

地震時の斜面災害による橋梁への影響の評価

服部 匡洋¹・幸左 賢二²・本橋 英樹³・原田 隆典⁴

¹正会員 博士（工学） 阪神高速先進技術研究所 調査研究部（〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7）

²正会員 Ph.D 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）

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

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

1. はじめに

2016年4月熊本地震では、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),3)}。これらの分析の中では、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⁴⁾。

例えば、千田ら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²⁾。また、桐山は阿蘇大橋周辺の斜面を対象にSPH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³⁾。

橋梁分野では、前者のように構造物モデルに対し地盤変動等の作用を与え、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数少ないのが現状である。

一方で、道路橋示方書・同解説V耐震設計編では、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に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⁵⁾、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。

このため、本研究では過去の斜面災害による橋梁の被害について調査し、実斜面を対象に解析を行うことで、その解析方法の適用性について検討した。

2. 2016年熊本地震での阿蘇大橋の崩壊

2016年4月に発生した熊本地震では、数多くの道路構造物が被災し、周辺地盤の変状による落橋、下部構造の傾斜及び沈下、支承部の破壊に伴う上部構造のずれ等の被害が確認された。国道325号に架かる阿蘇大橋（鋼上路式アーチ橋）も甚大な被害を受けた橋梁の1つである¹⁾。

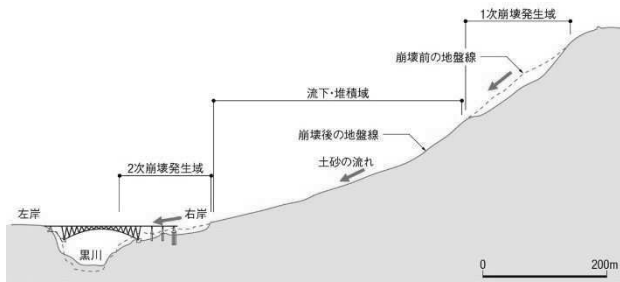
文献4)では、阿蘇大橋が崩壊した原因として(1)斜面崩壊による落橋、(2)地盤変動による落橋、(3)地震動による落橋、(4)土砂の積載による落橋の4つの原因が考えられている。なお、4つの原因のうち、(4)土砂の積載による落橋については可能性が低いと考察されている。

(1) 斜面崩壊による落橋

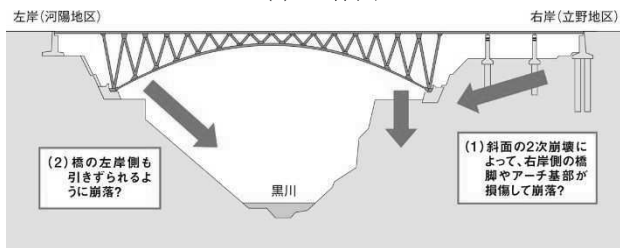
図-1に斜面崩壊による落橋のイメージを示す。阿蘇大橋周辺での斜面崩壊では、斜面上部で発生した一次崩壊と斜面勾配が緩やかとなった中腹で生じた二次崩壊の2つの崩壊が起こったと考えられる。文献4)では、一次崩壊と二次崩壊がほぼ同時に発生し、この二次崩壊によって右岸側の橋台付近に地盤変状が生じて橋脚などが崩落し、左岸側の桁もこれに引きずられて落下したと推測されている。

(2) 地盤変動による落橋

図-2に地盤変動航空レーザ測量の結果、両橋台付近の地表面、特に右岸側で大きな地盤変動が生じていることが明らかになったことから、得られた相対変位（橋軸圧縮方向に2.24 m、直角方向下流側に0.68 m）を入力したFEM解析を実施している。その結果、アーチリブに降伏応力を超過する応力が発生



(a) 全体図



(b) 橋梁部拡大図

図-1 斜面災害による落橋のイメージ
(文献4)より引用

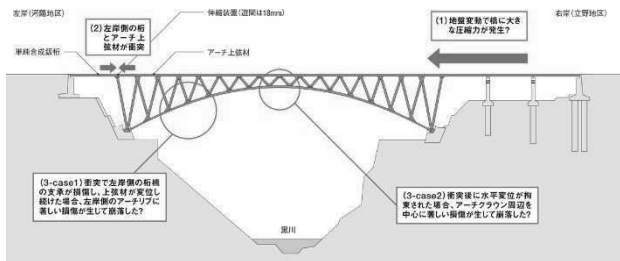


図-2 地盤変動による落橋のイメージ
(文献4)より引用

することが確認され、地盤変動による落橋の可能性を示している。

(3) 地震動による落橋

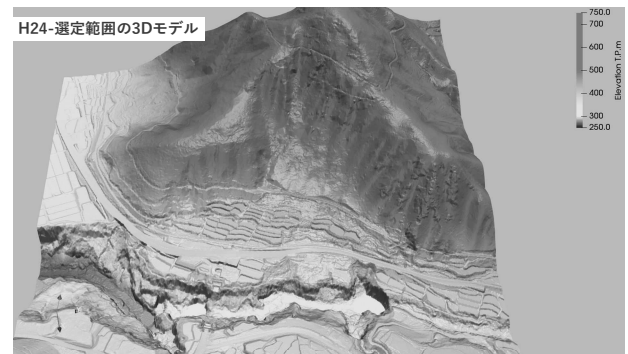
阿蘇大橋はダンパーや落橋防止装置等の耐震補強が実施されていたことから、地震動そのものにより落橋した可能性は低いと考えられている。しかし、阿蘇大橋の左岸側では震度6強が記録されていること、阿蘇大橋を含む約2 km範囲を対象に実施された3次元地震応答解析により橋台付近では地震動が増幅され大きな加速度が発生した可能性があることから、その可能性を否定できないとされている。

(4) 崩壊原因を踏まえた検討方針

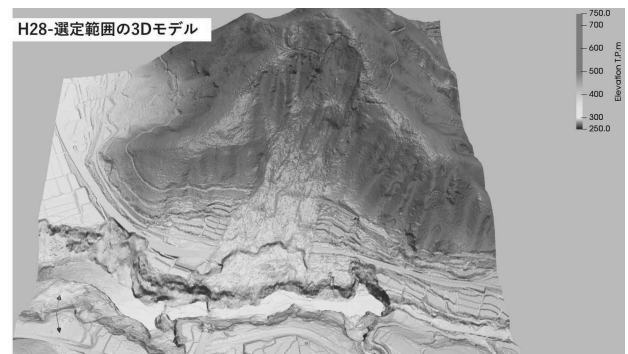
阿蘇大橋の崩壊原因として考察されている4つの原因のうち、(4)土砂の積載による落橋を除く3つの原因についてはどれも可能性があり、また相互に影響しているとも考えられる。このような橋梁の崩壊原因の分析には数値解析が重要なツールである。このとき、(2)地盤変動による落橋、(3)地震動による



図-3 検討対象範囲



(a) 地震前



(b) 地震後

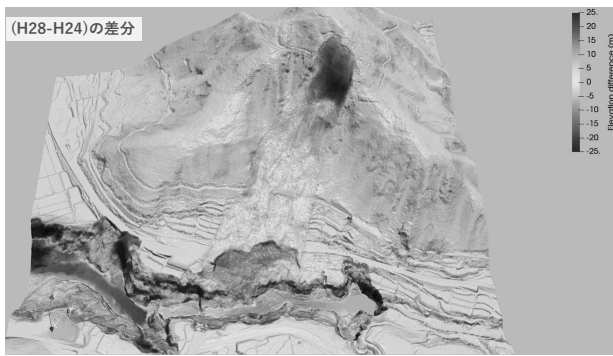
図-4 地震前後の三次元地形モデルの比較

落橋については、これまで橋梁分野で用いられてきたFEM・骨組モデルでの動的解析及び静的解析などによりその影響について検討できるが、(1)斜面崩壊についてはSPH法などの解析手法が考えられものの適用事例は数少ないのが現状である。このため、本検討では斜面崩壊を評価できる解析手法について検討し、実斜面を対象にした解析を行うことで、斜面崩壊影響の評価の可能性について検討した。

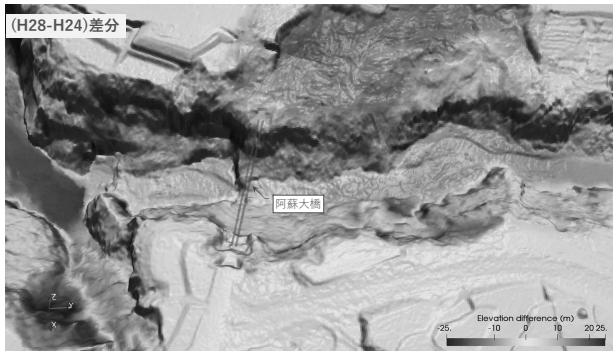
3. 三次元地形モデルを用いた分析

(1) 対象範囲及び三次元地形モデル

図-3に本検討での対象範囲を、図-4に地震前後の三次元地形モデルを示す。本検討では、阿蘇大橋周

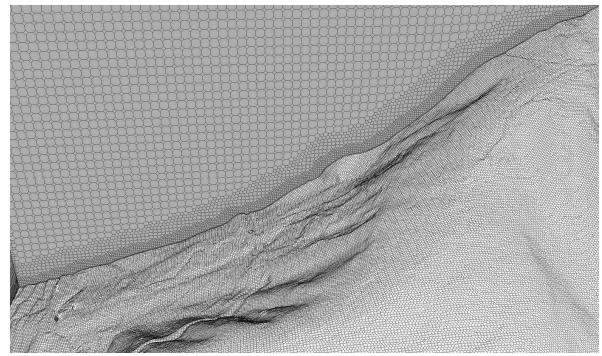


(a) 全体図

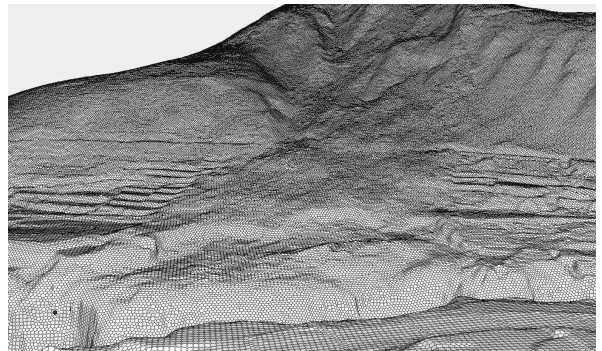


(b) 拡大図（二次崩壊周辺）

図-5 地震前後の鉛直成分の差分



(a) 地表面領域と大気領域の境界付近



(b) 全体図（地表面領域のみ）

図-6 解析モデル

辺の1 km四方の範囲を対象とし、文献6)を参考に三次元地形モデルを構築した。

(2) 地震前後の地形の比較

図-5には地震前後の鉛直方向成分（図-4(a)(b)）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20 m～25 m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10 m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。

4. 解析概要

(1) 解析対象

構築した三次元地形モデル（1 km四方）を用いて数値解析を行う。なお、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検討したが、計算が大規模となることなどを鑑み、対斜面崩壊のみ評価する解析とし、解析結果に橋梁モデル図を重ね合わせることで、斜面崩壊の影響範囲を明らかにした。

(2) 解析方法

地震に伴う斜面崩壊は、主に急勾配を持つ凸型斜面で発生し、土砂の移動速度が速く、短時間で遠くまで被害が及ぶのが特徴である。類似する挙動として土石流、雪崩などが挙げられる。近年、雪崩、斜面崩壊、土石流などの斜面流動機構に対し、様々な数値モデルが提案されており、主な数値モデルは、下記の2種類に大別できる。

a) 離散化モデル

離散化モデルでは、斜面の流動を粒子の集まりとして表し、粒子間の相互作用に着目する解析モデルである。粒子法は代表的な手法であり、非圧縮性流れに適用するMPS(Moving Particle Semi-implicit)法と、圧縮性流れに適用するSPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)法などがある。

b) 連続体モデル

斜面の流動を連続体としてとらえ、連続体の力学（流体力学と材料力学）モデルと運動方程式で斜面流動の現象を解く解析モデルである。有限格子法（FEM, FVM, FDM）は、その代表的な解析手法であり、2次元と3次元の数値シミュレーションで合理的な結果が得られている。粒子流動の連続体モデルとして、流体の粘性を考慮したNavier-Stokes方程式、クーロン摩擦を導入したSavege-Hutterの粒子流動モデルなどがある。

c) 本検討での解析手法の選定

粒子法は、複雑な流れの挙動を再現できる反面、解析精度を良くするには、微細粒子の配置が必要となり、計算要素数が膨大となり、計算負荷が非常に大きくなる。一方、格子法ベースのSavege-Hutter粒子流動モデル（以下S-Hモデルと呼ぶ）は、鉛直方向の格子積分が減り計算時間が劇的に低減されたモデルである。また、このモデルはモール・クーロン理論が導入され、内部散逸応力および底面抵抗力を鉛直応力に比例する摩擦力（クーロン摩擦則）で評価するため、凹凸した複雑な地形上で、土砂の崩壊、雪崩、地滑りなどを土圧論に基づく数値シミュレーションが可能になっている。

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の連続体モデルを使用し、対象範囲の斜面崩壊の影響評価を試みた。

(3) 解析モデル

図-6に解析モデル図を示す。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。また、本解析では図-6(a)のように地表面領域に加え、大気領域もモデル化する必要がある、斜面すべりに近い境界付近では要素分割を細かくした。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、その上に仮想厚さの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。

(4) 解析条件

表-1に解析条件を示す。解析プログラムは3次元汎用流体解析ツールであるOpenFOAM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を参考に表-2のとおり土の物性値を設定した。

図-7に設定した各領域でのすべり深さを示す。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仮定する必要がある。そのすべり深さについては図-5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、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、

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	120sまで、 $\Delta t=0.01s$

表-2 土の物性値

土質の物性	参考値
密度 ρ [kg/m ³]	1800
粒径 d [m]	0.01
動摩擦角 ϕ [°]	10~30(平均20)
重力加速度 g [m/s ²]	9.81

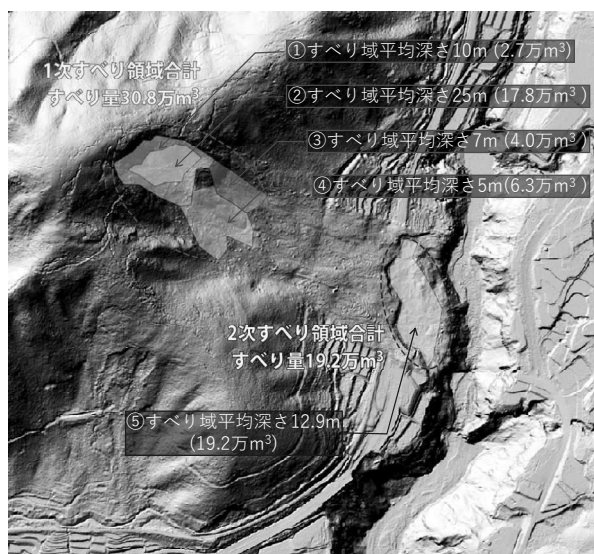


図-7 仮定した平均すべり深さ

その崩壊状況は特定されていない。本検討では、解析上の制約もあり、一次崩壊と二次崩壊が同時に発生するとして解析を行った。

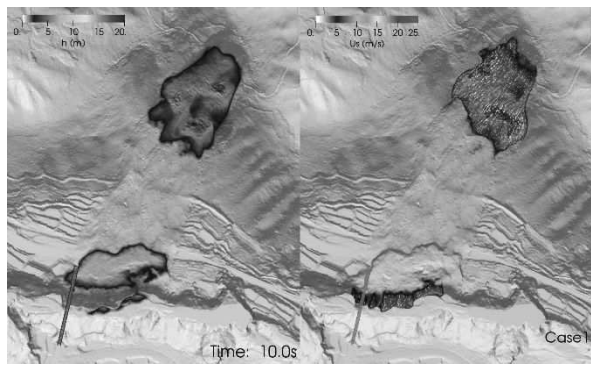
(5) 解析ケース

本稿の検討は、実斜面を対象に解析を行うことで解析の適用性を確認することを目的とするが、本稿では、土の物性値、特に動摩擦角が解析結果に与える影響について把握するために、動摩擦角をパラメータとした解析結果について示す。ここで、Case1は岩質の特性を想定し動摩擦角 $\phi=30^\circ$ としたケース、Case2は火山灰質土の特性を想定し動摩擦角 $\phi=16^\circ$ としたケースである。

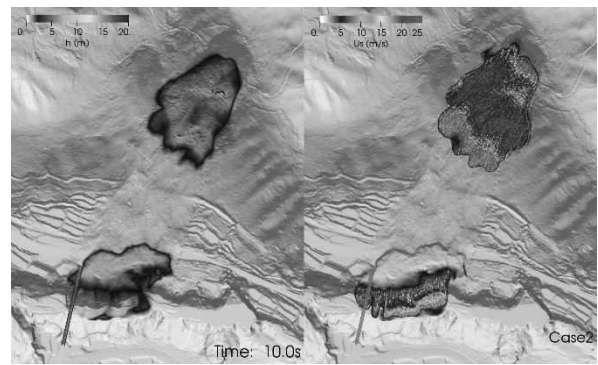
5. 解析結果

(1) 堆積深さと流速分布の比較

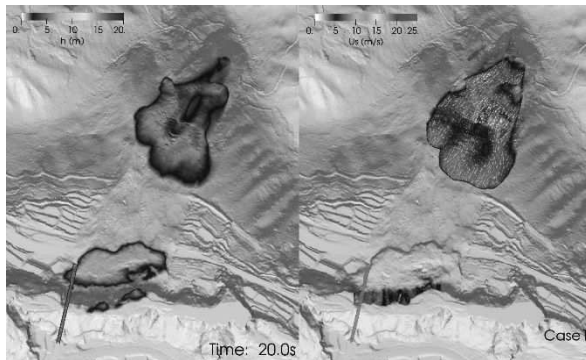
図-8にCase1とCase2の堆積深さ分布及び流速分布



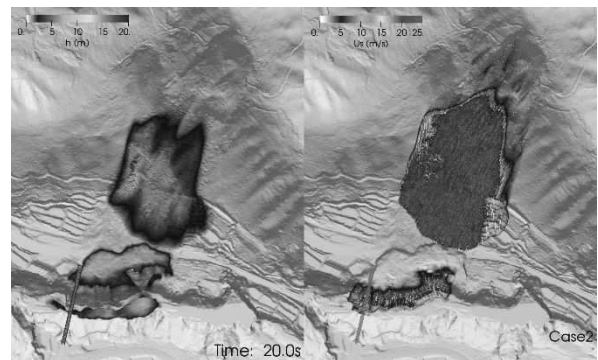
(a) Case1 (10秒時点)



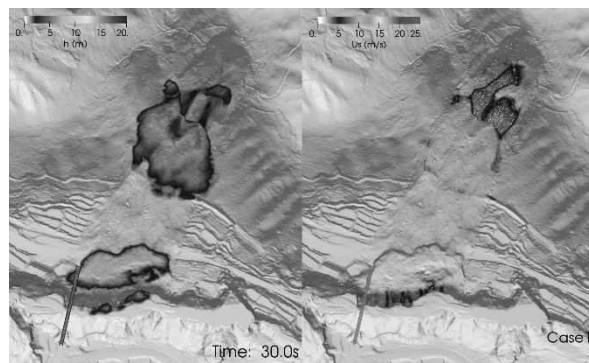
(b) Case2 (10秒時点)



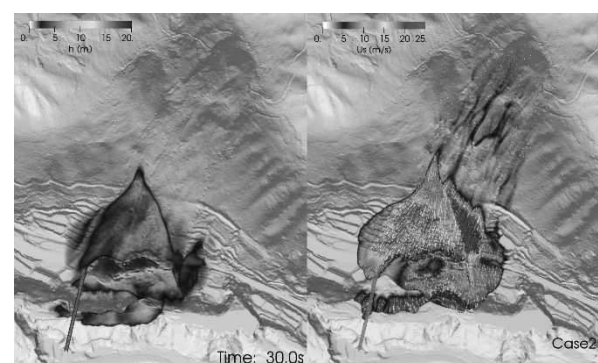
(c) Case1 (20秒時点)



(d) Case2 (20秒時点)



(e) Case1 (30秒時点)



(f) Case2 (30秒時点)

図-8 堆積深さと流速分布の比較 (左：堆積深さ分布, 右：流速分布)

の比較を示す。Case1では10秒から20秒にかけて一次崩壊によって流出した土砂が5 m/s～10 m/sの速度で下方に移動している様子がわかる。しかし、30秒時点ではその土砂の流速が0 m/sとなり、30秒以降もその場に留まり、二次崩壊まで到達しない結果となった。

一方、Case2では土砂の流速が20 m/s～25 m/s程度とCase1に比べて速く、30秒時点では二次崩壊領域まで到達していることがわかる。このように、動摩擦角の設定が解析結果に大きく寄与することが明らかになった。

(2) 代表地点における堆積深さと流速の比較

図-9に堆積深さと流速の時刻歴を抽出する代表点を示す。本稿では、斜面の頂部側にある地点Aと斜

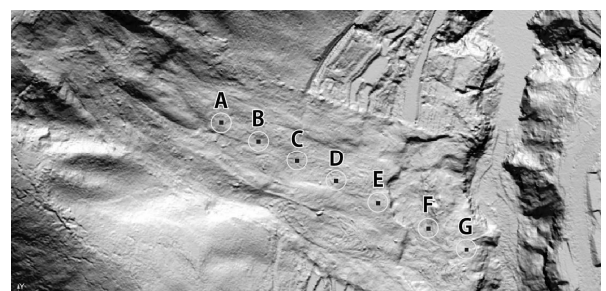


図-9 崩壊斜面と代表地点

面中腹の地点Dの時刻歴について結果を示す。

図-10にCase1及びCase2の地点A、地点Dにおける堆積深さ及び流速の比較を示す。地点AではCase1、Case2ともに10秒から15秒程度で一次崩壊の崩土が到達し、流速が一時的に大きくなっており、その最大速度はCase1が13 m/sであるのに対し、Case2では

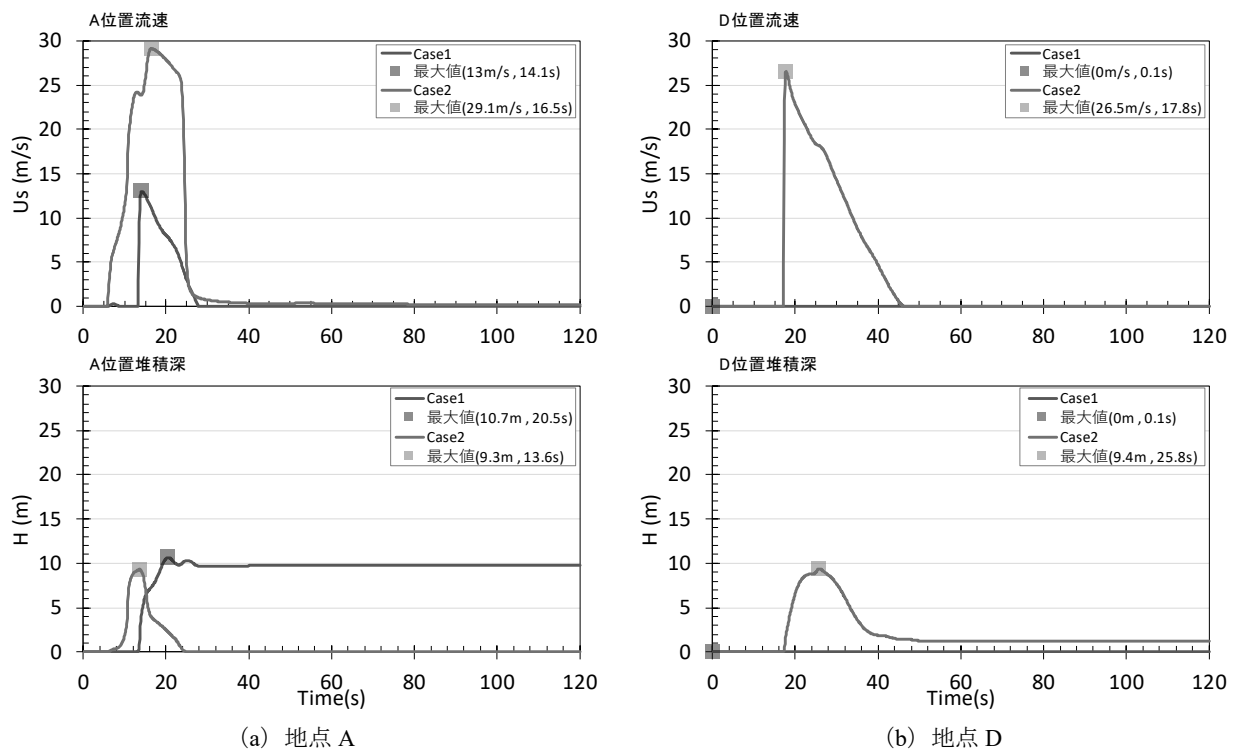


図-10 代表地点における堆積深さと流速の比較

29.1 m/sと2倍以上大きいことがわかる。また、Case2では10秒程度で堆積深さが10 m程度になったのちに堆積深さが0 mとなり、土砂が完全に下方に流れていったのに対し、Case1では堆積深さが10 m程度で一定となっている。これは、地点A付近で一次崩壊の土砂が滞留したためである。

地点Dにおいては、Case2では地点Aと同様に一次崩壊の崩土が到達したときに流速及び堆積深さが大きくなり、流出に伴って0となるのに対し、Case1では流速及び堆積深さが終始0となっている。この結果より、Case1では一次崩壊の崩土が地点Dまで到達していないことがわかる。

このように、崩土の流速及び堆積深さが得られれば、衝突力の算出が可能となるため、その衝突力を橋梁モデルに作用させることで、斜面災害が橋梁に与える影響を評価できると考えられる。

6. おわりに

本検討により得られた知見は以下のとおり。

- ・対象領域の地震前後の三次元地形モデルを作成し、その鉛直成分の差分を求めることで、崩壊が生じたと予想される領域を明らかにした。
- ・地震後の三次元地形モデルを用いた有限面積法による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明らかにした。

今後は、斜面崩壊が発生することが予想される箇所について本解析を適用し、その影響について評価したいと考えている。

参考文献

- 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。
- 2) 千田知弘，崔準祐，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），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。
- 4) 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）
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017。
- 6) 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。