

# 斜面崩壊による阿蘇大橋の損傷可能性について

幸左 賢二<sup>1</sup>・服部 匡洋<sup>2</sup>・本橋 英樹<sup>3</sup>・原田 隆典<sup>4</sup>  
佐々木 達生<sup>5</sup>・渡邊 学歩<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph. D 九州工業大学名誉教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail: kosakenji@yahoo.co.jp

<sup>1</sup>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)

E-mail: masahiro-hattori@hit.or.jp

<sup>3</sup>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)

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

<sup>4</sup>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)

E-mail: harada@eerc.co.jp

<sup>2</sup>正会員 工博 大日本コンサルタント (株) (〒541-0058 大阪府大阪市中央区南久宝寺町3-1-8)

E-mail: tatsuo@ne-con.co.jp

<sup>3</sup>正会員 工博 山口大学大学院創成科学研究科 (〒755-8611 宇部市常磐台2-16-1)

E-mail: gakuho.w@yamaguchi-u.ac.jp

阿蘇大橋の落橋原因については地震動, 斜面崩壊, 地盤変位などの様々な要因が考えられる. ここでは有力な原因の一つである, 阿蘇大橋付近で発生した一次崩壊土, 二次崩壊土が阿蘇大橋に及ぼす影響について評価した. LP およびドローン計測データを用いた地震前後の地形変化分析によると, 一次崩壊土および二次崩壊土により単位幅あたり  $510\text{m}^2$  (8m 幅では  $61200\text{kN}$ ) の土砂がアーチ付近の下流側に作用したと考えられる. またこれらの土砂の移動による衝突力により, 端柱が終局に至り, その結果アーチ橋梁全体が崩壊に至る可能性が指摘できる.

**Key Words:** earthquake, landslide, bridge, damage of bridge, LP data, numerical analysis

## 1. はじめに

表-1 橋梁の諸元<sup>1)</sup>

阿蘇大橋は, 熊本県南阿蘇村の黒川を跨ぐ国道 325 号に位置する橋梁である<sup>1)</sup>. 表-1 に橋梁諸元, 図-1 に損傷前の阿蘇大橋, 図-2 には耐震補強前の橋梁一般図を示す. 上部工は単純合成桁(18.02m), トラスト逆ランガー桁(132.260 m), 3 径間合成桁(3x 16.020 m)で, 全長は 205.960m である. 本橋は昭和 39 年道路橋示方書に基づき建設され, 平成 21 年の耐震補強により, 座屈拘束ブレースの追加, アーチアバットの補強, 橋脚の補強が実施された.

阿蘇大橋は 2016 年 4 月 16 日の本震後に落橋したが, 橋台は残されたものの, 斜面崩壊により黒川に堆積した土砂によりアーチ橋本体は埋もれている. このため橋梁の破壊状況が不明のため現在まで地震動, 地盤変状, 斜面崩壊による土砂流出のいずれが主原因で落橋に至ったか明確となっていない<sup>2)3)4)5)</sup>. さらに管理者らによる地盤変形, 構造物変位の詳細調査が報告されていないこともあり分析データ自体も不足している.

(1) 路線名	国道325号
(2) 設計荷重	TL-20
(3) 竣工年次	1971年1月
(4) 橋長	205.96m
(5) 支間割	18.02+132.26+3@18.02
(6) 幅員構成	8.0m
(7) 上部工形式	トラストランガー, 合成鉄桁
(8) 下部工形式	重力式アーチアバット, 逆T式橋台, 逆T式張出式橋脚



図-1 損傷前の阿蘇大橋<sup>1)</sup>

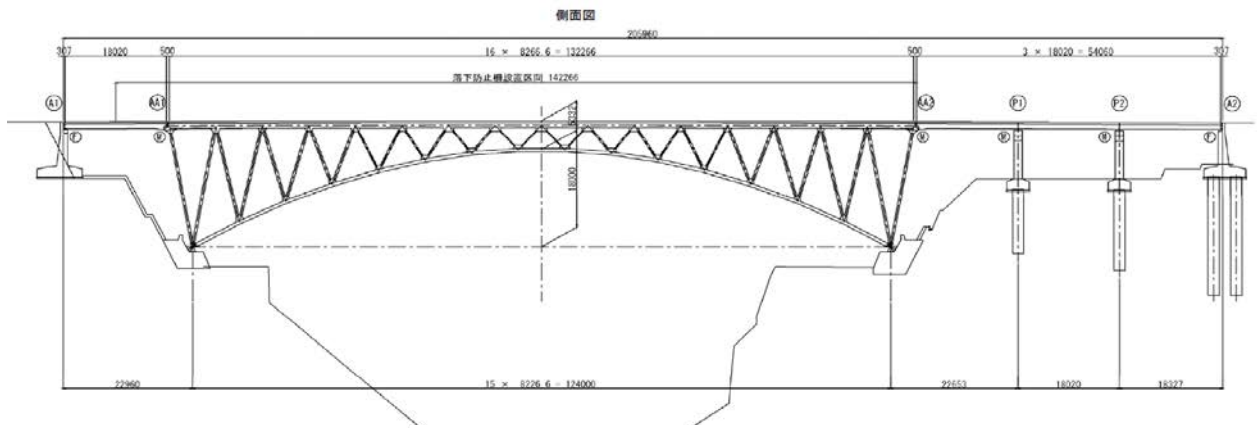


図-2 橋梁一般図<sup>1)</sup>

本研究の目的は、まず公表された各種資料を用いて、現状で明らかとなった斜面崩壊のメカニズムを明らかにする。ついで簡易モデルおよび数値解析により斜面崩壊がアーチ橋に与えた損傷メカニズムを明らかにすることである。

## 2. 斜面の崩壊状況

### (1) 崩壊地全体の概況

砂防学会においては調査団を組織し阿蘇大橋斜面の損傷状況について報告書を作成している<sup>2)</sup>。本稿においては報告書に基づき損傷状況を取りまとめる。

図-3 には地震後の航空レーザ計測データから作成した崩壊概況平面図を示す。図-4 には縦断面および堆積・浸食深縦断面を示す。

崩壊地は概ね、一次崩壊発生域(約 2.7 ha)、流下・堆積域(約 10.0ha) および JR・国道の横過部より下流側の二次崩壊発生域(約 2.9 ha) の 3 つに区分することができる(合計約 15.5ha)。さらにその下に黒川への河道流入部が存在する。一次崩壊発生源から黒川河道までの直線距離は約 800m で、それに対して直角方向に幅を取ると一次発生域の最大幅は約 170m、流下堆積域の最大幅(二次崩壊発生域も同じ)は約 280m である。

図-4 には地震前後の LP データを用いた縦断面図も併せて示す。発生域の縦断勾配は約 37 度、流下・堆積域は約 22 度、二次崩壊域は約 17 度である。対岸の土砂到達点からの見通し角は約 22 度である。最大崩壊深は一次崩壊で 20m 以上、二次崩壊で 10m 以上となっている。LP データの標高差分解析によって土砂量を算出した結果(表-2)、崩壊地全体の生産土砂量は約 54 万 m<sup>3</sup> 以上、堆積土砂量は約 5 万 m<sup>3</sup> 以上で、その差約 49 万 m<sup>3</sup> が黒川河道に流出したことになる。

### (2) 二次崩壊発生域の状況

二次崩壊は JR および国道の横過地点を頭部として発

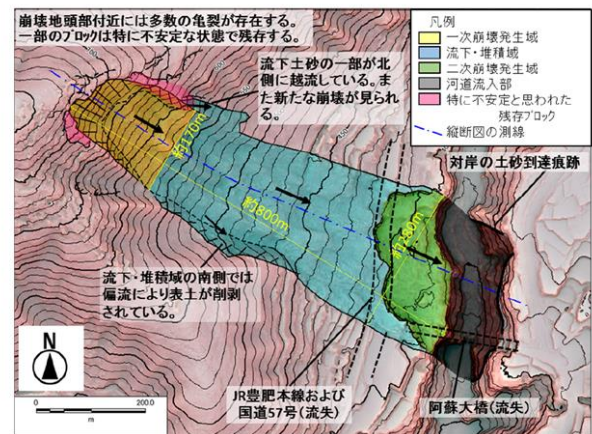


図-3 阿蘇大橋地区の崩壊地概況平面図<sup>2)</sup>

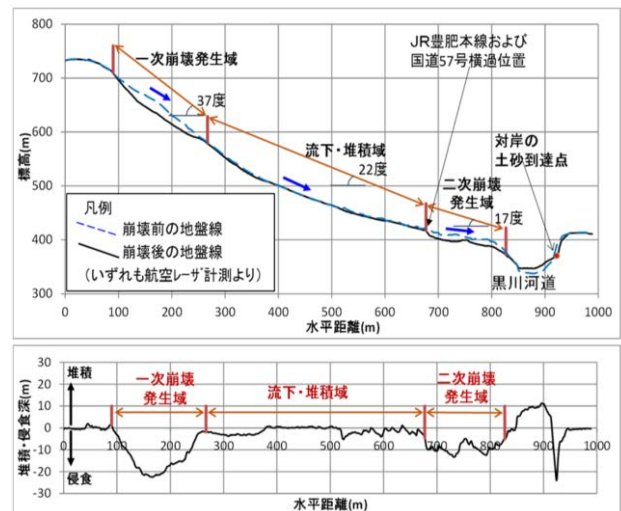


図-4 縦断面および堆積・浸食深縦断面<sup>2)</sup>

表-2 土砂量概算集計表(単位: 万 m<sup>3</sup>)<sup>2)</sup>

	当該領域内の		上流からの 流入土砂量	下流への 流出土砂量
	生産土砂量	堆積土砂量		
一次崩壊発生域	25	0	0	25
流下堆積域	10	5	25	30
二次崩壊発生域	19	0	30	49
合計	54	5	-	-

生したものである。図-3 に示すように馬蹄形の滑落崖を2つ繋げたような段差状の頭部と崩壊地内部に5程度程度の緩斜面を持つのが特徴的である。崩壊地内部には数段の段差があり1段あたりの比高は5~10m程度である。段差には地山の堆積構造が乱れることなく保存されているのと、その上位に一次崩壊から流化した土砂が1~2m程度の厚さで堆積しているのを確認できた(図-5)。ただし後述するボーリングデータによると一次崩壊による堆積層は5mと推定されている。

地山の堆積構造は二次崩壊頭部の段差では数十cmの大礫を含む崖錐堆積物とロームの互層、それより下方の段差ではローム・シルトを中心に時折1cm以下の細礫を含む互層であり、両者が明らかに異なるものであった。

崩壊発生域末端の黒川河道側岸には堅固な溶岩が露出しており、崩壊前後のLPデータを比較すると黒川河岸方向への押し出しは見られなかった。二次崩壊発生域には一次崩壊からの流下物が堆積していた。これらは安山岩溶岩からなる角礫、凝灰角礫岩からなる亜角礫~亜円礫、および表土であった。まれに直径2m程度の大礫も見られたが大部分は数十cm程度以下であった。

### (3) 河道流入部の状況

現地調査時に対岸斜面の状況を確認したところ、河岸崩壊とは別に、斜面下部の樹木が流出あるいは倒伏しており、その上端付近の樹木が土埃を被った痕跡が見られた。よって植生流失部の上端(植生残存部の下端)の高さまでは崩壊土砂が到達したと考えられ、黒川河床からの比高は30~60m程度となる(図-6)。特に阿蘇大橋に着目すると左岸側のアーチアバット付近まで土砂が到達したと考えられる。

また図-7にはA2橋台付近の地震後の地形を示すが、橋台付近も二次崩壊により地盤が大きく10~15m程度切り削りとられていることが分かる。

## 3. 二次崩壊発生機構の考察

以上の調査結果に基づいて崩壊の発生機構等について砂防学会が二次崩壊について考察した結果を以下に記す。

二次崩壊発生域の崩壊前後のLPデータを比較すると、二次崩壊発生域末端にあたる黒川河岸の地形は変化していない。また現地露頭観察によれば地表付近の土層構造はローム~礫質土砂の互層からなっているが、その層理の連続性を対比した結果、頭部の段差は滑落崖ではないと判断された。層理面は河道下流方向に5程度程度の勾配を持つ流れ盤となっており、この勾配は崩壊地内部の緩斜面の勾配とほぼ一致していた。礫層とローム層の境界の一部では水のしみ出しが見られた。

以上から二次崩壊の発生メカニズムとしては次の2通



図-5 二次崩壊地内部の緩斜面と層理(遠望撮影)<sup>2)</sup>



図-6 対岸の黒川河岸の植生状況(2016年5月14日)<sup>3)</sup>



図-7 対岸からのA2橋台状況(2016年5月20日)<sup>3)</sup>

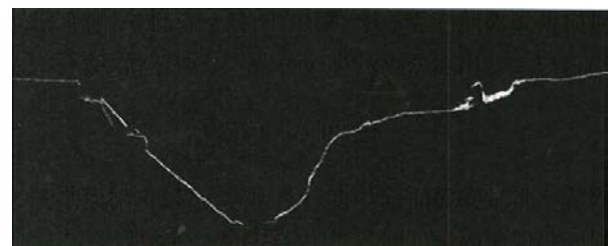


図-8 震後の阿蘇大橋地形断面図<sup>4)</sup>



図-9 地震前後の阿蘇大橋地形断面図

りが考えられる。

- 1)斜面上部からの崩土の流下に伴って地表が強いせん断力を受け、強度や含水条件の異なる土層境界をすべり面として黒川河道方向にブロック状にせん断された。
- 2)斜面上部からの崩土の流下に伴って緩勾配となっている河岸付近では表層の比較的柔らかい土層が削り取られながら黒川に流れ込んだ。なおこの現象の発生には地震動の影響も加わっている可能性がある。

#### 4. 地形断面図による橋梁への影響検討

##### (1) ドローンによる計測結果

参考文献 9)にもとづき阿蘇大橋の橋梁位置における断面形状の変化について検討する。斜面の安全管理のためドローンにより斜面形状が計測されている。図-8 には地震後ドローンにより計測された点群データを橋梁平面位置の2mの断面幅で表現したものを示す。

図-9 には図-8 の地震後の地形データに地震前の地形データを重ね合わせたものを示す。地震前の地形データは竣工図の地形データをトレースした。図-9 に示すように左岸側は地形がほとんど変化していないことが分かる。また左岸側に見える斜め方向の線は落橋した桁を示す。これに対して右岸側は地形が大きく変化していることが分かる。橋台付近は地震前地形が○印に示すように5m程度削り取られている。一方アーチアバット付近では一部土砂が堆積していることが分かる。

##### (2) アーチアバット地形状況

図-10は対岸から撮影されたA2橋台付近の地形状況を拡大したものである。A2橋台の東側（図では右側）では地形が削り取られ基礎部分が露出していることが分かる。これに対して橋台上には2mの土砂が堆積しており、一次崩壊土が堆積していると考えられる。橋台前面土は削り取られており、図-9の断面図に対応している。また橋台西側前面も削り取られており、橋台前面の広い範囲が削り取られている。図-10の○印付近の前面部には、すなわち後述の元のアーチアバット付近には、参考文献で運上 7)によって指摘されているアーチアバットらしい構造物が確認できる。

図-11には2021年12月現在のアーチアバット状況を示す。壁A,Bは確認できるものの、アーチアバット自身は後述の図-16に示すように土砂に埋もれている可能性が高い。また図-12には橋台、アーチアバット付近の平面図を示すが、橋台、壁A,壁Bの位置が確認でき、アーチアバットが埋もれていることが分かる。

#### 5. 委員会資料に基づく橋梁への影響検討



図-10 橋台付近の地形状況 (2016年5月20日)



図-11 壁Bの状況(2021年12月)

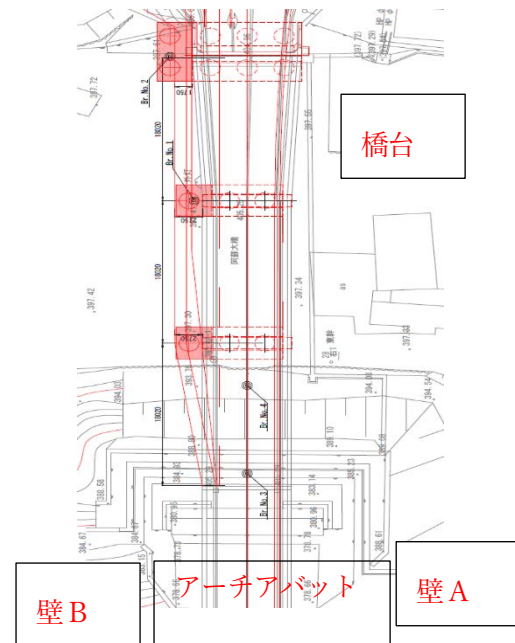


図-12 橋台付近の平面図

(1) 委員会資料の分析

阿蘇大橋斜面検討委員会は斜面の復旧対策検討を目的として設置され、合計 10 回におよぶ委員会が開催されている<sup>8)</sup>。委員会では地形計測、地盤調査などから斜面崩壊のメカニズムや復旧方法について活発な検討が実施されている。一方、橋梁については検討対象外のようにそれに関する資料は一切公表されていない。

そこで、地質データを基に著者らは独自に橋梁の崩壊メカニズムの検討を加える。図-13 には阿蘇大橋付近の破壊範囲を示す。ここでは委員会報告書に阿蘇大橋橋台位置をプロットしている。一次崩壊範囲を青い実線で示し、二次崩壊範囲を緑色破線で示す。JR 豊肥線上面付近から二次崩壊が生じており体積的には幅 200 m x 長さ 50 m x 深さ 15m 程度（報告書では 19 万 m<sup>3</sup>）である。

また、二次崩壊の深さ、地質状況を調査するために断面 A、B を対象に地質ボーリングが実施されている。橋台は一次崩壊の西側端部付近に位置する。また二次崩壊線は橋台を横切っており、橋台下流では広い範囲で二次崩壊が発生していることが分かる。

(2) 土の物性

図-14 には地質ボーリングから得られた B 断面図を示す。ここでは橋梁断面を近傍の 30m 離れた B 断面で評価する。図に示すように二次崩壊地形は崩壊前地形より約 15m 崩壊し、その上に熊本地震後堆積物（一次崩壊堆積物）が 5.0m 堆積している。熊本地震後堆積物は西側が東側（大分側）より厚く、植物片や 50cm 程度の玉石の混入が大分側より多く確認された。

図-15 には国道 57 号位置の地質ボーリングによる地質縦断面図を示す。縦断方向でも同様の以下の傾向が得られている。

- ・崩壊前地形より約 14~15m 程度道路が崩壊している。
- ・崩壊範囲全体(約 200m)に、熊本地震堆積物が 4.0~5.0m 程度堆積している。

表-3 には土質試験より得られた地盤定数推定値を示す。削り取られたと推定される二次崩壊土(旧崖錐堆積物①と旧崖錐堆積物②)はいずれも玉石混じりシルトの層であり、物性値的差異は小さい。

熊本地震後堆積物（一次崩壊層）の特徴としては以下のように説明されている。

“全体に φ100~300mm 程度の硬質な安山岩質玉石を混入、局所的に数 m 程度の巨礫も確認、基質は φ10~30mm 程度の角礫を混入する火山灰質シルト~砂質シルトを主体とする”

またその下層の崖錐堆積層（二次崩壊層の下層）は以下のように説明されている。

“全体的に風化を受け岩片状~短柱状コアを主体、所々で棒状コアとして採取”となっており物性値的にやや異

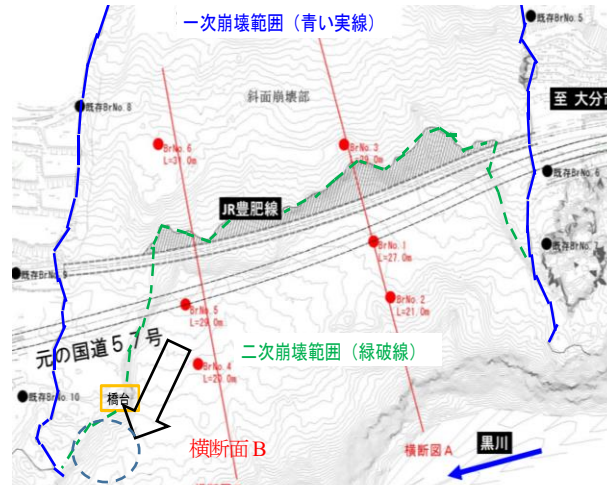


図-13 阿蘇大橋付近の崩壊範囲<sup>9)</sup>

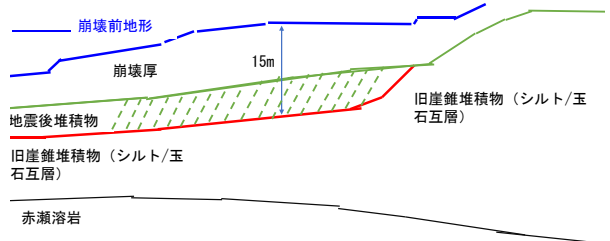


図-14 地質ボーリングによる B 横断面図<sup>9)</sup>

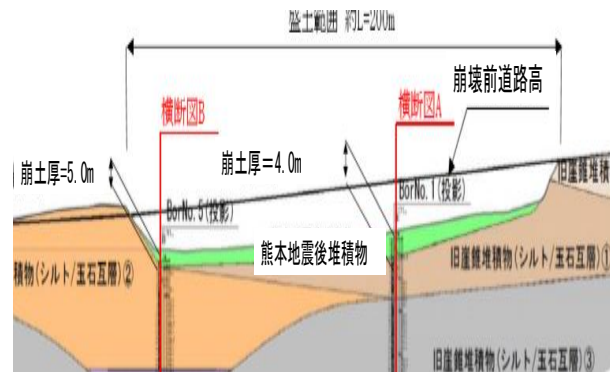


図-15 地質ボーリングによる地質縦断面図<sup>9)</sup>

表-3 地盤定数推定値<sup>9)</sup>

凡 例			
地層名	定数	土質・地質	記事
熊本地震後堆積物	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ $C = 15 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 20^\circ$	玉石混じり砂礫	$\phi 100 \sim 500 \text{ mm}$ 程度の硬質な安山岩質玉石を混入する砂礫。時おり、崩壊時に取り込んだ植物片を混入。
旧崖錐堆積物(シルト主体)	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ $C = 25 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 20^\circ$	シルト主体	時おり $\phi 10 \text{ mm}$ 程度の礫を混入する火山灰質シルト~砂質シルトを主体。
旧崖錐堆積物①(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ $C = 25 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 30^\circ$	玉石混じりシルト	全体に $\phi 100 \sim 300 \text{ mm}$ 程度の硬質な安山岩質玉石を混入、局所的に数m程度の巨礫も確認。基質は、 $\phi 10 \sim 30 \text{ mm}$ 程度の角礫を混入する火山灰質シルト~砂質シルトを主体。
旧崖錐堆積物②(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ $C = 40 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 20^\circ$	玉石混じりシルト	
旧崖錐堆積物③(玉石/シルト互層)	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ $C = 33 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 16^\circ$	玉石混じりシルト	全体的に風化を受け岩片状~短柱状コアを主体、所々で棒状コアとして採取。
赤瀬溶岩	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ $C = 1500 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 30^\circ$	塊状自破砕状	玄武岩質なブロック状溶岩。上部には自破砕部を伴う場合がある。塊状部でも亀裂が多く発達。

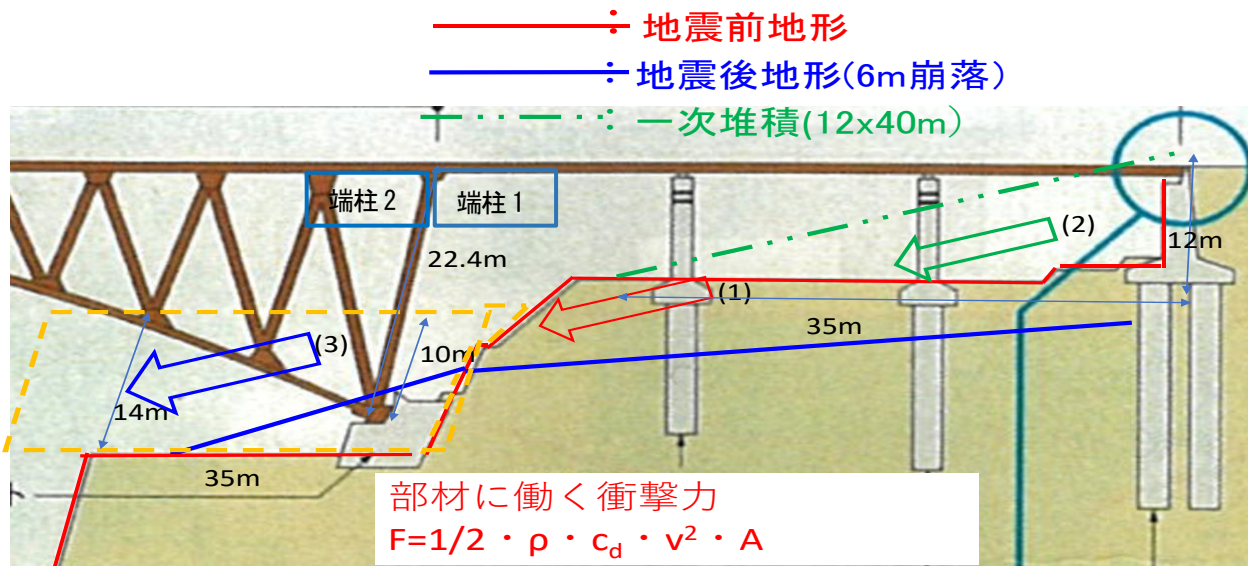


図-16 崩壊状況模式図<sup>9)</sup>

なる。

### (3) 橋梁への影響

以上の結果から、橋梁付近でも一次崩壊および二次崩壊が発生した可能性が高い。ここでは橋梁付近で発生した一次崩壊、二次崩壊状況を推定する。

図-16 は参考資料を基に一次崩壊土（緑線矢印）が、二次崩壊土（赤線矢印）の上に堆積することによって、斜面崩壊が発生し青線矢印のように移動した模式図を示す<sup>9)</sup>。また図-13 には一次崩壊・二次崩壊範囲を示すが○印で示すように橋台前面に二次崩壊が発生していることが分かる。

単位幅あたりで考えると少なくとも一次堆積土砂面積は高さ 12m（橋台高さ 10m+ 背面土高 2m=12m）、長さ 35 m（対岸の土砂到達点からの見通し角度 22°より角度 20°程度で堆積する）と仮定できる。この土砂は、一次崩壊土として上載土あるいは図-13 の矢印に示すように側面方向から流入したと考えられる。この一次崩壊土が二次崩壊土上に堆積し、下流側に移動する。すなわち  $210\text{m}^2(35\text{m} \times 12\text{m}/2) + 300\text{m}^2(50\text{m} \times 6\text{m}) = 510\text{m}^2$  が単位幅あたり作用することになる。幅員(8 m)と単位重量 15 kN/m<sup>3</sup> を掛けると重量は 61200 kN となる。

このような巨大な体積（重量）がアーチリブ部に作用することになる。一次崩壊土と二次崩壊土が移動し端柱 1, 2 に同量の土砂が作用すると仮定すると、高さ 14m（端柱高 10m）x 長さ 35m の土砂が作用したと考えられる。

なお、橋台付近の一次崩壊土量、二次崩壊土量については、現地において詳細なボーリングによって確認する必要がある。

## 6. 流速の検討

### (1) 土石流式による検討

構造物への作用力を後述する流速、衝突面積の関数とした簡易式により推定する。後述する詳細な数値解析も実施中であるが、ここではまず現地条件より流速を推定する。水山、上原らは土石流の流速はマンギンの等流式で表すことができるとして式(1)を提案している<sup>9)</sup>。

$$U_d = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2} \quad (1)$$

ここで、

$U_d$ : 先端流速(m/s),  $R$ : 土石流の径深 (m)

(一般に  $R=H_d$ (土石流の水深で現地計測より 6m))

$\theta$ : 渓床勾配(流速計算地点上流 100m の平均で 20°)

$n$ : 粗度係数(一般に自然河道のフロント部で 0.10)

式(1)に数値を代入すると  $U_d=10.7\text{m/s}$  となる。

上記の値は勾配が  $\sin 20^\circ$  と比較的大きいのと現地で計測された流出厚を水深と想定すると 6 m と大きいため 10.7 m/s と比較的大きな値となる。一方現地では流出断面が谷地形ではなく、また流出水量が比較的小さいことから、土石流式の適用にはやや疑問もある。

### (2) 岩屑なだれに対する検討

鶴飼らは溪流源頭部の山腹斜面が地震により崩壊して大量の岩石と土砂の混合物が溪流を急速に流下し下流に甚大な被害を生じた彭州市謝家店の岩屑なだれに着目した分析を実施している<sup>10)</sup>。ここで岩屑なだれは“比高の高い急勾配の岩盤斜面が崩壊して岩屑になり、途中にある土砂や岩石を巻き込みながら高速で流下して長い到達距離を示す現象”と定義され、彭州市龍門山鎮謝家店地区では断層のある斜面が発生源となり岩屑なだれが発生し約 100 名が死亡している。住民の目撃情報では斜面頭部

の岩体が周辺の土塊を巻き込み約1km下の川まで爆風を伴い約20秒で流下したと言われている。

図-17 に移動中の岩石の重心に働く力を示すが、鵜飼によると斜面下面部の岩層なだれの斜面下面部流速は式(2)で簡易的に示されており、実験結果と良い対応を示している。そこで本式を適用して流速を求める。

$$v = (2g \cdot (\sin\theta - \mu \cdot \cos\theta) \cdot L)^{1/2} \quad (2)$$

v : 斜面下面部流速(m/s)

$\theta$ : 平均斜面角度で  $25^\circ$ , L: 移動距離(高低差 300m とすると  $300/\sin 25^\circ = 709\text{m}$ )

$\mu$ : 底面の摩擦係数

岩石の材料試験によると  $\phi = 20 \sim 25^\circ$  であり  $\tan 25^\circ$  で移動しなくなることから  $\tan 20^\circ \sim 24^\circ$  の範囲と仮定し、式(2)に代入すると流速は以下ようになる。

$$v = 35.9\text{m/s} (\mu = \tan 20^\circ)$$

$$v = 32.3\text{m/s} (\mu = \tan 21^\circ)$$

$$v = 28.1\text{m/s} (\mu = \tan 22^\circ)$$

$$v = 23.0\text{m/s} (\mu = \tan 23^\circ)$$

$$v = 16.3\text{m/s} (\mu = \tan 24^\circ)$$

以上のように平均斜面角度と底面の摩擦係数の関係により流速は大きく変化する。また高低差が 300m と大きいと移動距離 L が 709m と大きくなり、斜面をすべり始めると流速は加速されいづれも流速は 10m/s 以上と大きくなっている。

図-18 は L と v,  $\mu$  の関係を示す。  $\tan 20^\circ$  では L=709m で  $v=35.9\text{m/s}$ , 移動距離が 50% の L=355m では  $v=25.4\text{m/s}$  となる。これに対して  $\tan 20^\circ$ ,  $\tan 22^\circ$ ,  $\tan 24^\circ$  を比較すると、L=355m,  $\tan 20^\circ$  で  $v=25.4\text{m/s}$ ,  $\tan 22^\circ$  で  $v=19.8\text{m/s}$ ,  $\tan 24^\circ$  で  $v=11.5\text{m/s}$  となる。

以上のように底面の摩擦係数および移動距離によって斜面下面部流速が大きく変わることが分かる。また前述の図-6 に示すように崩壊土の到達点が砂防報告書より左岸側岸より 30m の高さであったことから高低差 360m, 水平距離 850m となり等価摩擦係数は  $\tan 22^\circ$  となり、流速は  $19.8\text{m/s}$ (L=355m)  $\sim$   $28.1\text{m/s}$ (L=709m) となる。

## 7. アーチ橋に対する検討

### (1) 端柱1の破壊荷重の推定

図-19 に示すように端柱1の 22.4m の高さ 10m の位置まで土砂が作用したと仮定する。簡便のため集中荷重(P) が端柱5m位置に作用すると仮定した曲げモーメント(M) は式(3)のとおりとなる。

$$M = 5.0 \cdot Y \cdot (22.4 - 5.0) / 22.4 \quad (3)$$

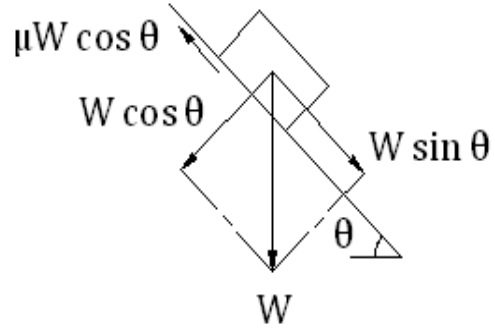


図-17 移動中の土砂の重心に作用する力

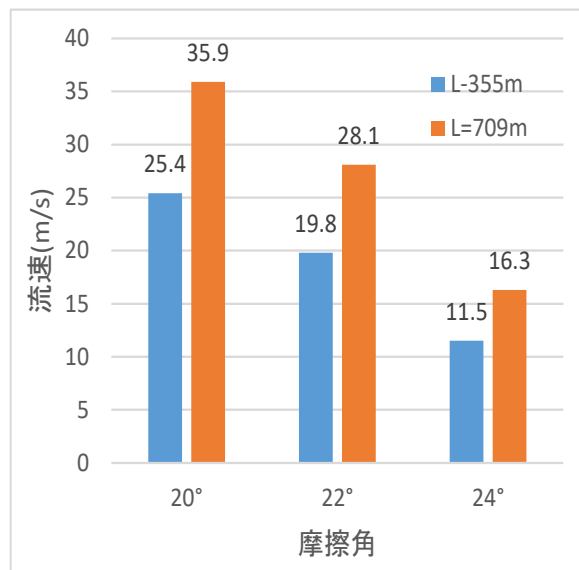


図-18 摩擦角,到達距離,流速の関係

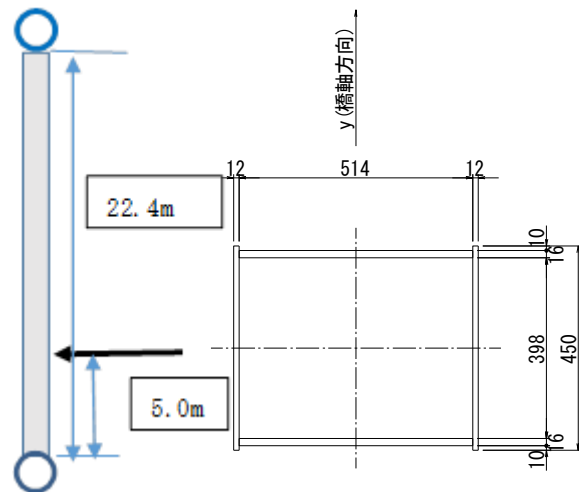


図-19 端柱1の断面と作用力図

ここで M: 発生曲げモーメント Y: 作用荷重

$\sigma = M/Z(=0.00412)$  で表されるため、断面が降伏点 (235N/mm<sup>2</sup>) を越えることで端柱が破壊すると仮定すると  $235=3.884 \cdot Y \cdot 1000 / (0.00412 \cdot 1000000000)$  から Y を求めると 250kN となる。

なお全塑性までは (形状係数 1.5) であることから算出結果の 1.5 倍で断面が全塑性状態となる。そのため全塑性の荷重は約 375kN である。

### (2) 端柱 2 の破壊荷重の推定

同様の手法で端柱 2 の降伏荷重を求めると 435kN、全塑性荷重は 653kN となる。

### (3) 作用力の検討

京大防災研の報告を基に検討する<sup>11)</sup>。諏訪らは Richardson の衝撃力の理論を土石流に適用し式(4)を提案しており、ここでは本式を適用する。

$$F=1/2 \cdot \rho \cdot C_d \cdot V^2 \cdot A \quad (4)$$

ここで F: 作用力, A: 端柱への衝突面積(0.45mx10m),  $\rho$ : 密度(1800kg/m<sup>3</sup>),  $C_d$ : 抗力係数(1.5)

6章の検討結果を基に  $V=10\text{m/s}$  と仮定すると  $F=607.5\text{kN}$  となる。

端柱 1 の耐力と比較すると終局状態を大幅に上回っており、端柱は終局状態に至ることが考えられる。

また端柱 2 と比較すると作用荷重は終局耐力とほぼ同程度であり、終局近傍に至ると考えられる。

以上のように  $V=10\text{m/s}$  を超え、端柱に 10m 近い高さまで土砂が作用するときには破壊に至る可能性が高い。

アーチ橋は不静定次数が高く、全体系としての評価は非常に複雑である。しかしながら右岸側の左右および前後の端柱が破壊に至ることから、構造物全体系としても破壊に至る可能性が高いと考えられる。

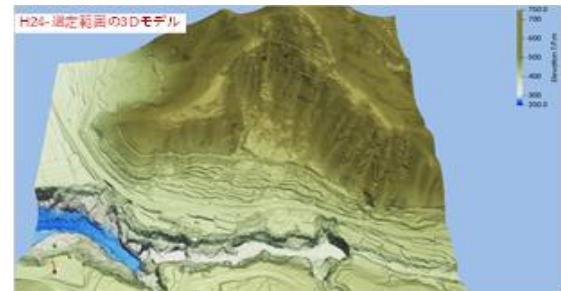
## 8. S-Hモデルによる数値解析概要

### (1) 解析対象

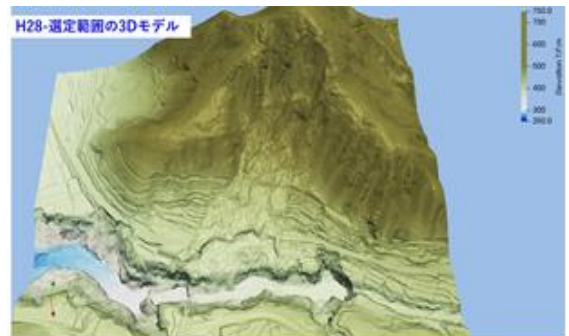
構築した三次元地形モデル (1 km 四方) を用いて、格子法ベースの Savege-Hutter 粒子流動モデル (以下 S-H モデルと呼ぶ) を用いた数値解析を行う。なお、本検討では対象橋梁を解析上モデル化し斜面崩壊と一体的に解析することも検討したが、計算が大規模となることなどを鑑み、対斜面崩壊のみ評価する解析とし、解析結果に橋梁モデル図を重ね合わせることで、斜面崩壊の影響範囲を明らかにした。



図-20 検討対象範囲

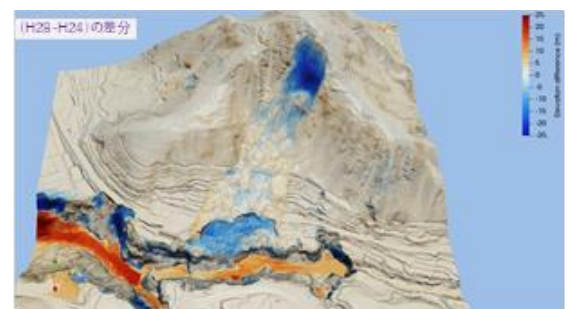


(a) 地震前

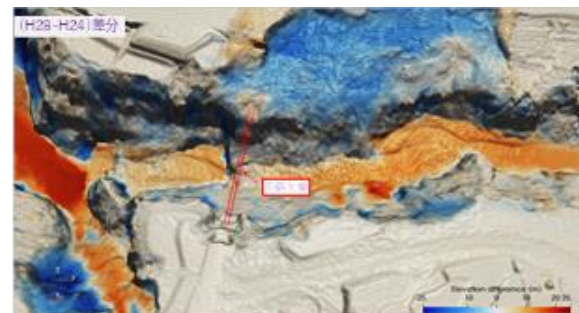


(b) 地震後

図-21 地震前後の三次元地形モデルの比較



(a) 全体図



(b) 拡大図 (二次崩壊周辺)

図-22 地震前後の鉛直成分の差分

## (2) 対象範囲及び三次元地形モデル

図-20に本検討での対象範囲を、図-21に地震前後の三次元地形モデルを示す。本検討では、阿蘇大橋周辺の1km四方の範囲を対象とし、文献12)を参考に三次元地形モデルを構築した。

## (3) 地震前後の地形の比較

図-22には地震前後の鉛直方向成分(図-21(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) 本検討での解析手法の選定

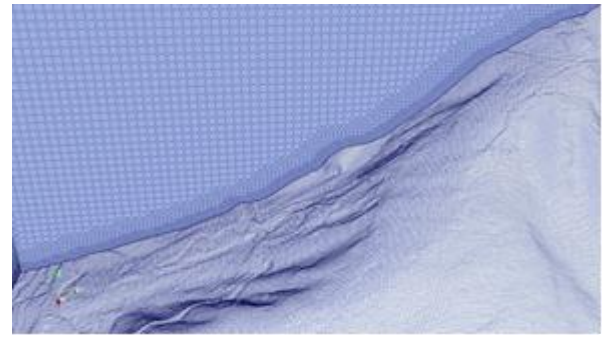
粒子法は、複雑な流れの挙動を再現できる反面、解析精度を良くするには、微細粒子の配置が必要となり、計算要素数が膨大となり、計算負荷が非常に大きくなる。一方、格子法ベースのSavege-Hutter粒子流動モデルは、鉛直方向の格子積分が減り計算時間が劇的に低減されたモデルである。また、このモデルはモール・クーロン理論が導入され、内部散逸応力および底面抵抗力を鉛直応力に比例する摩擦力(クーロン摩擦則)で評価するため、凹凸した複雑な地形上で、土砂の崩壊、雪崩、地滑りなどを土圧論に基づく数値シミュレーションが可能になっている。

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。

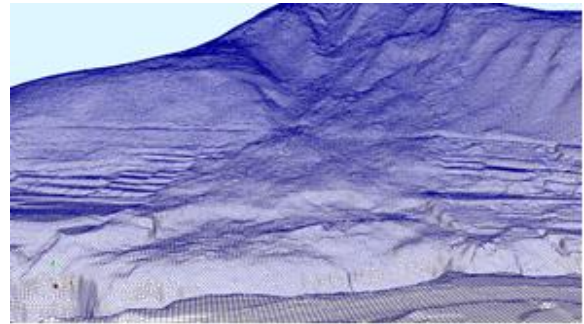
## (5) 解析モデル

図-23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-23(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り、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。

## (6) 解析条件



(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-23 解析モデル

表-4 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-5 土の物性値

土質の物性	参考値
密度 $kg/m^3$	1800
粒径m	0.01
動摩擦角 $^{\circ}$	16, 30
重力加速度 $m/s^2$	9.81

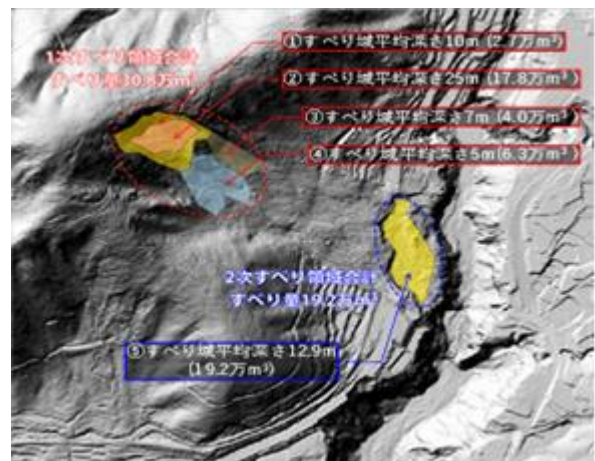
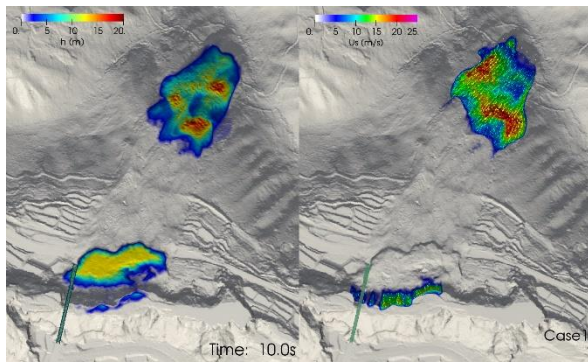
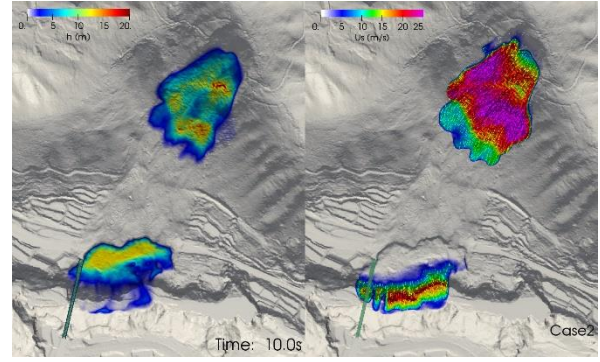


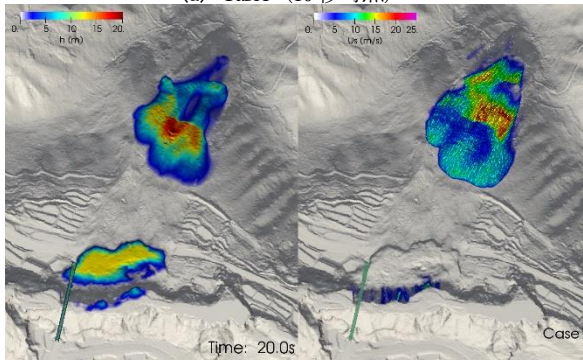
図-24 仮定した平均すべり深さ



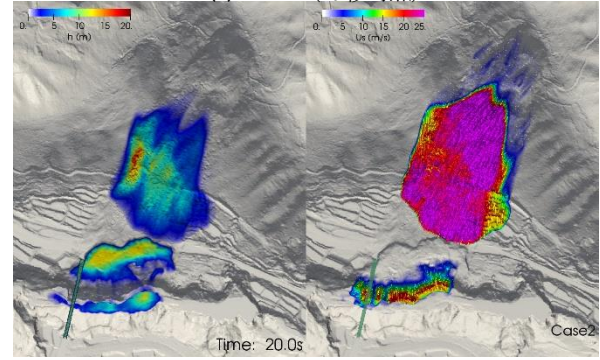
(a) Case1 (10秒時点)



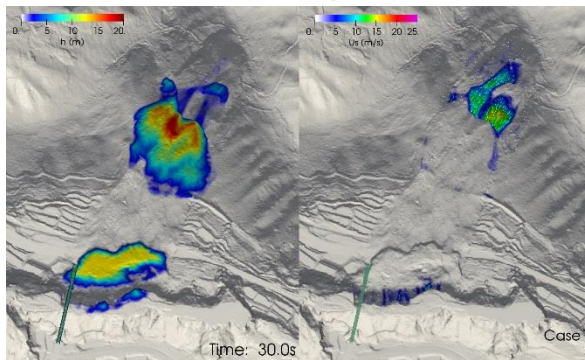
(b) Case2 (10秒時点)



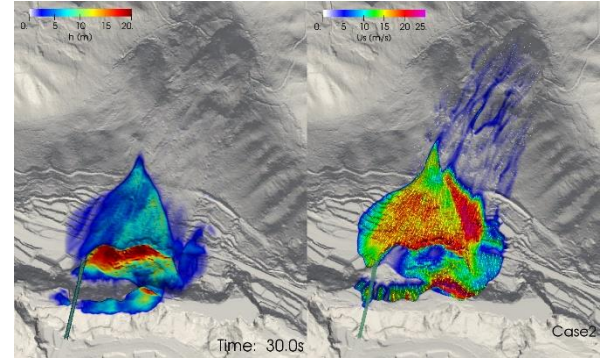
(c) Case1 (20秒時点)



(d) Case2 (20秒時点)



(e) Case1 (30秒時点)



(f) Case2 (30秒時点)

図-25 堆積深さと流速分布の比較 (左：堆積深さ分布，右：流速分布)

表-4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-5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-5のとおり土の物性値を設定した。

図-24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3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-22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、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。

## (7) 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。

## 9. 解析結果

### (1) 堆積深さと流速分布の比較

図-25にCase1とCase2の堆積深さ分布及び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

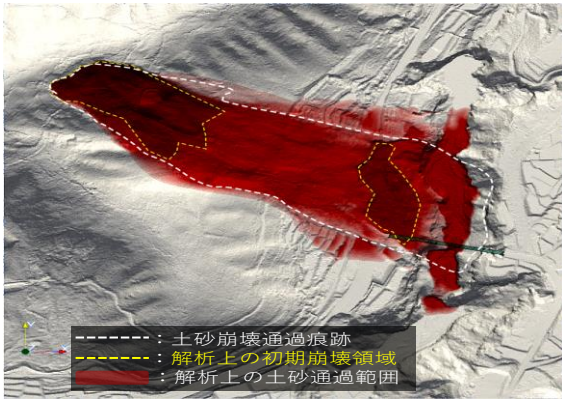


図-26 数値解析上の通過範囲

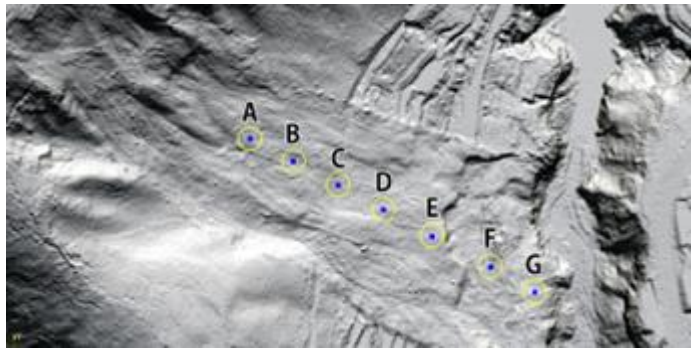
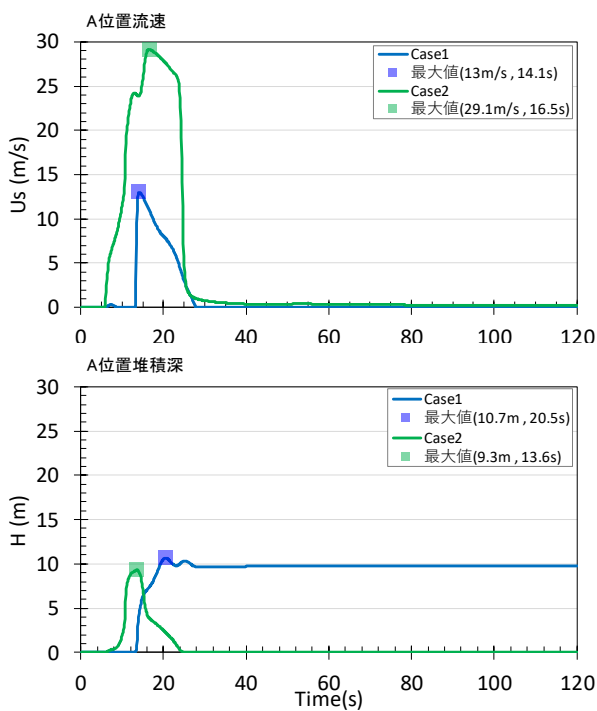
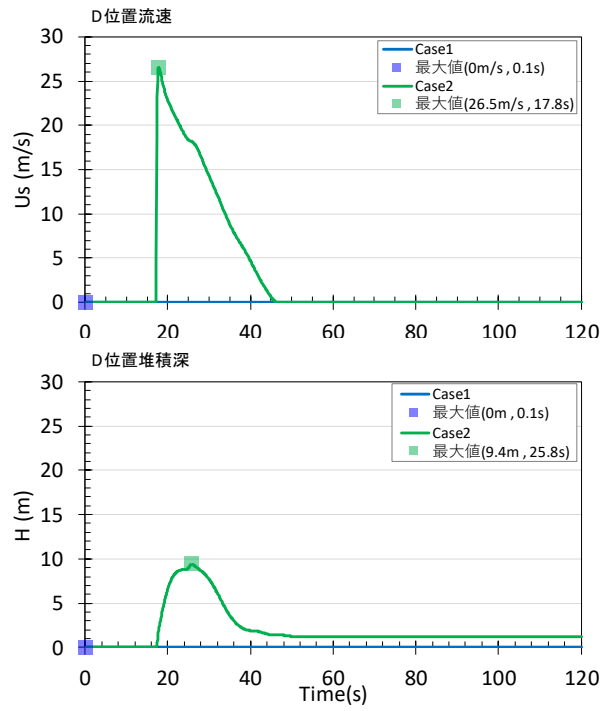


図-27 崩壊斜面と代表地点



(a) 地点A



(b) 地点D

図-28 代表地点における堆積深さと流速の比較

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。

図-26にはシミュレーションから算出した粒子の通過範囲を示す。図-26の白い実線と粒子の通過領域を比較すると、崩壊幅、到達距離が実崩壊と比較的一致しており、崩壊挙動を再現できていることが分かる。

## (2) 代表地点における堆積深さと流速の比較

図-27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と斜面中腹

の地点Dの時刻歴について結果を示す。

図-28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。これに対して地点DのCase2では一次崩壊土が9.4mの高さに達しており、土砂が橋梁付近に達している。

以上をまとめるとCase2では崩壊幅、到達距離が実崩壊と比較的一致している。また等価摩擦係数より簡易解析より得られ流速(19.8~28.1m/s,  $\tan 22^\circ$ )に対応した高速の流速(26.5m/s)となっている。一方E, F地点では二次崩壊は発生するものの、現地では認められた大規模な移動現象とはなっていない。今後は二次崩壊土の物性値などをより詳細に評価する必要がある。

## 10. まとめ

本稿では発生した一次崩壊、二次崩壊が阿蘇大橋に及ぼす影響について分析し明らかとなった結果を以下にまとめる。

- 1) ドローン画像を用いた地震後の阿蘇大橋の地形断面計測によると、左岸側は変化せず、右岸側は地形が大きく変化している。またA2橋台前面では5m程度削り取られている。一方アーチアバット付近では一部土砂が堆積している。
- 2) A2橋台の東側では土砂が削り取られて基礎部分が露出している。これに対して橋台上には2mの土砂が堆積しており、一次崩壊土が堆積していると考えられる。また橋台西側前面も削り取られており、橋台前面の広い範囲が削り取られている。これは一次崩壊、二次崩壊がA2橋台周辺で発生したことを示している。
- 3) 地震前後の地形変形から二次崩壊土上に一次崩壊土が堆積し、少なくとも単位幅あたり $510\text{m}^2$ (8m幅では61200kN)の土砂がアーチリブ付近の下流側に作用したと考えられる。
- 4) 一次崩壊土と二次崩壊土の移動により、端柱1, 2に10m程度の高さで、流速10m/sの土砂が衝突すると、端柱は終局状態に至り、アーチ橋梁が崩壊に至る可能性を指摘できる。

5) S-Hモデルを用いて数値解析を実施した。その結果、動的摩擦係数を $16^\circ$ とした数値解析結果は実破壊領域の崩壊幅、到達距離と比較的一致した結果が得られた。

## 参考文献

- 1) いであ：国道325号地域活力基盤創造交付金（橋梁補修）委託他合併第1編設計報告書，平成22年
- 2) (公社)砂防学会：平成28年熊本地震に係る土砂災害緊急調査団：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，2016。
- 3) 日本BP社：日経コンストラクション，2018年5月28日，2018。
- 4) 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。
- 5) 国土地理院三角点測量結果：<http://www.gsi.go.jp/com-mon/000144396.pdf>（2021年6月1日閲覧）
- 6) 正木光一，平松晋一，徳田浩一郎，渡辺豊：3次元測量技術を用いた被害把握—阿蘇大橋を例として—，コンクリート工学，Vol.57, No.9, pp.743-745, 2019
- 7) 運上茂樹：耐震設計の基本，建設図書，pp.181-185, 2021。
- 8) 九州地方整備局：阿蘇大橋地区復旧技術検討会資料（第1回~10回），平成28年~令和2年，[http://www.qsr.mlit.go.jp/bou-sai\\_joho/teforce/sabo/index.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/bou-sai_joho/teforce/sabo/index.html)（2021年6月1日閲覧）
- 9) 水山高久，上原信司：土石流の水深と流速の観測結果の検討，新砂防，Vol.37, No.4, pp.23-26, 1984。
- 10) 鶴飼恵三，楊情情，蔡飛，山田正雄，黄潤秋，許強：岩屑ながれのメカニズムに関する基礎的研究，地すべり工学会誌，Vol.48, No.1, pp.12-22, 2011。
- 11) 諏訪浩，奥田節夫：土石流先端における巨礫の運動および先端形状について，京大防災研年報16B, pp.425-432, 1973。
- 12) Savage, S. B. and Hutter, K. (1989): The motion of a finite mass of granular material down a rough incline, J. Fluid Mech., Vol. 199, pp.177-215。

## DAMAGE POSSIBILITY OF ASO OHASHI BRIDGE DUE TO SLOPE FAILURE

Kenji KOSA, Tadayuki HATTORI, Hideki MOTOHASHI, Takanori HARADA,  
Tatuo SASAKI and Gakuho WATANABE

There are various possible causes of the Aso Bridge failure, such as earthquake ground motion, slope failure, and ground displacement. Here, we evaluate the effect of primary and secondary soil failures near the Aso Ohashi Bridge, which is one of the most likely causes. Based on the topographic changes before and after the earthquake and measurement of vertical displacement by drone,  $510\text{ m}^2$  of soil per unit width (61,200 kN for 8 m width) is considered to have been transported downstream near the arch by the secondary and primary collapsed soils. It can be pointed out that the movement of these sediments may have caused the arch bridge to collapse.