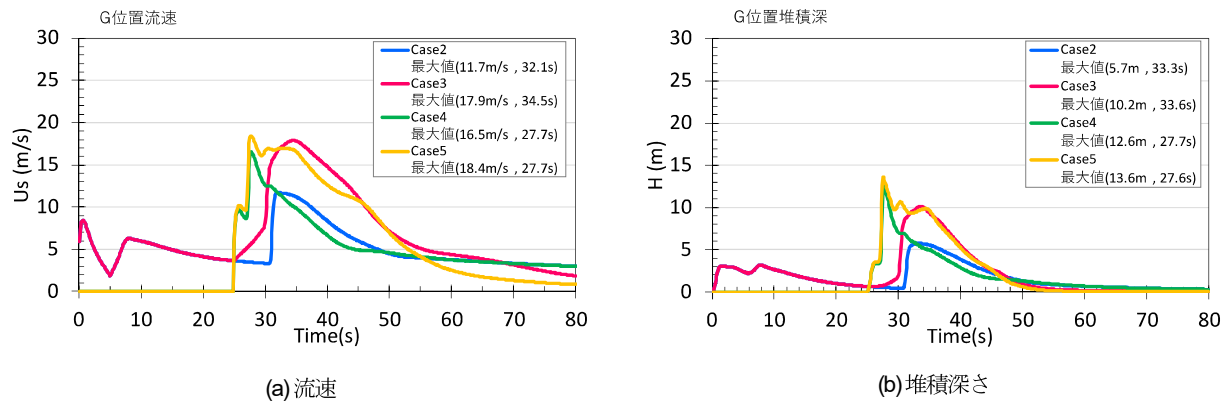


図-9 着目地点における土砂の流速及び堆積深さの比較

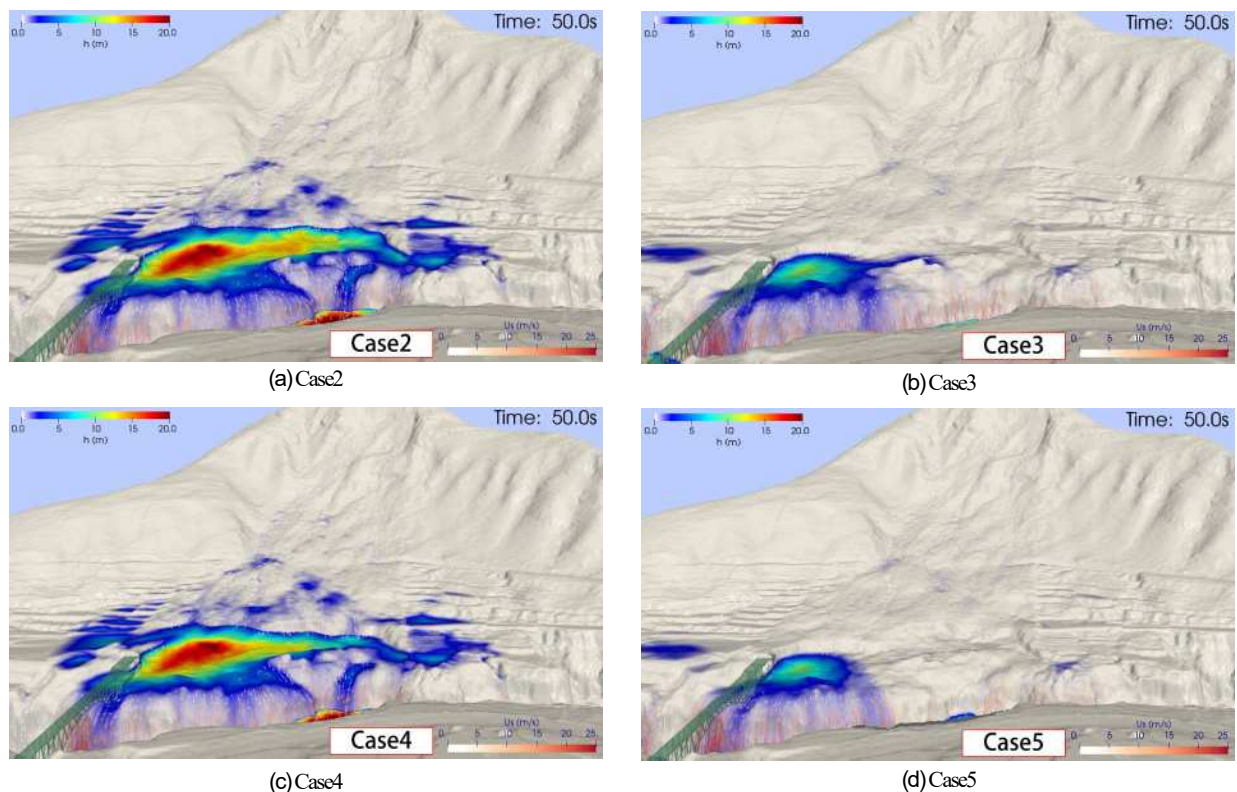


図-10 残留土砂の堆積深さ

いことがわかる。

また、図-10 に二次崩壊領域での残留土砂の堆積高さを示す。本検討では、地震後の阿蘇大橋周辺の地形を用いているため、斜面崩壊後には残留土砂がない状態が、再現性が高いと考えられる。図-10 より、二次崩壊発生後の動摩擦角が $\phi=16^\circ$ である Case2 及び Case4 では、二次崩壊領域における残留土砂の堆積深さが高く、多くの土砂が残留していることがわかる。一方、動摩擦角を $\phi=10^\circ$ とした Case3 と Case5 では二次崩壊領域において残留土砂が非常に少ない。このことから、一次崩壊が二次崩壊を引き起こすことを想定した Case5 の再現性が最も高いといえる。

このように、実際の対岸への遡上高さを再現するには、一次崩壊と二次崩壊が同時に発生したと仮定した場合には、一次崩壊の土砂が二次崩壊領域に達するまでに二次崩壊の土砂が流出しており、対岸高くまで遡上するほどのエネルギーがない。一方、一次崩壊によって生じた土砂が二次崩壊を引き起こすことを想定した場合、本検討では一次崩壊の土砂の流速をそのまま維持して二次崩壊の土砂が流下するとした仮定はあるものの、一次崩壊と二次崩壊のそれぞれの土砂が一体となって大きなエネルギーを有した状態で黒川に流れ込むため、対岸の遡上高さも高くなる結果となった。この結果は、一次崩壊が二次崩壊を引き起こした可能性を示唆する結果であると考

えられる。

5. おわりに

これまでの著者らの研究では、一次崩壊と二次崩壊が同時に発生するとの考え方により再現解析（崩壊土砂の流下幅、堆積高さ、遡上高さの再現）を実施したが、一次崩壊が二次崩壊を引き起こした可能性も考えられている。そこで、本検討ではこの斜面崩壊の特徴である連続的なすべりに着目し、一次崩壊が二次崩壊を引き起こす現象を評価する方法について検討した。本検討により得られた知見は以下のとおり。

- ・有限面積法による対象斜面被害の再現解析を実施した結果、動摩擦角の設定が解析結果に大きく寄与することを定量的に明らかにした。
- ・一次崩壊による土砂が二次崩壊領域を引き起こす現象を評価した結果、その評価方法の違いにより二次崩壊領域における土砂の流速が変化し、崩壊土砂の堆積深さ及び流下幅、遡上高さの再現性が向上することを示した。
- ・このように、二次崩壊領域の適切な評価が実現象の再現性の向上、斜面崩壊メカニズムの解明に繋がると考えられ、現段階では一次崩壊が二次崩壊を引き起こした可能性を示唆する結果が得られた。

REFERENCES

- 1) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術総合研究所資料第 967 号，土木研究所資料第 4359 号，2017. [National Institute for Land and Infrastructure Management and Public Works Research Institute: *Report on Damage to Infrastructures by The 2016 Kumamoto Earthquake*, Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No. 967, Technical Note of Public Works Research Institute, No. 4359, 2017.]
- 2) 千田知弘，崔準ホ，平川泰之，川崎巧，渡辺浩：航空レーザ測量に基づく地盤変動と斜面崩壊による崩土を考慮した阿蘇大橋崩落の可能性に関する検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 74, No. 4（地震工学論文集第 37 巻），pp. I_381-I_394, 2018. [Chida, T., Choi, J., Hirakawa Y., Kawasaki, T. and Watanabe H.: The possibility of the collapse of Asohashi considered ground deformation and landslide disaster, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser.A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering)*, Vol. 74, No. 4 (*JSCE Journal of Earthquake Engineering* Vol. 37), pp. I_381-I_394, 2018.]
- 3) 桐山貴俊：粒子法による地盤大変形問題への適用—地震による斜面崩壊への適用—，土木学会誌，Vol. 102, No. 5, pp. 36-37, 2017. [Kiriya, T.: Application of particle method to large ground deformation problem—Application to slope failure caused by earthquake—, *JSCE Magazine*, “Civil Engineering”, Vol. 102, No. 5, 2017.]
- 4) Morikawa, D. S. and Asai, M.: A phase-change approach to landslide simulations: Coupling finite strain elasto-plastic TLSPH with non-Newtonian IISPH, *Computers and Geotechnics*, Vol. 148, pp. 1-18, 2022.
- 5) 砂防学会：平成 28 年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書，JSECE Publication No. 80, 2016. [Japan Society of Erosion Control Engineering: *Emergency Survey Report on Landslide Disaster Caused by the 2008 Kumamoto Earthquake*, JSECE Publication No. 80, 2016.]
- 6) 木村駿，夏目貴之：特集 防災技術 2018 熊本地震はまだ終わらない 阿蘇大橋はなぜ落ちた？ 落橋のメカニズム，日経 XTECH，<https://xtech.nikkei.com/kn/atcl/cntncrd/15/180528/112100020/>，2018.（2022 年 4 月 12 日閲覧）[Kimura, S. and Natsume, T.: Why did the Aso bridge fall? Mechanism of Bridge Failure, *Nikkei XTECH*, 2018.]
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017. [Japan Road Association: *Specifications for Highway Bridges V Seismic Design*, 2017.]
- 8) 幸左賢二，服部匡洋，本橋英樹，原田隆典，佐々木達生，渡邊学歩：斜面崩壊の阿蘇大橋への影響分析，土木学会論文集，Vol. 79, No. 13（特集号：地震工学），地震工学論文集，Vol. 42, 2022. [Kosa K., Hattori M., Motohashi, H., Harada, T., Sasaki, T. and Watanabe, G.: Analysis of the impact of slope failure on the Aso bridge, *Japanese Journal of JSCE*, Vol. 79, No. 13, Special Issue (Earthquake Engineering), 2023.]
- 9) 服部匡洋，幸左賢二，本橋英樹，原田隆典：地震時の大規模な斜面崩壊を対象とした再現シミュレーション，第 63 回地盤工学シンポジウム，2022. [Hattori, M., Kosa, K., Motohashi, H. and Harada, T.: Reproduction simulation for large-scale slope failures caused by earthquakes, *63rd Geotechnical Symposium*, 2022.]
- 10) 土木学会：いまさら聞けない計算力学，応用力学委員会・計算力学小委員会，2008. [Japan Society of Civil Engineering: *Computational Mechanics*, Computational Mechanics Subcommittee, Applied Mechanics Committee, 2008.]
- 11) Savage, S. B. and Hutter, K.: The motion of a finite mass of granular material down a rough incline, *J. Fluid Mech.*, Vol. 199, pp. 177-215. 1989.
- 12) LeVeque, R. J.: *Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems*, Cambridge University Press, 2002.
- 13) Rauter, M. and Tukovic, Z.: A finite area scheme for shallow granular flows on three-dimensional surfaces, *Computer & Fluids*, Vol. 166, pp. 184-199. 2018.
- 14) Rauter, M., Fischer, J. T., Fellin, W. and Kofler, A.: Snow avalanche friction relation based on extended kinetic theory, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, Vol. 16, pp. 2325-2345, 2016.
- 15) OpenFOAM: <https://www.openfoam.com/>
- 16) 向山栄，佐藤匠，高見智之，西村智博：2 時期の航空レーザ計測地形データ解析による平成 28 年（2016 年）熊本地震前後の阿蘇カルデラ地域における地表変位，日本応用地質学会，熊本・大分地震災害調査団，調査報告速報版その 2，2016. [Mukoyama, S., Sato, T., Takami, T. and Nishimura, T.: Estimation of

ground displacements around Aso-Caldera caused by the 2016 Kumamoto Earthquake, from the geomorphic image analysis of temporal LiDAR DEMs, JSEG 2016 Kumamoto-Oita Earthquake disaster investigation team, 2016.]

- 17) 国土交通省九州地方整備局：阿蘇大橋地区技術検討会資料（概要版），第5回，2016。[Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Kyushu Regional Development Bureau: Aso Ohashi Area Technical Review Meeting 5th Documents (Summary Version), 2016.]
- 18) 佐々恭二，李宗学：高速リングせん断試験機による

地すべり運動時の見かけの摩擦角の測定，地すべり第30巻，第1号，1993。[Sasa, K. and Lee, J.: Measurement of the apparent friction angle during motion by the high-speed ring shear apparatus, *Journal of Japan Landslide Society*, Vol. 30, No. 1, 1993.]

(Received October 31, 2023)

(Accepted February 20, 2024)

STUDY ON REPRODUCIBILITY OF SIMULATION OF SEDIMENT TRANSPORT FOCUSING ON CONTINUOUS SLIDING FAILURE

Masahiro HATTORI, Kenji KOSA, Hideki MOTOHASHI and Takanori HARADA

In the April 2016 Kumamoto earthquake, a slope failure occurred around the Aso Ohashi Bridge, which is believed to have been a contributing factor to the bridge collapse. In many cases, bridges in wide-area networks such as expressways are constructed adjacent to slopes due to constraints such as alignment conditions, etc., and it is possible that slope failures may affect bridges. However, not much research has been conducted on the effects of slope failure on bridges, and analytical methods have not yet been fully established. The authors have conducted a replicated analysis of the slope around the Aso Bridge using the finite area method, but there are still problems in reproducing the behavior of secondary collapse. In this study, we focused on the continuous slip that is a characteristic feature of slope failure, and examined a method to evaluate the phenomenon in which a primary collapse causes a secondary collapse.