

も不足している。

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²⁾。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には崩壊発生直後の空撮写真を示し図-4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-5は縦断面および堆積・浸食深縦断面図を示すが崩壊地は概ね、一次崩壊発生域(約2.7ha)、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2.9ha)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-5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m³以上、堆積土砂量は約5万m³以上で、その差約49万m³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生したものである。図-4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-6)。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



図-3 阿蘇大橋地区の崩壊(2016年4月16日撮影)²⁾

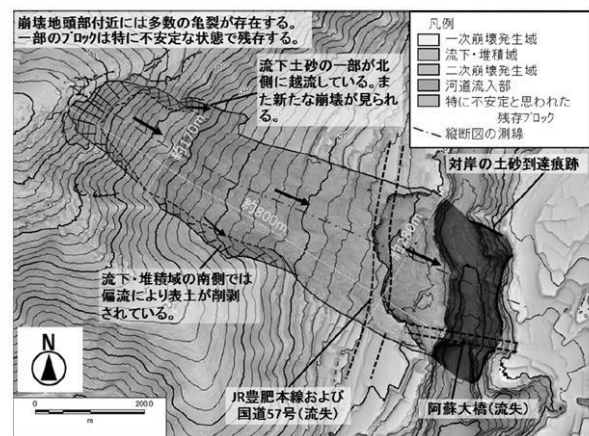


図-4 阿蘇大橋地区の崩壊地概況平面図²⁾

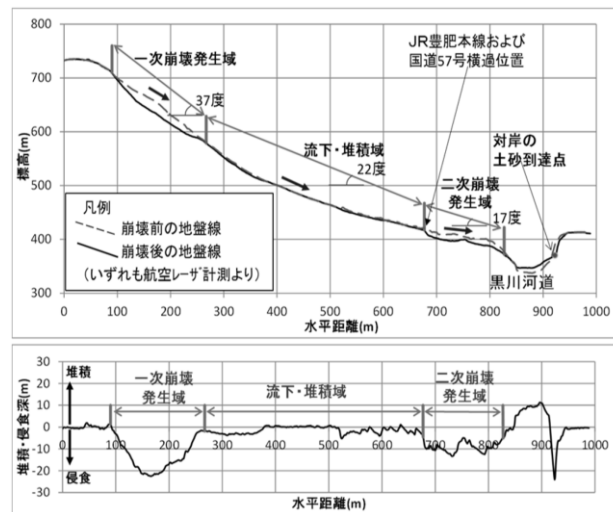


図-5 縦断面および堆積・浸食深縦断面図²⁾

表-2 土砂量概算集計表(単位: 万m³)²⁾

	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	-	-

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-7）。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-8 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 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みみ出しが見られた。

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。



図-6 二次崩壊地内部の緩斜面と層理（遠望撮影）²⁾



図-7 対岸の黒川河岸の植生状況(2016年5月14日)²⁾



図-8 対岸からの A2 橋台状況(2016年5月20日)

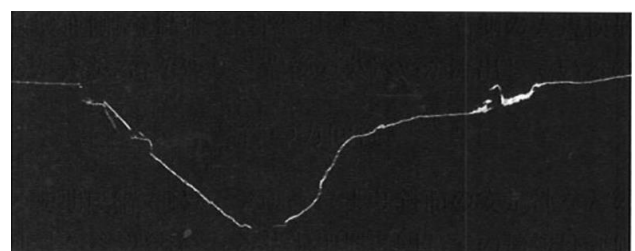


図-9 地震後の阿蘇大橋地形断面図⁴⁾

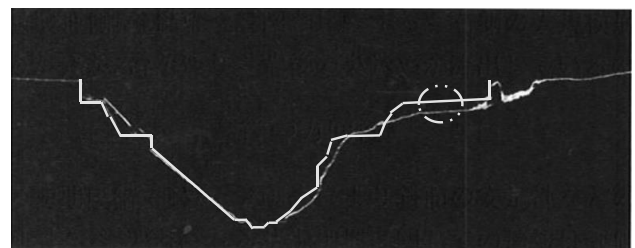


図-10 地震前後の阿蘇大橋地形断面図

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

参考文献⁴⁾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-9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-10には図-9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-10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。

図-11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-10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-11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⁵⁾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-12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-17に示すように土砂に埋もれている可能性が高い。また図-13には橋台、アッ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

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



図-11 橋台付近の地形状況 (2016年5月20日)

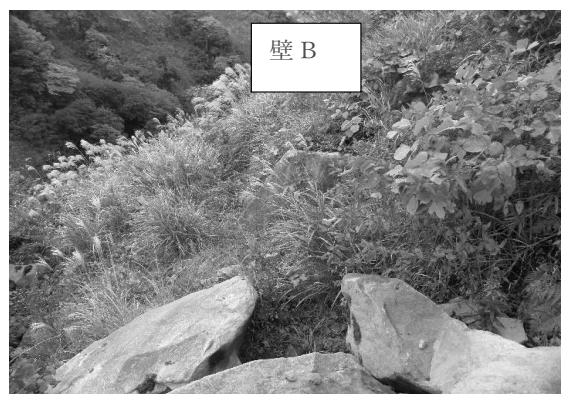


図-12 壁Bの状況(2021年12月)

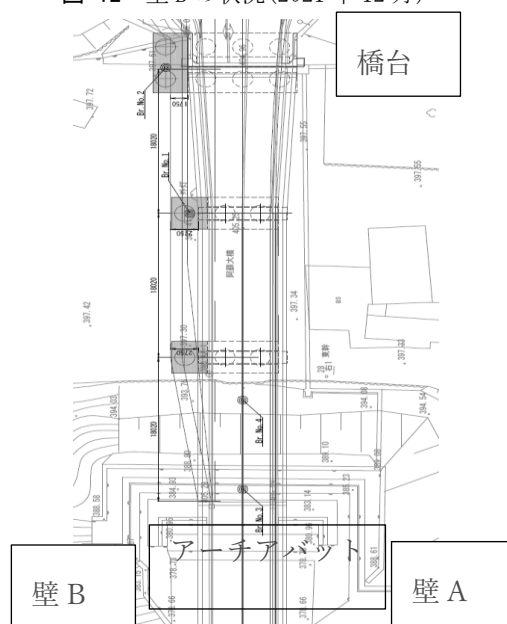


図-13 橋台付近の平面図

開催されている。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-14には阿蘇大橋付近の破壊範囲を示す。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 200mx 長さ 50mx 深さ 15m 程度（報告書では 19 万 m³）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。

図-15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 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-16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なる。

以上の結果から，橋梁付近でも一次崩壊および二

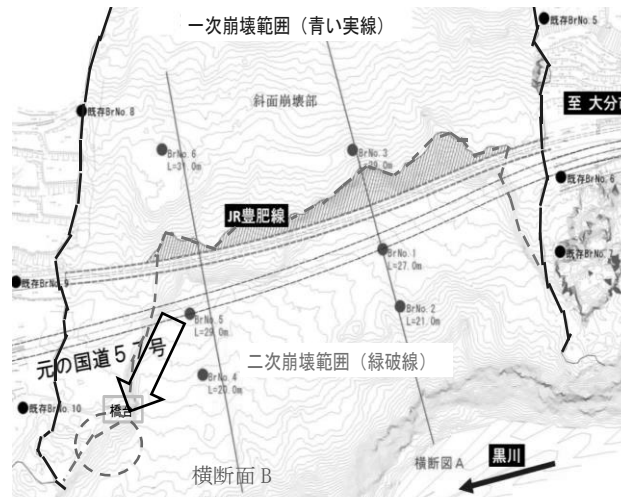


図-14 阿蘇大橋付近の崩壊範囲⁶⁾

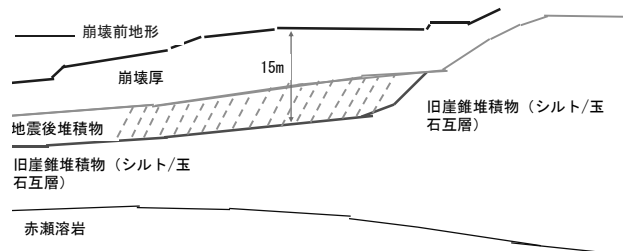


図-15 地質ボーリングによる B 横断面図⁶⁾

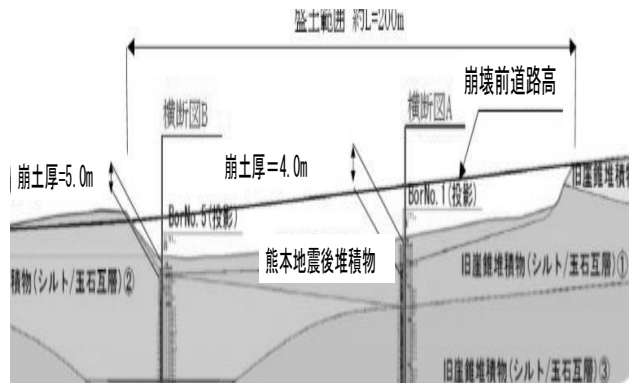


図-16 地質ボーリングによる地質縦断面図⁶⁾

表-3 地盤定数推定値⁶⁾

凡 例			
地層名	定数	土質・地質	記事
熊本地震後堆積物	$\gamma=14kN/m^3$ $C=15kN/m^2$ $\phi=0^\circ$	玉石混じり砂礫	φ100~500mm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)	$\gamma=16kN/m^3$ $C=25kN/m^2$ $\phi=20^\circ$	シルト主体	時おりφ10mm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)	$\gamma=15kN/m^3$ $C=25kN/m^2$ $\phi=30^\circ$	玉石混じりシルト	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。
旧崖錐堆積物②(玉石/シルト互層)	$\gamma=15kN/m^3$ $C=40kN/m^2$ $\phi=20^\circ$	玉石混じりシルト	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。
旧崖錐堆積物③(玉石/シルト互層)	$\gamma=15kN/m^3$ $C=83kN/m^2$ $\phi=16^\circ$	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	$\gamma=25kN/m^3$ $C=1500kN/m^2$ $\phi=30^\circ$	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。

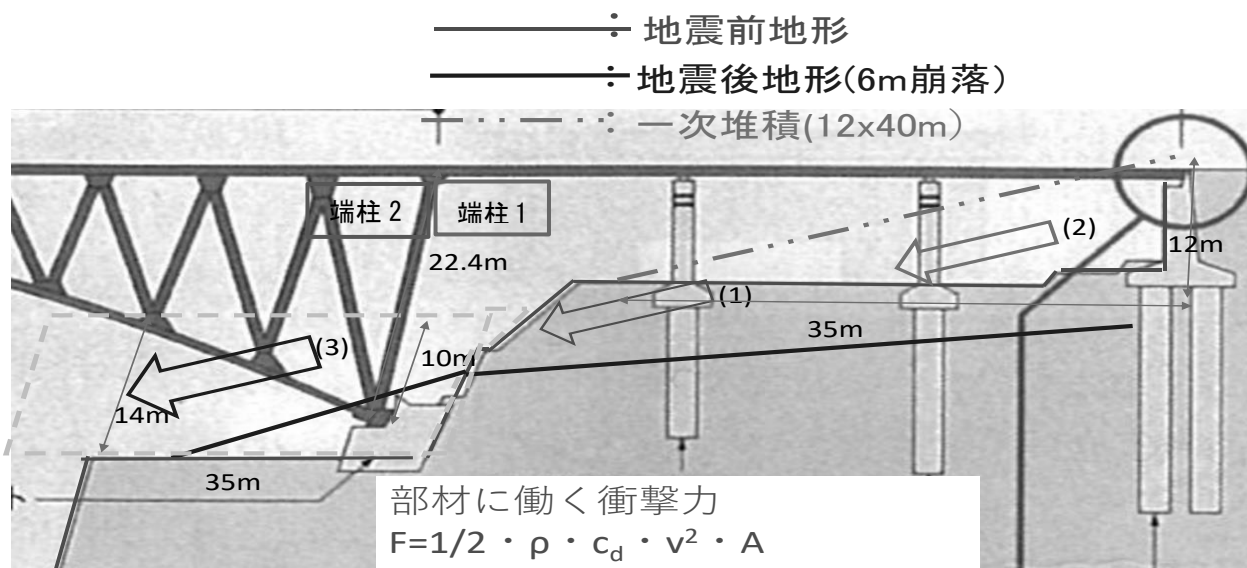


図-17 崩壊状況模式図³⁾

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-17 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³⁾。また図-14 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 35m（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-14 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(8m)と単位重量 $15\text{kN}/\text{m}^3$ を掛けると重量は 61200kN 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。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グの等流式で表すことができるとして次式を提案している⁹⁾。

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

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)）
 θ : 溪床勾配(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 $U_d=10.7\text{m}/\text{s}$ 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 6m と大きいため $10.7\text{m}/\text{s}$ 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¹⁰⁾。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-18 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。

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

v : 斜面下面部流速(m/s)

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

μ : 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のようになる。

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

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

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

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

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

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 と大きいため移動距離 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ずれも流速は 10m/s 以上と大きくなっている。

図-19 は L と v, μ の関係を示す。 $\tan 20^\circ$ では $L=709\text{m}$ で $v=35.9\text{m/s}$, 移動距離が 50%の $L=355\text{m}$ では $V=25.4\text{m/s}$ となる。これに対して $\tan 20^\circ, 22^\circ, 24^\circ$ を比較すると、 $L=355\text{m}, \tan 20^\circ$ 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-5 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、ほぼ想定値に近い。

7. アーチ橋に対する検討

(1) 端柱 1 の破壊荷重の推定

図-20 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) は次式のとおりとなる。

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

$\sigma = M/Z (= 0.00412)$ で表されるため、断面が降伏点 (235N/mm^2) を越えることで端柱が破壊すると仮定す

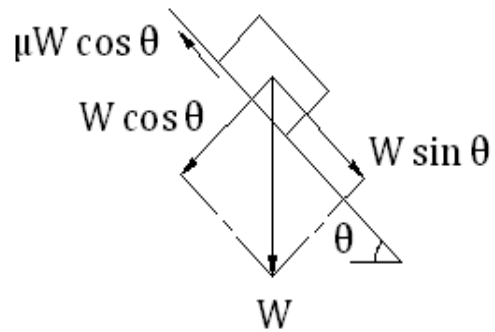


図-18 移動中の土砂の重心に作用する力

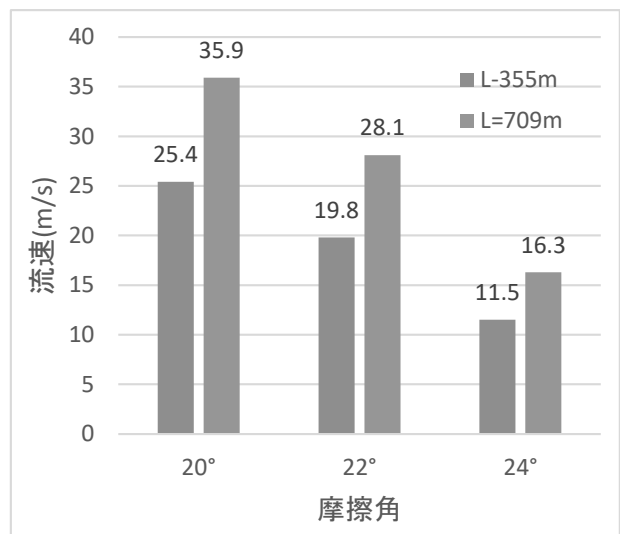


図-19 摩擦角, 到達距離, 流速の関係

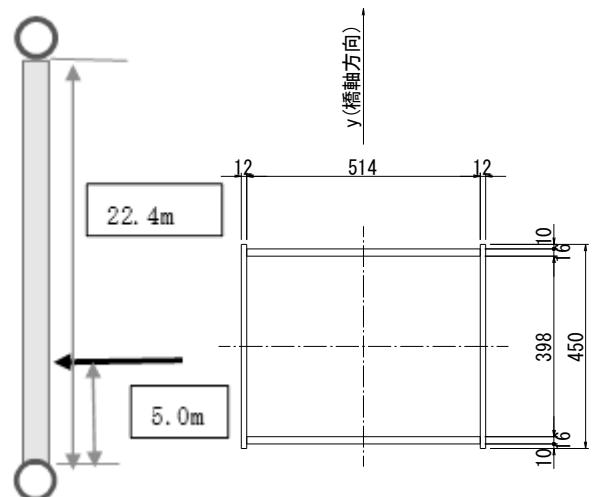


図-20 端柱 1 の断面と作用力図

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¹¹⁾。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(0.45m×10m)， ρ ：密度(1800kg/m³)， C_d ：抗力係数(1.5)

6 章の検討結果を基に V=10m/s と仮定すると F=607.5kN 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=10m/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. 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 510m²(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 には 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。

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) 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
- 5) 運上茂樹：耐震設計の基本，建設図書，pp. 181-185. 2021.
- 6) 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/bousai_joho/tecforce/sabo/index.html
- 7) 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。
- 8) 国土地理院三角点測量結果：<http://www.gsi.go.jp/common/000144396.pdf>（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.