

3. 冠頭部拡大崩壊の検討

3.1 冠頭部拡大崩壊の機構検討

3.1.1 冠頭部拡大亀裂

(1) 拡大亀裂の連続性と形態

冠頭部および滑落崖の変状位置を図 3.1.1に示す。

拡大亀裂（最も落差の大きい連続する亀裂を指す）は、A～F まで、滑落崖を取り囲むように円弧状に連続している。拡大亀裂は、いずれも谷側落ちであり、最も落差の大きいのは B 付近で 10mに達する。

B～A 間は徐々に落差を減じながら、東西に伸びる沢を斜めに横切り、沢と平行に沿って伸び、滑落崖の直前で消失する。

D～E 間では、旧地すべりの滑落崖に相当する急斜面で落差を急激に減じ、緩斜面に至って連続が一旦とぎれる。その後、標高 465mの E 地点で再び陥没亀裂となって現れるが、再度不鮮明になって、F 地点の山側落ち亀裂で消失する。F 地点では地すべりの側壁と平行するように伸びている。

拡大亀裂と滑落崖の間には亀裂はほとんどなく、確認できた横断性の亀裂は 2箇所のみである。ひとつは、D 地点の陥没山側落ち亀裂から N70° E 方向に伸びる南落ちの開口亀裂で、落差・開口量とも最大で 10～20cm である。もうひとつは、D～E 間の急斜面を横切り N45° E 方向に伸び、地すべりの滑落崖に連続する谷落ち亀裂（G）である。

また滑落崖のすぐ山側に落差・開口量ともに小さな拡大性の亀裂（拡大亀裂とは別）が L 付近にみられる。

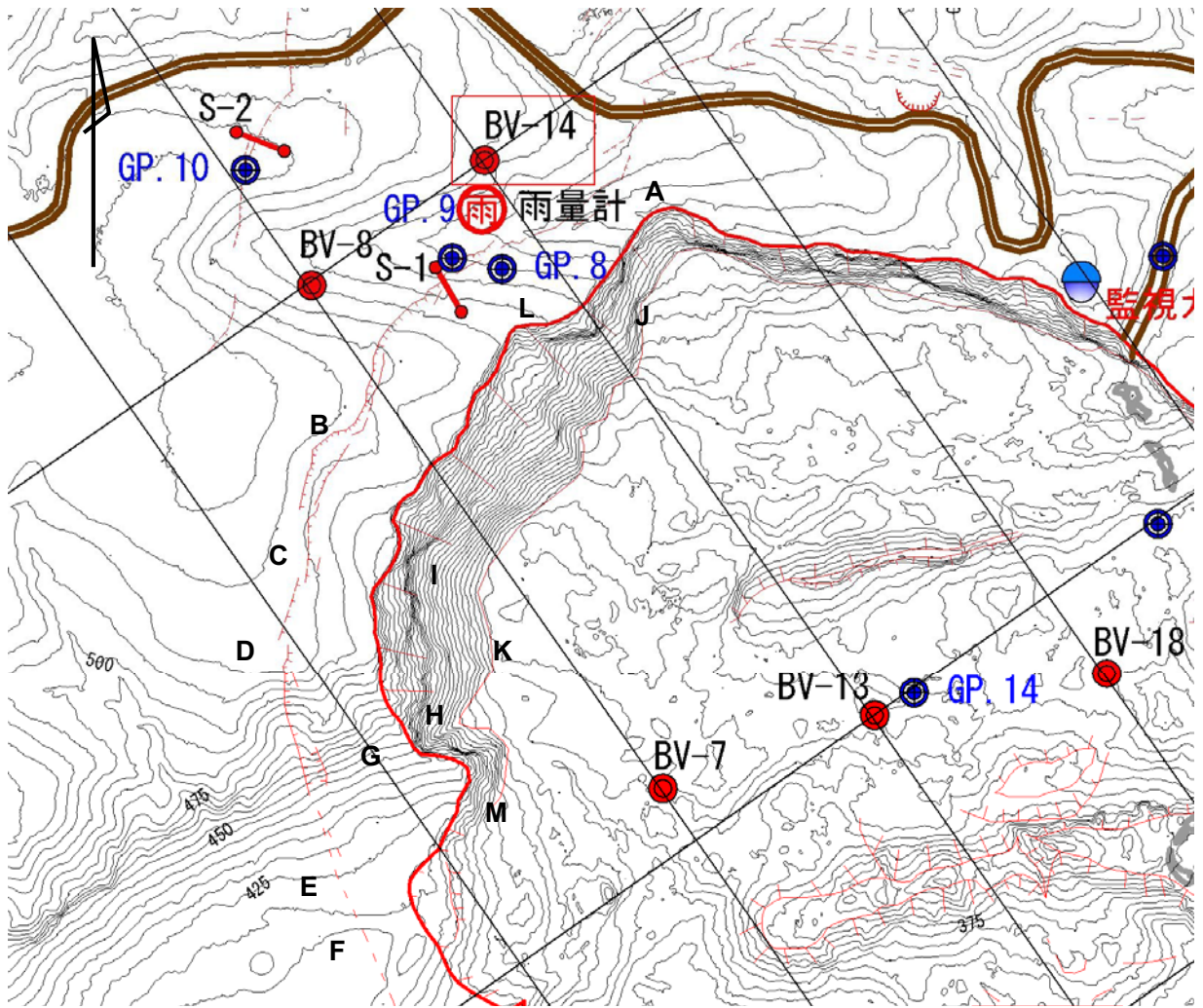


図 3.1.1 冠頭部および滑落崖の変状位置図



図 3.1.2 H.21.10.16 時点の拡大亀裂の状況
流木が伐採され、応急排土工の準備が進められている



図 3.1.3 D 付近の横断亀裂



図 3.1.4 G 付近の横断亀裂

(2) 拡大崩壊の移動方向について

A～E 間では、拡大亀裂直下に幅数m～10 数mの陥没を伴う開口性亀裂である。拡大亀裂背後に亀裂が発生している部分もあるが、いずれも開口性亀裂である。E～F 間も、幅数m～10m程度の陥没亀裂であり、開口性亀裂である。したがって、いずれの亀裂も背後地山から離れる方向に移動している。

亀裂の移動方向を確定することは難しいが、亀裂を挟んだ地山のパズルあわせをすることで、大まかな移動方向を知ることができる。このようにして推定した B～E 付近の移動方向は次のとおりである。

B : N70° E 方向に伸びる拡大亀裂背後の開口性亀裂の移動方向 S30° E

C : N20° E 方向に伸びる拡大亀裂背後の開口性亀裂の移動方向 S50～60° E

D : N20° E 方向に伸びる拡大亀裂背後の開口性亀裂の移動方向 S40° E

E : N20° W 方向に伸びる拡大亀裂の移動方向 E-W

これらから拡大崩壊は、B～D 間では主測線方向～NW-SE 方向に移動している可能性がある。この方向は、主滑落崖にみられたといわれている擦痕の方向 (S26° E) とほぼ同じである。GP.7B の移動方向は、S30° E 方向であり、これらの調査結果と整合的である。

E～F 間では、陥没亀裂であり、亀裂と直交する方向への移動量成分が大きいと推測することができる。GP.7A の移動方向は E 方向であり、整合的である。

A～B 間では、GP.8 と GP.7C の移動方向はいずれも S15° W であることから、この方向に変位している可能性は高い。



図 3.1.5 B 地点の推定移動方向



図 3.1.6 C 地点の推定移動方向



図 3.1.7 D 地点の推定移動方向



図 3.1.8 E 地点の推定移動方向

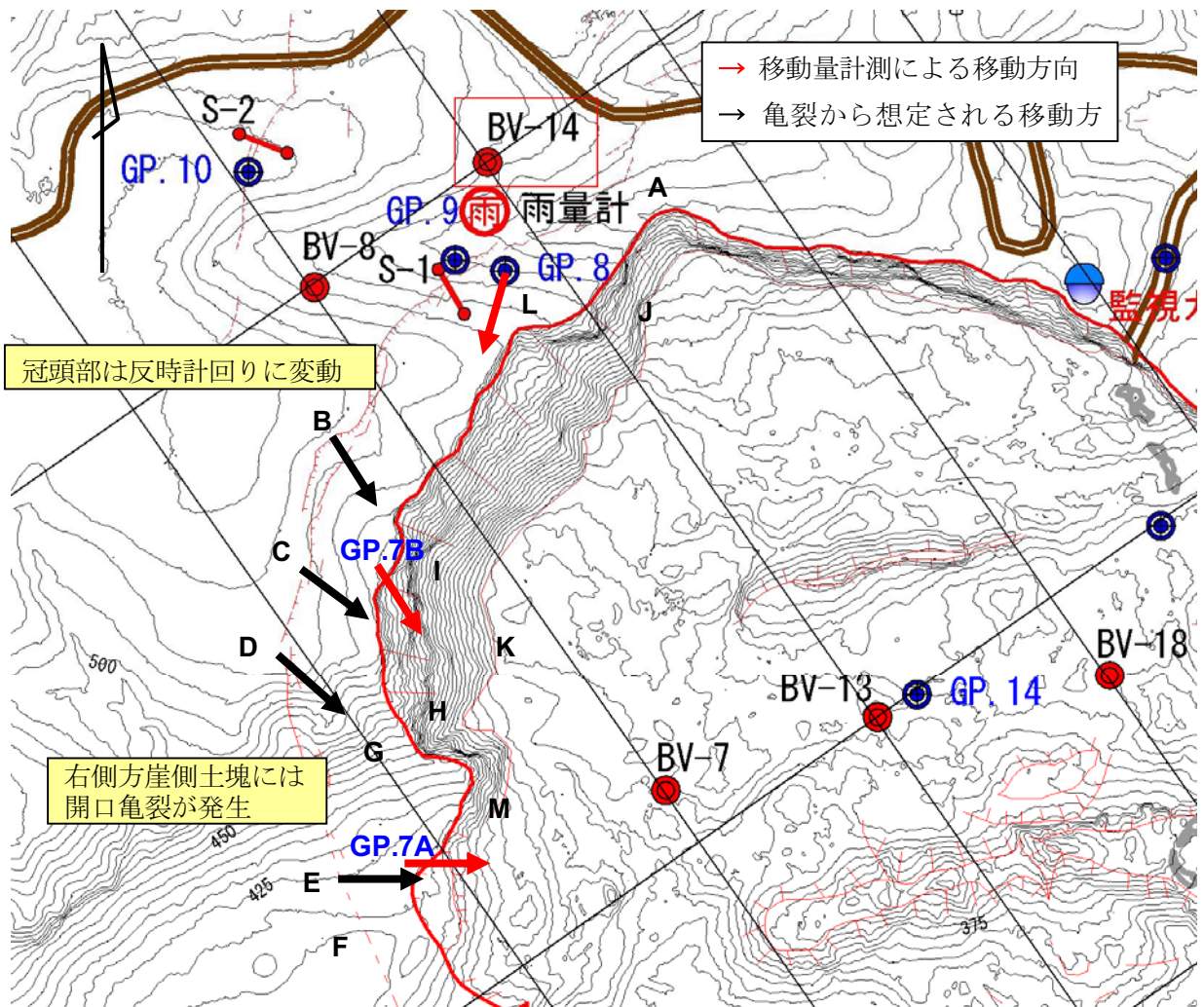


図 3.1.9 亀裂の開口方向と移動量観測による変位方向

3.1.2 滑落崖の変位現象

(1) 滑落崖の推移

地震発生後から現在までの滑落崖の変化を、これまでに撮影された斜め写真・現地写真や現地調査で検討した。



図 3.1.10 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.6.23 撮影)

GおよびJ・Nに、溶結凝灰岩の崩壊がみられる。Oの崖錐は、6/15のDMC写真(アジア航測撮影:図3.1.40)にはみられない。I付近の軽石質凝灰岩に亀裂が認められる。



図 3.1.12 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.8.2 撮影)

Iの亀裂付近で軽石質凝灰岩を含む大きな崩壊が発生し、崩壊土砂が滑落崖脚部に堆積している。崩壊部から大量の湧水が生じているのが確認できる。G付近の崩壊が拡大した。



図 3.1.11 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.6.27 撮影)

Pに崩壊が発生し、滑落崖脚部Qに崖錐堆積物が堆積し、Jの崩壊がわずかに拡大している。Iの亀裂は、やや拡大し、顕著になった。



図 3.1.13 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.21.11.25 撮影)

軽石質凝灰岩に顕著な亀裂が認められる。Gの崩壊がさらに拡大した。



図 3.1.14 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.6.18 撮影)

地震直後に撮影した滑落崖の状況。



図 3.1.16 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.7.14 撮影)

R 地点には滑落崖を斜めに走る沢地形がみられる。この地形は 6/15 の DMC には認められないが、6/18 の写真には既に形成されており、6/15~6/17 に最初の崩壊が発生したと考えられる。



図 3.1.15 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.7.4 撮影)

8/2 には拡大したことが確認できる G 地点の崩壊は、まだ発生していない。同様に I 地点の大規模な崩壊もまだ発生していない。



図 3.1.17 拡大亀裂下部の滑落崖 (H.20.8.6 撮影)

S 地点では崩壊堆積物が厚く堆積している。7/14 の写真の同地点には堆積物が認められないことから、7/14~8/2 の間に再度崩壊が発生したと推測される。

(2) 滑落崖下部の軽石質凝灰岩の状況

H 付近の滑落崖の状況を示す。



図 3.1.18 最も変形量大きい滑落崖部 (H.20.8.5 撮影)

K の位置で、軽石質凝灰岩の分離がみられる。6/27 (図 3.1.11) では、まだ分離していない。U の位置にすでに亀裂が発生している。

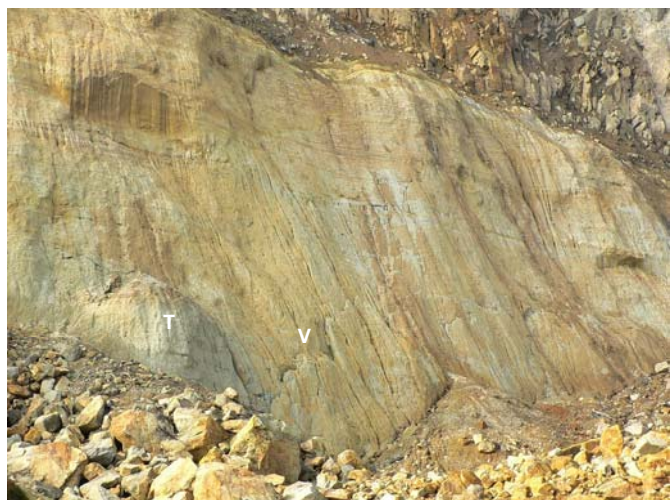


図 3.1.19 最も変形量大きい滑落崖部 (H.21.11.25 撮影)

V から右上にかけて、高角の割れが発達している。この亀裂は、図 3.1.18 では明瞭ではない。



図 3.1.20 最も変形量大きい滑落崖部 (H.21.9.1 撮影 (左) および H.21.11.25 撮影 (右))

V 地点に発生した亀裂。垂直性の高角亀裂が薄く何層にも形成されている。亀裂は山側落ちとなっており、転倒亀裂と考えられる。11 月には、薄く割れた土塊が亀裂内に落ち込んでおり、開口が進んだと推測される。

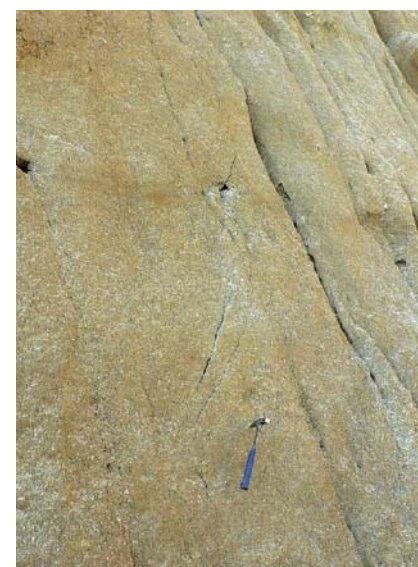
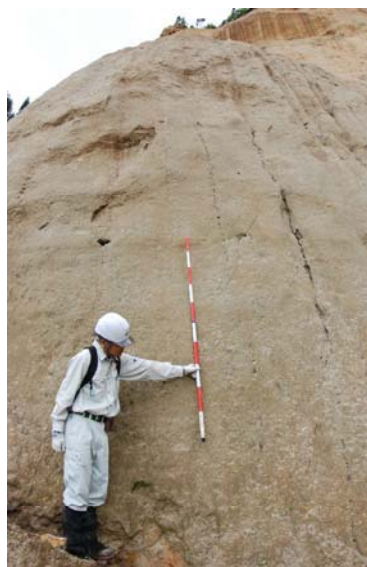


図 3.1.21 最も変形量大きい滑落崖部 (H.21.9.1 撮影 (左) および H.21.11.25 撮影 (右))

T 地点でみられる亀裂。3 ヶ月後に雁行状に発達していて、現在も変形が進んでいることを示している。



図 3.1.22 拡大亀裂下部の滑落崖の中央付近 (H.20.7.14 撮影)

図 3.1.16の R 付近拡大。高角の薄い亀裂が発生しはじめ、一部が剥がれ落ちている。



図 3.1.23 拡大亀裂下部の滑落崖の中央付近 (H.21.9.1 撮影)

現在の状態。最近の大きな変化は認められない。W は同一地点。

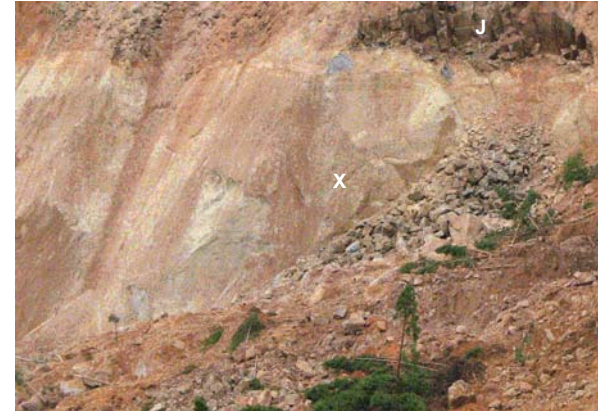


図 3.1.24 拡大亀裂左岸側下部の滑落崖 (H.20.6.23 撮影)

Xの土塊上部に亀裂が生じはじめている。場所は図 3.1.10の J 付近。

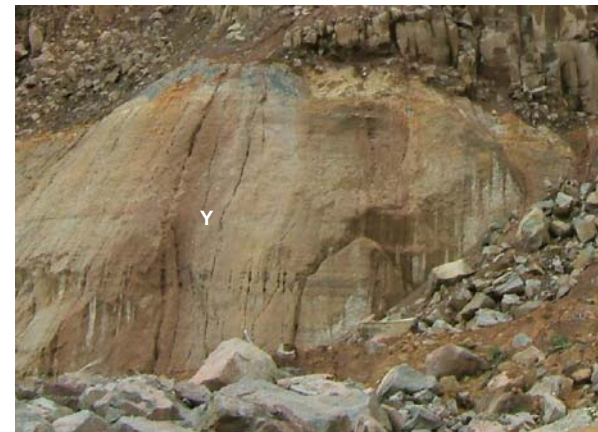


図 3.1.25 拡大亀裂左岸側下部の滑落崖 (H.21.9.1 撮影)

Xの土塊は完全に分離している。Y付近には軽石質凝灰岩全面にわたる縦亀裂が多数形成されている。全長にわたって深く鋭い溝であり、ガリーとは明らかに異なる。このような溝は、軽石質凝灰岩の全面に確認することができ、軽石質凝灰岩の破碎が著しく進んでいることを示している。

以上のように、滑落崖の軽石質凝灰岩には、地震直後にはみられない、あるいは顕著ではなかった多くの亀裂が発生していることが確認された。これらの変状は、特に地震後1~2ヶ月で急速に進んだことがわかった。この時期は、冠頭部の拡大亀裂が急激に活動した時期に相当しており、拡大亀裂の形成が軽石質凝灰岩の破壊を生じていることが明らかである。

また、これらの亀裂のうち一部は、現在も拡大が進んでいることも明らかになった。この変形も、現在も継続している拡大亀裂の影響であることはほぼ間違いない。

(3) 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界の変状

滑落崖では、H-I間の溶結凝灰岩 (wt) と軽石質凝灰岩 (pt) の境界部で、山側落ちの亀裂が発生し、wt が山側に落ち込んでいる現象が確認できる。この亀裂によって、pt はリッジのような三角形の形態となっている (図 3.1.26)。

H 付近での亀裂は $N20^{\circ}E$ 方向に伸び、wt-pt 境界に沿って、滑落崖面を横断するように溝地形が形成されていて、I に至ると推測される。H-I 間を結ぶとほぼ N-S 方向に伸びる。

山側落ち亀裂ないしは溝状凹地の顕著な部分の、地震直後の状況 (6月23日撮影) を図 3.1.27 に示す。この写真では、溶結凝灰岩が軽石質凝灰岩にめり込むような状態になっているのが観察され、境界付近の wt は破碎され、柱状部が座屈したようにもみえ、すでにこの時点で陥没が生じはじめていたと推測される。

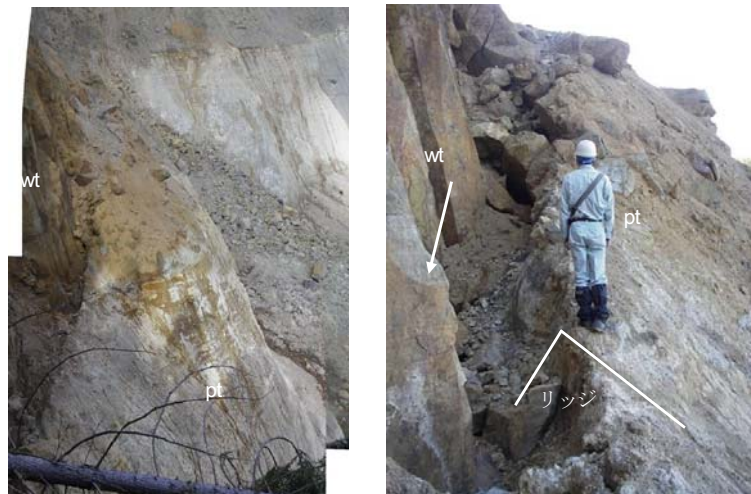


図 3.1.26 wt と pt 境界部の山側落ち亀裂 (H.21.10.15 撮影)



図 3.1.27 平成 20 年 6 月 23 日に撮影された溝状凹地部 (H 地点)

また H.20.8.5 に撮影された写真では、この亀裂をはっきりと確認することができる (図 3.1.28)。このことは、この亀裂が、拡大崩壊と密接に関連していることを示している。



図 3.1.28 拡大亀裂右岸側下部の滑落崖 (H.20.8.5 撮影)

H の亀裂の南西側には、滑落崖が大きくえぐれた部分があるが、ここでも下位の pt がくさび状に破壊し、上部に載る wt が陥没状に落ち込んでいる様子が観察できる (図 3.1.29)。G の山落ち亀裂は、この陥没の延長上にあたる。これらの山側落ち亀裂によって、pt 上面に沿ってテラス状の地形が形成されている (図 3.1.30)。

さらにこの延長上に明瞭な開口亀裂が形成されている (図 3.1.31)。



図 3.1.29 pt のくさび破壊と wt の陥没 (H.21.10.15 撮影)

図 3.1.30 I 付近の wt-pt 境界部 (H.21.10.15 撮影)

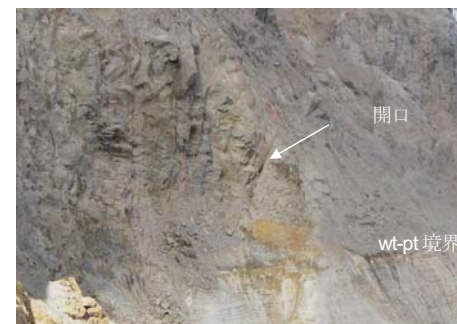


図 3.1.31 山側落ち亀裂付近にみられる開口亀裂 (図 3.1.41 Z 地点 : H.21.10.16 撮影)

wt-pt 境界の陥没は J でも認められるが、この亀裂の伸長方向は $N60\sim70^{\circ}E$ 程度と推測され、H 付近の亀裂とは斜交する方向である。

I 地点に現在形成されている陥没地形の地震直後の写真を以下に示す。現在みられる陥没（図 3.1.30）が、地震直後に既にみられる。またこの陥没と斜交する亀裂が生じており、6/23 から 6/26 にかけて、拡大している。この亀裂の形成は、6/15～6/17 の崩壊と関連していると推測される。またこの時点では、軽石質凝灰岩を含む二度目の崩壊は発生していない。この亀裂の発達とともに不安定化し、7/14～8/2 に二度目の崩壊が発生したと推測される。

このようなことから判断すると、この部分が大きく後退したのは、陥没運動にともなう軽石質凝灰岩の破壊が原因である可能性が高い。

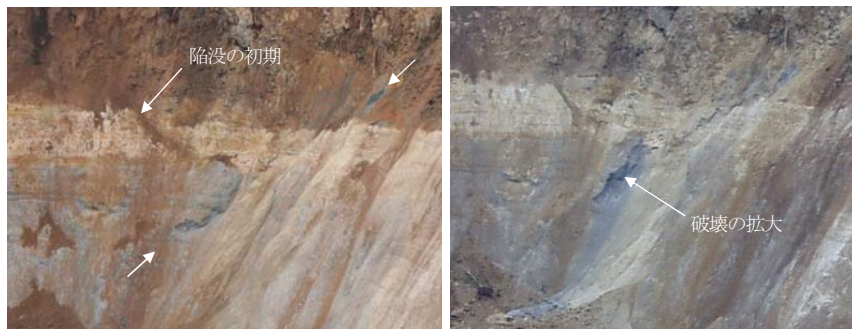


図 3.1.32 滑落崖の亀裂の変化（左：H.20.6.23 撮影 右：H.20.6.26 撮影）（図 3.1.41 I 地点付近）

(4) 最近発生した小崩壊

図 3.1.31は、図 3.1.29と同地点である。10月～11月にかけて小規模な溶結凝灰岩の崩壊が発生したことが確認できる。



図 3.1.33 最近の崩壊（H.21.11.25 撮影）

3.1.3 航空写真による滑落崖の変化

本年度10月15日に航空写真撮影を行った。地震直後には、アジア航測によりDMC画像が得られている。これらの写真や踏査写真から、滑落崖の変化について検討した。

(1) 航空写真比較

図3.1.40に地震後に撮影された空中写真を示す。撮影時期などは次のとおりである。

撮影日	撮影機関	撮影カメラ	解像度
H.20.6.15 撮影	アジア航測(株)	DMC	10cm/ピクセル
H.21.10.15 撮影	東北森林管理局	RC30	16cm/ピクセル

解析は、実体視可能な写真により微地形判読を行うとともに、オルソ化した写真から変化した場所や量について検討を行った。

1) オルソ写真比較結果

二時期変化を、空中写真判読とオルソ画像の重ね合わせにより比較した。比較した結果を図3.1.41に示す。

地震後に生じた明瞭な変化は次のとおりである。

- ① 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界に溝状凹地と緩斜面が発達した。
- ② 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界が大きくせり出した。
- ③ 軽石質凝灰岩を含む崩壊により、滑落崖の一部が大きく後退している。

(2) 溝状凹地と緩斜面の発達

これは、前述した現地踏査結果からも明らかである。特に右側壁側で顕著な現象である。

滑落崖中段の緩斜面は、軽石質凝灰岩に載る溶結凝灰岩が著しい急傾斜であるため、これが不安定化して小崩壊を発生して形成された可能性も考えられたが、溝状凹地が形成されていることから、これとは別の機構が主体である可能性が高い。

(3) 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界のせり出し

H.20.6.23のwtとpt境界と、現在のwt・pt境界の写真を次に示す。写真中央部のptの窪み△は同一で、K付近のものである。これらの写真から、地震直後も現在もptの層厚・堆積構造は変化しておらず、図3.1.35の緩斜面前面の遷急線にみられる白色の薄い地層が、図3.1.34のwt-pt境界の白色薄層であることが明らかである。このため、境界部は航空写真でも明瞭に捉えることができる。なお、△より上のwtは地震直後には白色を呈しており、オルソ画像でもこの白色部が帯状に連続しているのが明瞭である。

図3.1.41に示した赤実線と黒実線は、それぞれ、現在の溶結凝灰岩wtと軽石質凝灰岩ptの境界、平成20年6月19日のwtとptの境界を示している。赤線と黒線を比較すると、I~P間を除き、全体に溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界がせり出している。

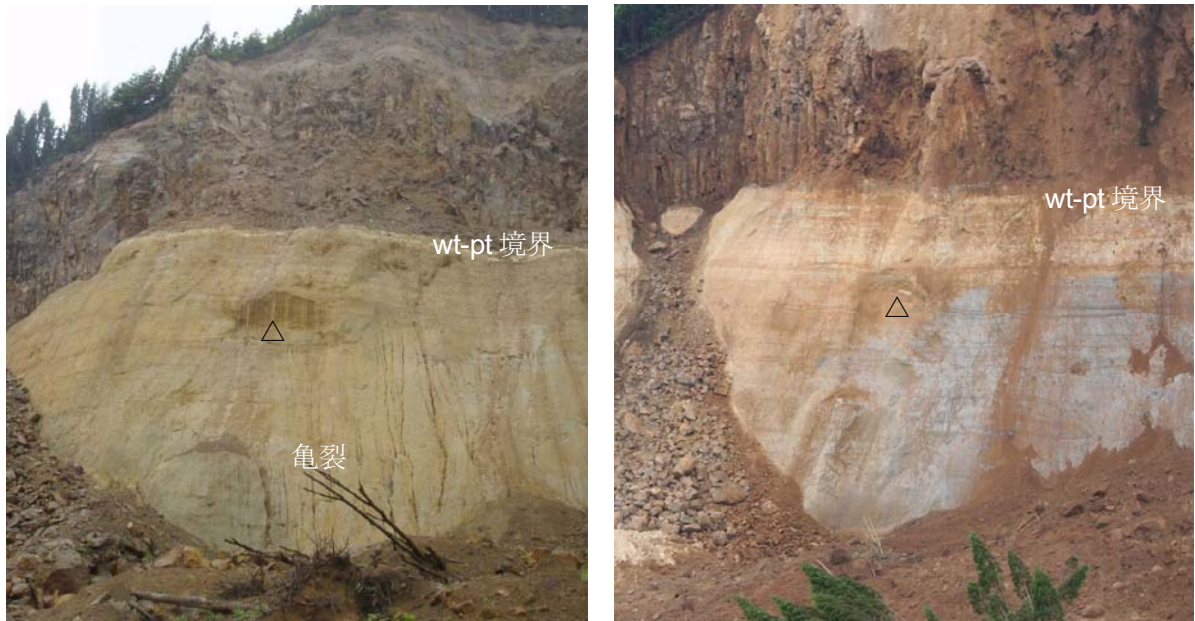


図 3.1.34 平成 20.6.23 の wt・pt 境界と現在の wt・pt 境界（図 3.1.41 K 地点付近）



図 3.1.35 再掲（H.21.9.15 撮影）

地震直後の現地写真と現在の現地写真を比べ、地表面に変化のない箇所を、オルソ画像から移動の方向を推定した。

以下に示すように、滑落崖下部の軽石質凝灰岩は、H.20.6.15～H.21.10.15の期間に、大きく移動したと推測される。移動方向は、地表面現象から推定される土塊の移動方向（図 3.1.9）と整合的である。

① 滑落崖右岸側側壁の亀裂 (M 地点)



図 3.1.36 滑落崖右側の亀裂の状況 (左 : 2008 年 6 月 23 日 右 : 2009 年 10 月 15 日)

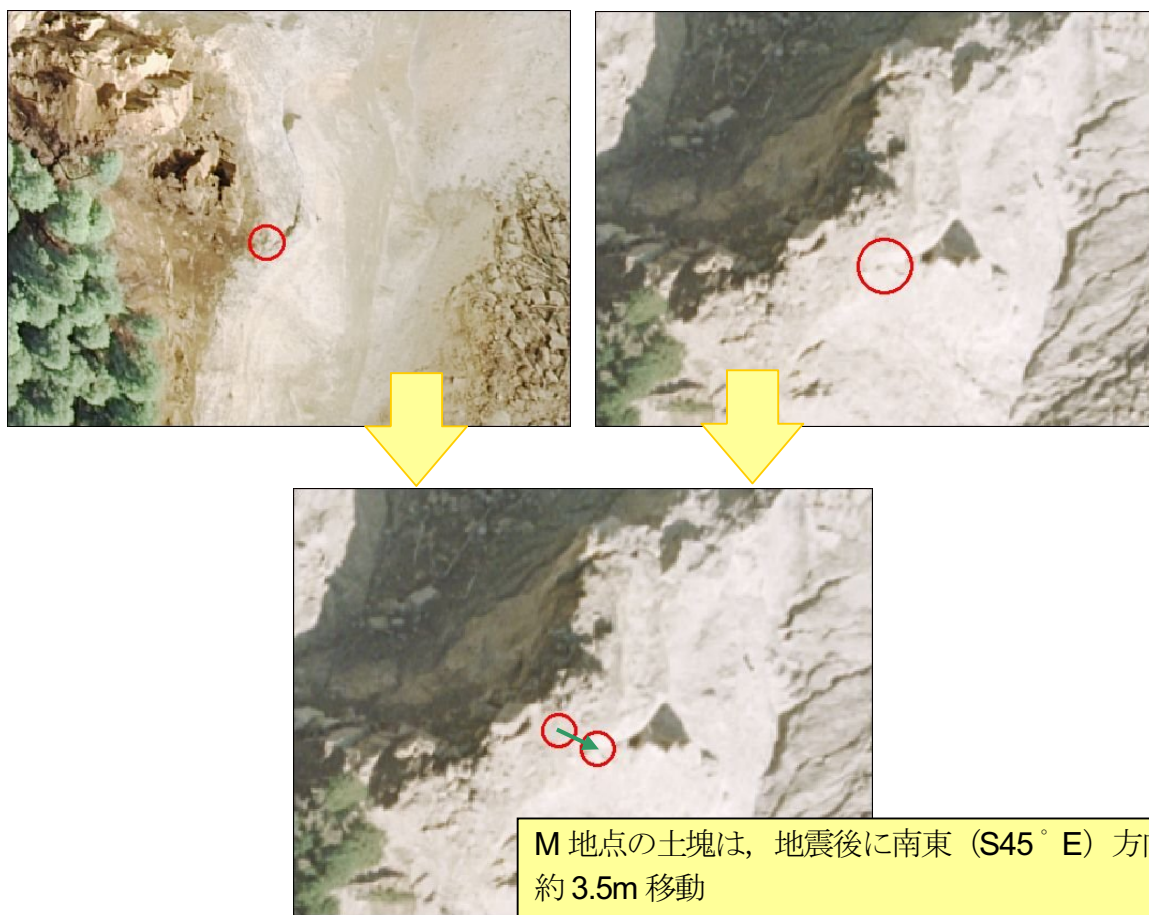
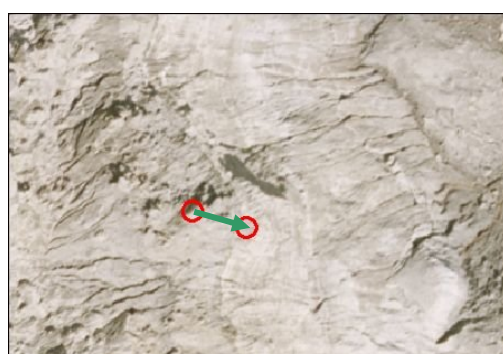
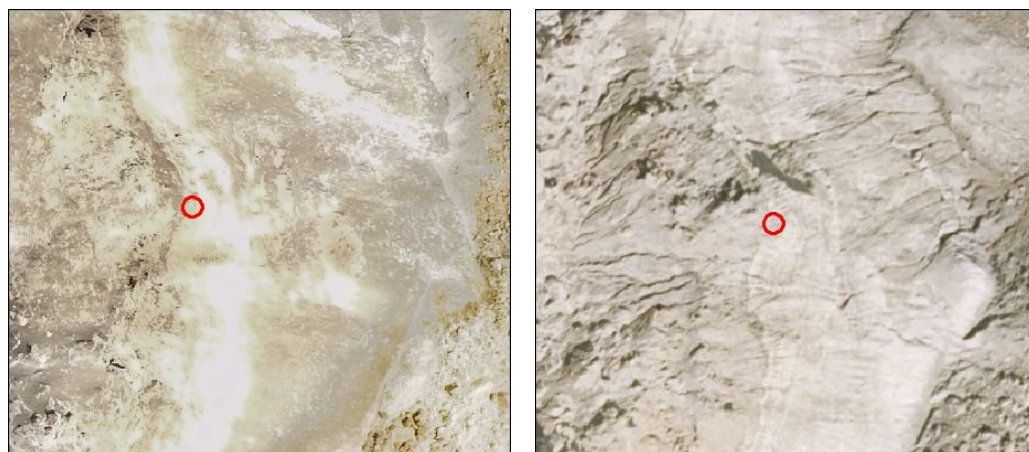


図 3.1.37 オルソ画像による右側壁側土塊の移動 (左 : 2008 年 6 月 DMC 右 : 2009 年 10 月 RC30)

②滑落崖右岸側側壁 (K地点)



図 3.1.38 滑落崖右岸側側壁の状況 (左: 2008年6月23日 右: 2009年10月15日)



K 地点の土塊は、地震後に南南東 (S30° E) 方向に約 7m 移動

図 3.1.39 オルソ画像による滑落崖下部土塊の移動 (左: 2008年6月 DMC 右: 2009年10月 RC30)

(4) 軽石質凝灰岩を含む崩壊による滑落崖の後退

図 3.1.41に示した wt-pt 境界は、I~R 間では大きく背後に後退している。後退量は 20m 以上に達すると推測される。このことは、軽石質凝灰岩内にすべり面を有する規模の大きな崩壊が発生したことを表している。

前記したように、この付近では、H.20 年の 6/15~6/17 と 7/14~8/2 の二度にわたって大きく崩壊したと考えられる。

この位置は、滑落崖の遷急線が大きく後退した場所であるとともに、拡大亀裂の落差が最も大きい場所にあたる。

平成 20 年 6 月 15 日撮影 DMC 画像 (アジア航測)



平成 21 年 10 月 15 日撮影 RC30 画像

＜二時期の比較＞

- ・ 軽石質凝灰岩を含む崩壊により、滑落崖中央部が大きく後退した
- ・ 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界に溝状凹地と緩斜面が形成された
- ・ 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界が大きくせり出した



図 3.1.40 地震直後と現在の滑落崖の地形を撮影した写真

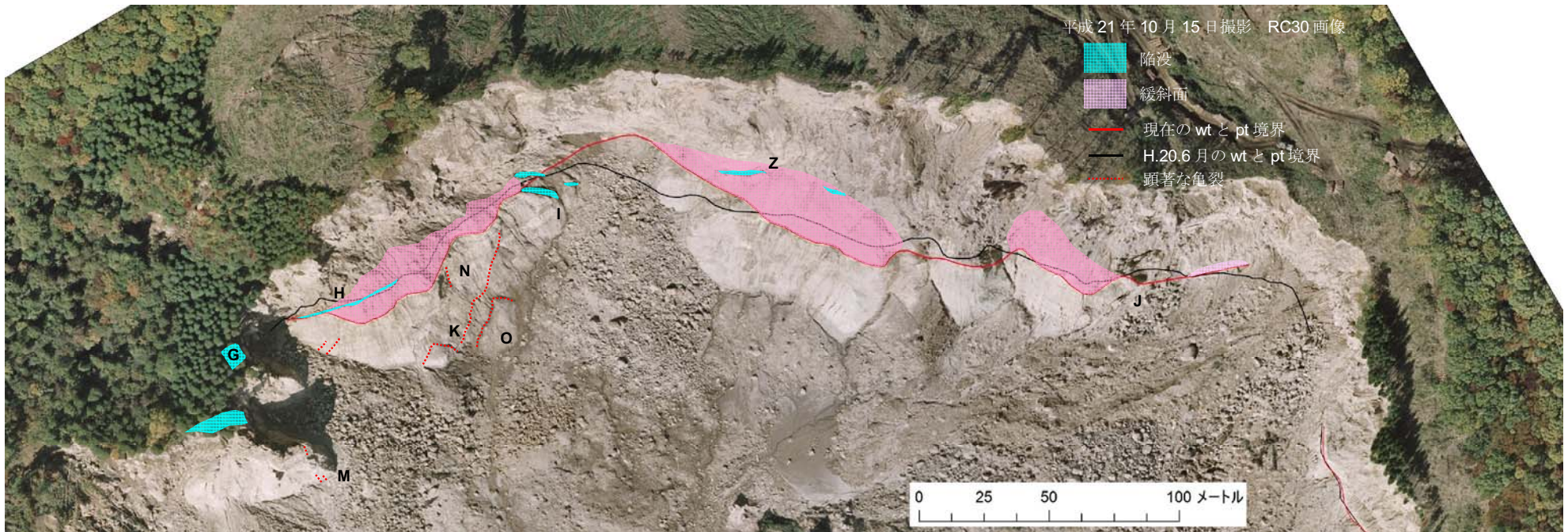
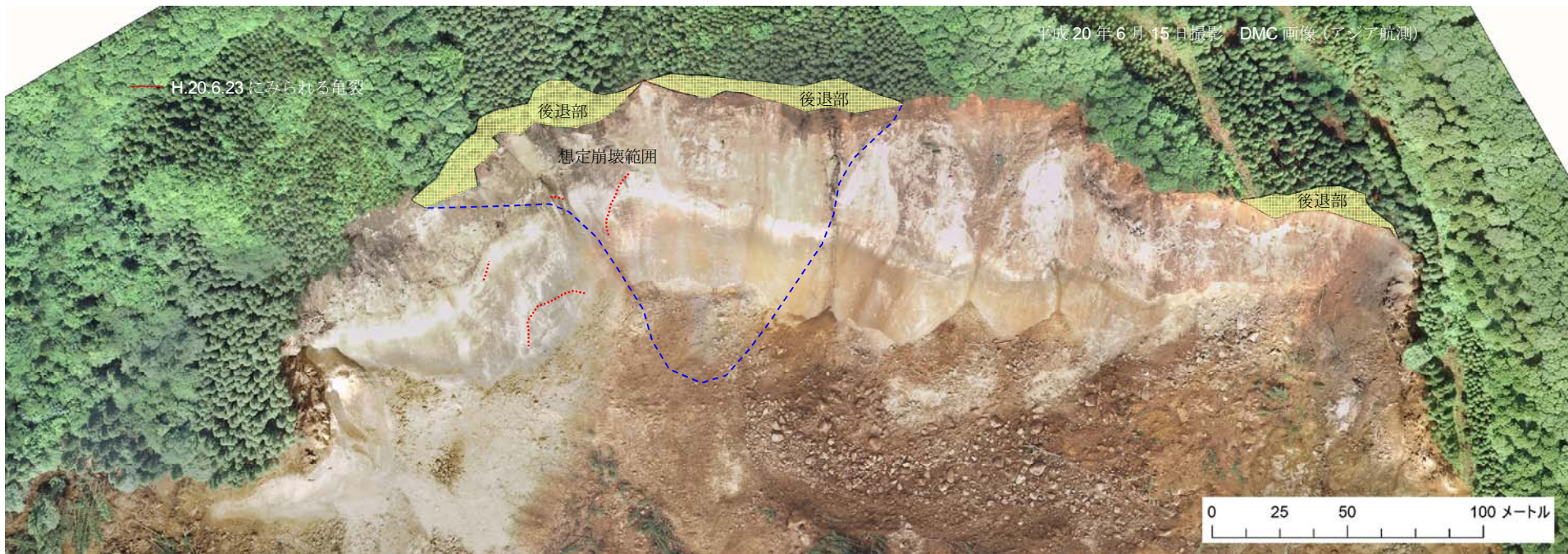


図 3.1.41 地震直後と現在の滑落崖の地形比較結果

3.1.4 レーザープロファイラによる滑落崖の変化

(1) 差分計算による地形変化

レーザープロファイラデータから1mメッシュを作成し、各時期の差分を計算して地形変化を調査した。

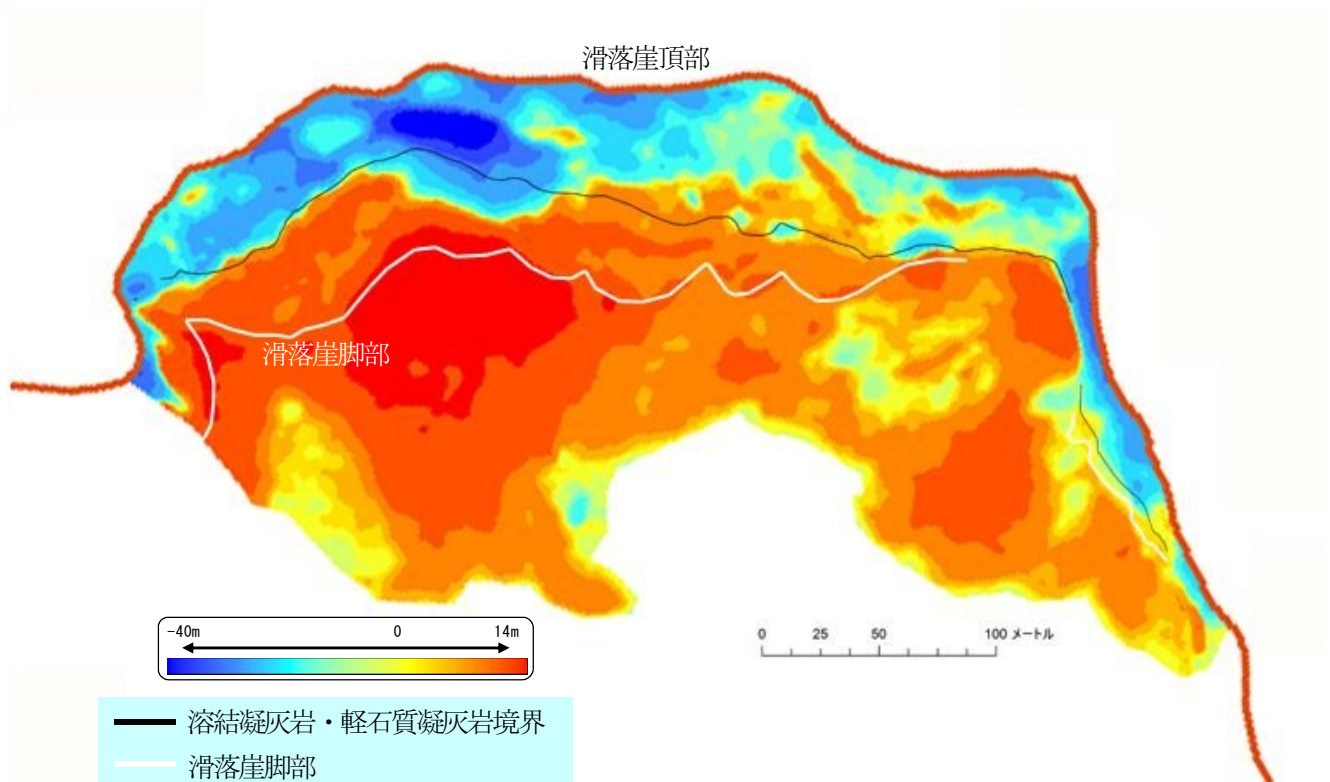


図 3.1.42 2008年6月～2008年7月の地形変化

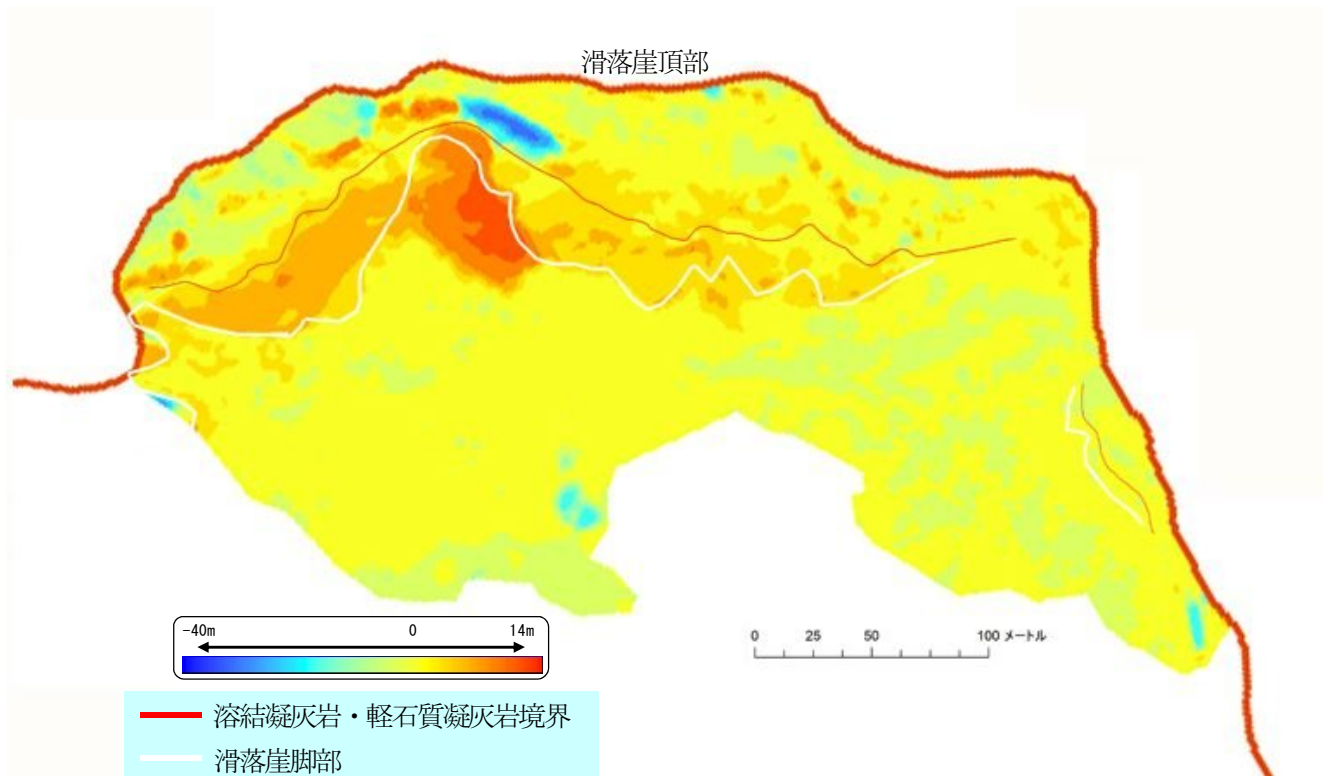


図 3.1.43 2008年7月～2009年10月の地形変化

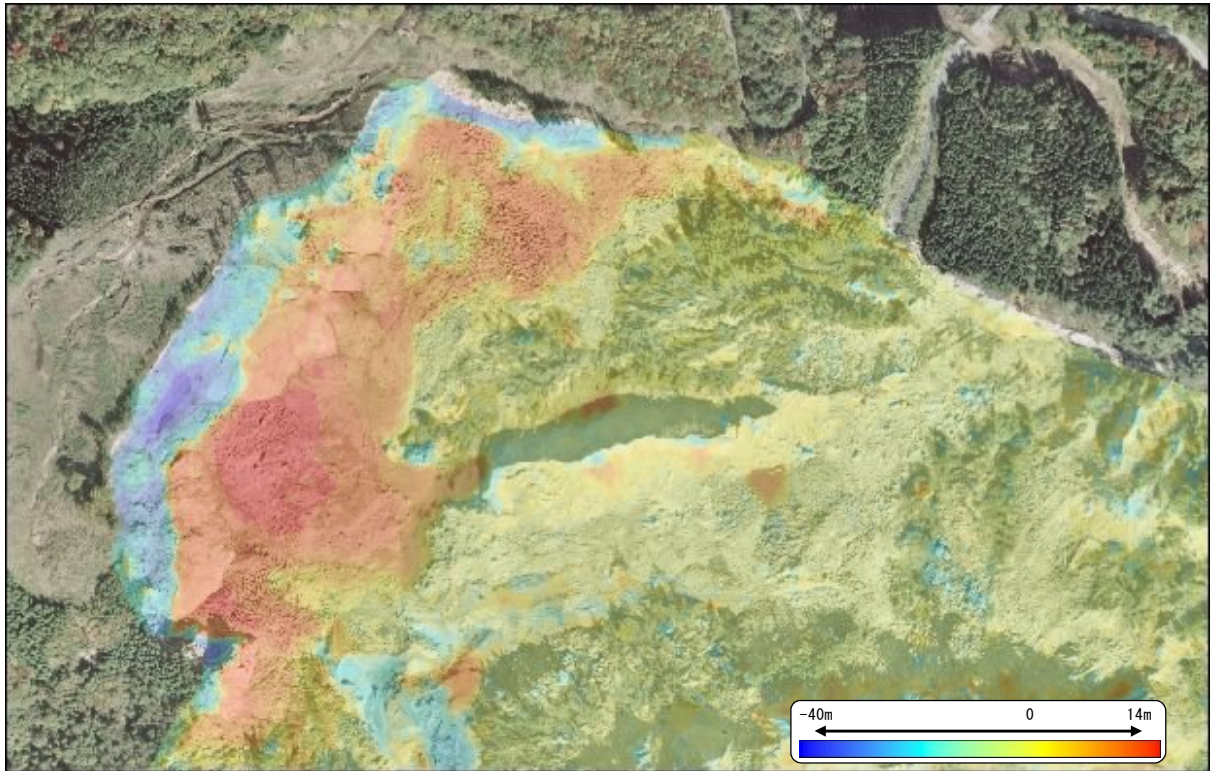
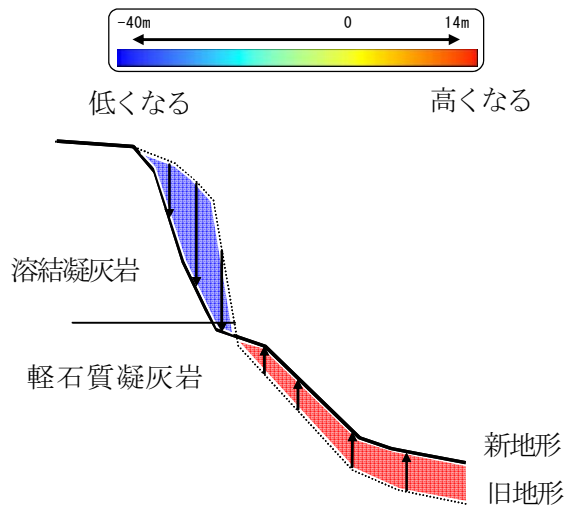


図 3.1.44 2008年6月～2009年10月の地形変化（背景：2009年10月撮影）

<差分の概念図>



【LP による冠頭部・滑落崖の状況】

- ① 地震後1ヶ月間の地形変化は極めて大きく、滑落崖上部で最大 40m 以上低下し、滑落崖下部から脚部では大きく上昇している。変化は右側壁側が大きい。
- ② 上昇と低下の境界は、wt-pt 境界付近に相当している。崖錐が到達していない滑落崖中部で、上昇が生じている。
- ③ 2008年7月以降の変化は、右側壁側の滑落崖下部で上昇が顕著である。上昇範囲は、滑落崖下部の軽石質凝灰岩に相当する。

レーザプロファイラから作成したメッシュより、(1)で得られた地形変化の状況をもとに断面線を作成し、各時期で比較した。

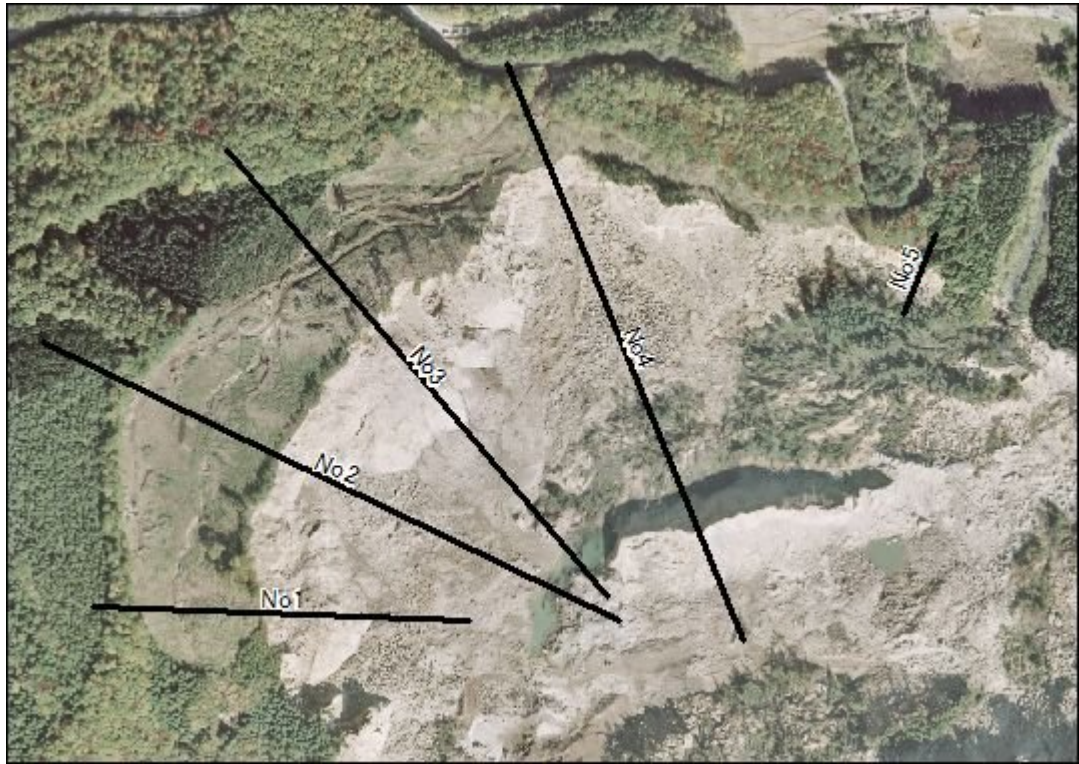


図 3.1.45 断面取得位置 (背景: 2009年10月)

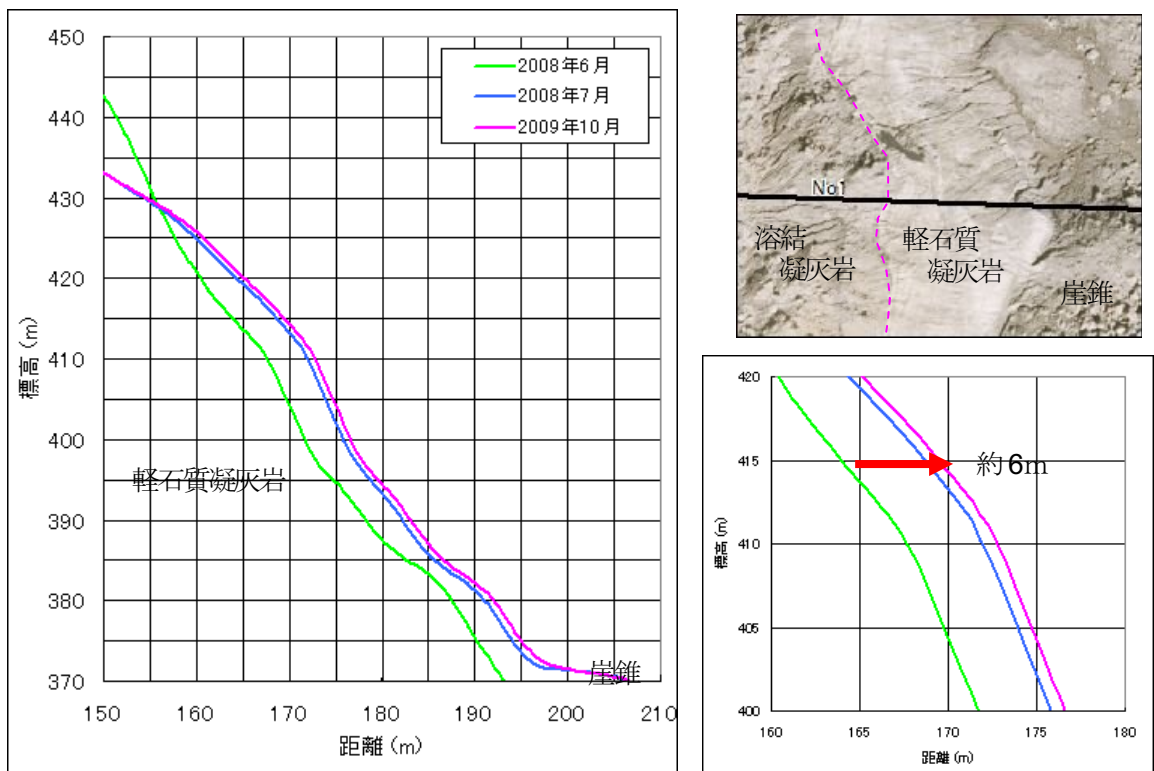


図 3.1.46 No.1断面 (左: 150m~210m 区間を拡大 右: 160m~180m 区間を拡大)

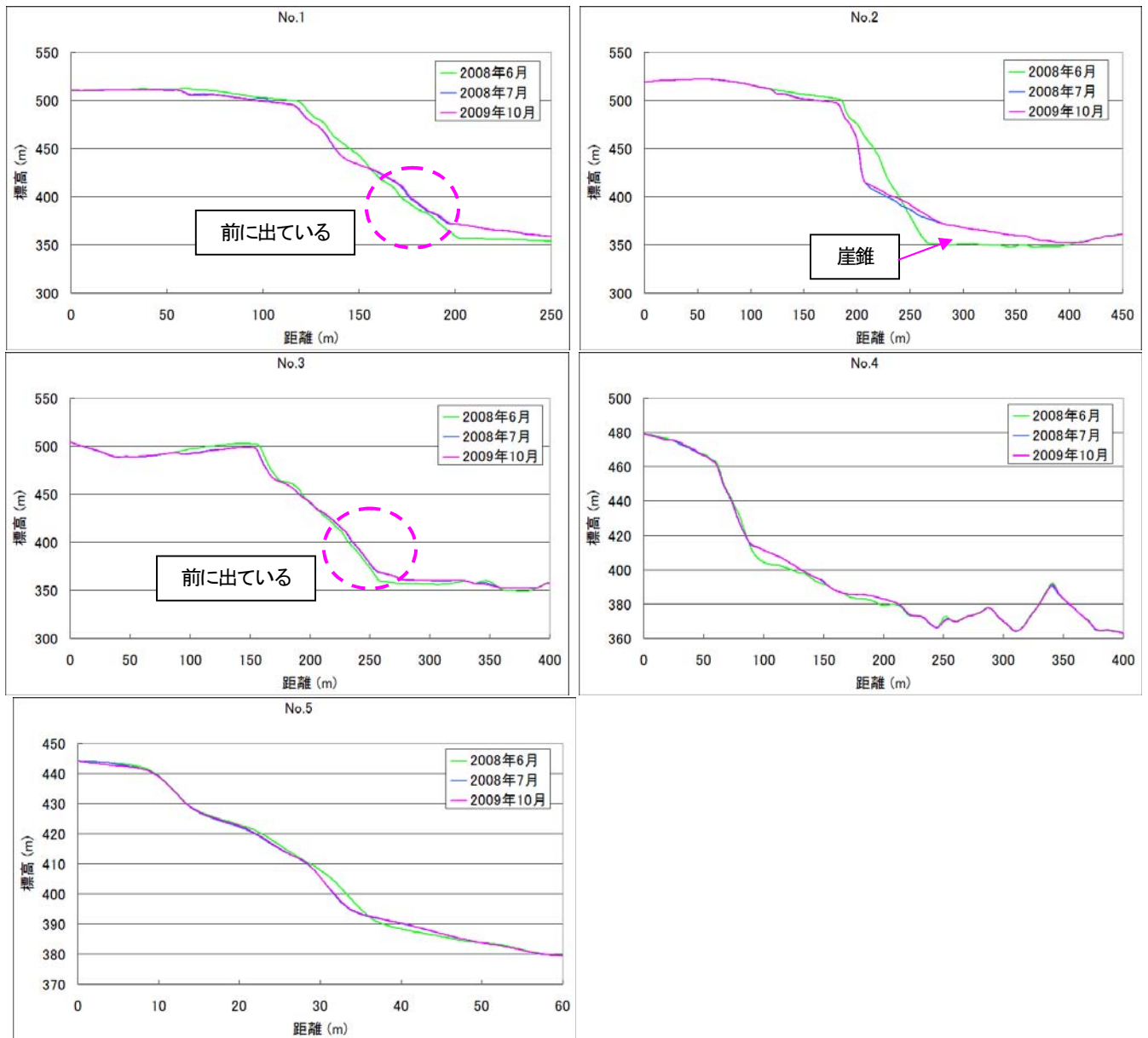


図 3.1.47 No.2～No.5 断面図

No.1 は、図 3.1.46 に示したように、2008 年 6 月～7 月にかけて 5m 程度前にせり出している。それ以降も 1m 程度前に出てきていることがわかる。この部分については、図 3.1.46 右上のとおり、崖錐ではなく、軽石質凝灰岩に相当するもので、岩盤が押し出されたことを示している。

No.2 では、図 3.1.42 に示したように、大きな崩壊が発生し、滑落崖が 20m 以上後退した。崩壊部分は、wt-pt 境界より低く、軽石質凝灰岩内にすべりを有する崩壊であった。

No.3 は、No.1 と同様に、溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩との境界付近で 2008 年 6 月～7 月にかけて 3m 程度前にせり出している。以降は、0.5m 程度となっている。

No.4 と No.5 は、2008 年 6 月～7 月間の変化以降は大きく変化していない。

滑落崖面上部の溶結凝灰岩では崩壊により標高が低下し、滑落崖面下部では軽石質凝灰岩が押し出され、標高が上昇しており、その傾向は右側壁側ほど顕著である。
 このため、6/27 以降に軽石質凝灰岩内にすべり面を有する規模の大きな崩壊が発生した。

3.1.5 移動点観測（GPS・光波）結果

冠頭部に設置した GPS および光波測点の計測結果を図 3.1.48と図 3.1.49に示す。

図 3.1.48は、水平と鉛直変位量を示したもので、上の図は設置時からの累積変位量、下の図は月当たりに換算した変位量である。図 3.1.49は、水平変位方向を示したものである。

- 【GPS・光波による冠頭部拡大亀裂の変位】**
- ① 伸縮計と同様に、前年の 12 月以降に変位量が減少している。
 - ② 水平変位量は、GP.7B・GP.7A・GP.8・GP.7C の順で大きい。
 - ③ 鉛直変位量は、GP.7B・GP.8・GP.7A・GP.7C の順で大きい。
 - ④ GP.8 と GP.7B では鉛直変位量のほうがやや多く、GP.7A は水平変位量が大きい。

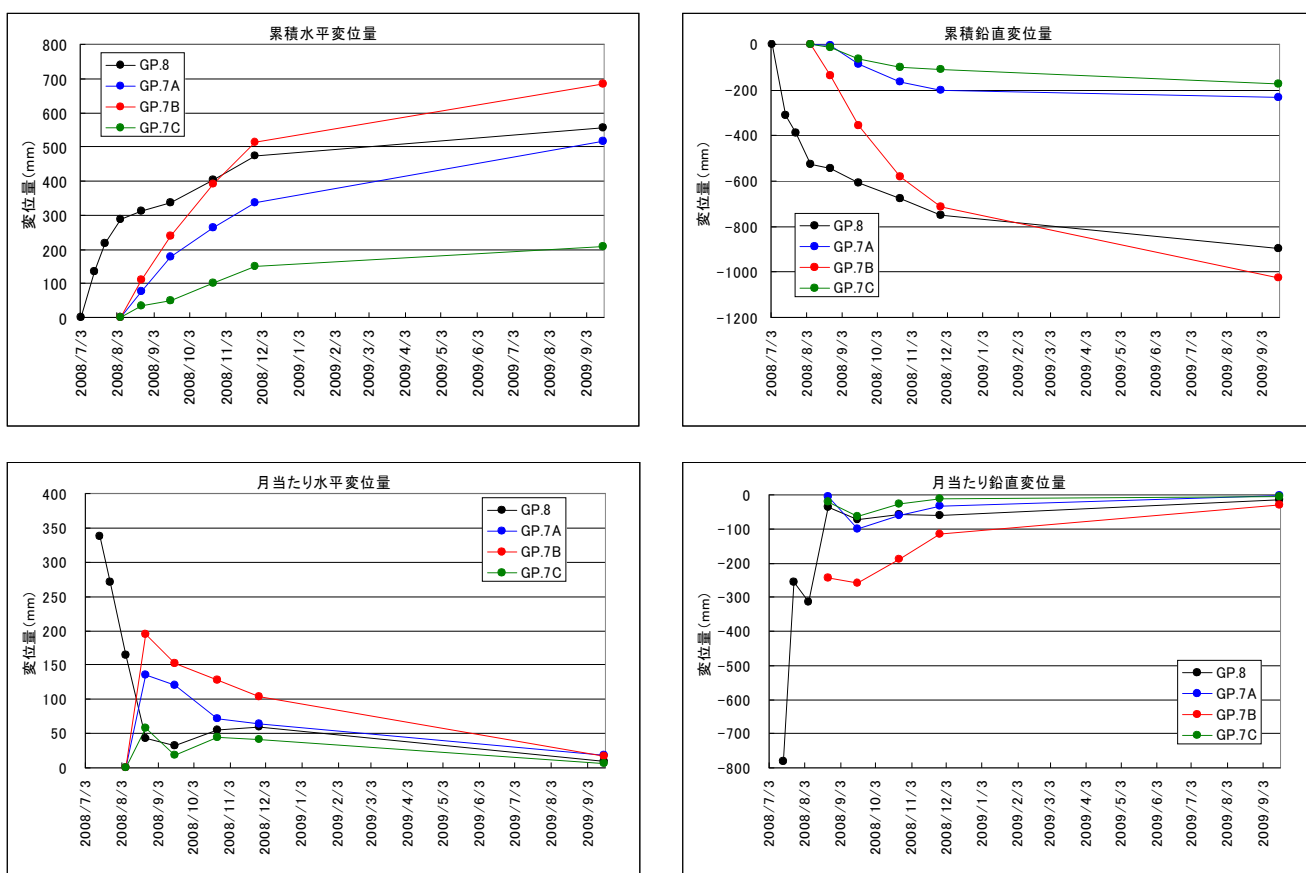
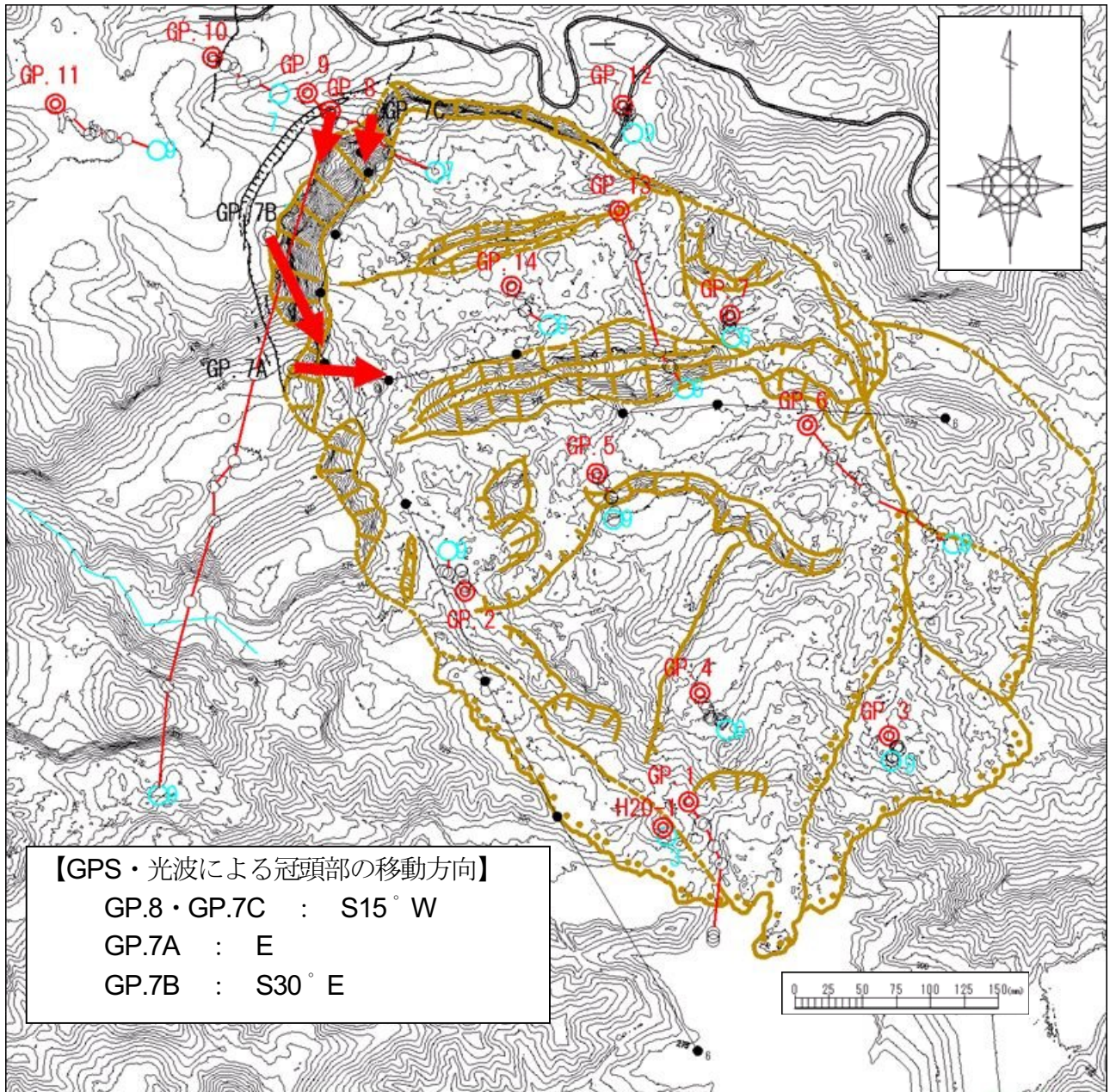


図 3.1.48 冠頭部の累積変位量と月当たり変位量



GPS		光波測量	
凡例	観測日	凡例	観測日
◎	H.20.7.1~7.8	●1	H.20.8.6
○	H.20.7.15~7.19	●	H.20.8.23
	H.20.11.26~11.28		H.20.11.27
○	H.21.9.17~9.19	●6	H.21.9.17

図 3.1.49 移動点水平変位ベクトル図

【冠頭部土塊の運動】

- ① 中央部で最も水平・鉛直変位量が大きく、右側壁に近づくほど移動方向は東寄りになる。
- ② 冠頭部では陥没により鉛直変位が大きいですが、右側壁に近い部分では水平変位が大きくなる。

3.1.6 拡大崩壊の構造と運動の推定

(1) 拡大崩壊の構造

現地調査およびレーザープロファイラ・空中写真の検討から、次のようなことが明らかになった。

- ① 拡大亀裂は、陥没にともなって形成された陥没帯上流壁である。
- ② 陥没帯の下流壁は、滑落崖中部の溶結凝灰岩・軽石質凝灰岩境界である。
- ③ 陥没は、軽石質凝灰岩が斜面下方へ大きくせり出す変形を伴いつつ発達した。せり出し量は数 m～10m に達しており、陥没量に相当する。
- ④ 同時に、軽石質凝灰岩には、転倒変形が生じ、垂直性の亀裂が形成され、岩盤は著しく脆弱化した。
- ⑤ 特に陥没量が大きかった部分では、軽石質凝灰岩の変形も大きくなり、軽石質凝灰岩を含む規模の大きな崩壊が発生した。

このようなことから、拡大崩壊は、図 3.1.1 に示すような構造をしていると推測される。

冠頭部には、厚さ 100m に達する溶結凝灰岩が残ったため、この膨大な土塊の荷重が下部の軽石質凝灰岩に作用した。溶結凝灰岩には、分離面となり安い柱状節理が発達しているため、これが山側亀裂となったと考えられる。

陥没帯の下流壁は、滑落崖の勾配変化点となる溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界付近で発生したと推測される。すなわち、軽石質凝灰岩は 60° の斜面を形成していて、溶結凝灰岩は節理に規制され 70°～80° の斜面を形成したため、溶結凝灰岩の下端で亀裂が生じて、陥没を生じたと推測される。

冠頭部が陥没を生じるには、陥没の下流側の軽石質凝灰岩が変位しなければならない。下流側への変位量は最大で 10m にも達しているが、軽石質凝灰岩斜面の傾斜が著しく急傾斜化したようにはみえない。このため、せり出しの多くは、軽石質凝灰岩内のすべりが主体であり、軽石質凝灰岩に発達する垂直性の節理の転倒による変位が占める割合は少ないことが予想される。

軽石質凝灰岩のすべり面がどこかは明らかではないが、陥没帯発達時期に発生した軽石質凝灰岩の崩壊の事例から、前面の地すべり陥没帯堆積面からそれほど深い位置で発生したものとは考えられない。地すべりのすべり面まで達するような深い深度の場合には、前面の陥没帯堆積物のため、転倒は発生しにくいと考えられ、すべり面が深くなれば溶結凝灰岩の载荷の影響も相対的に小さくなる。

地すべりのすべり面まで達している可能性は、拡大亀裂が現在も活動中であるのに、地すべり本体に変動が全くみられないことから、考えにくい。ただし、地すべり観測開始以降の、陥没変位量は小さいので、観測されない可能性も残る。

陥没底面のすべりの形状は、拡大亀裂が開口性であることから、直線状であると考えられる。

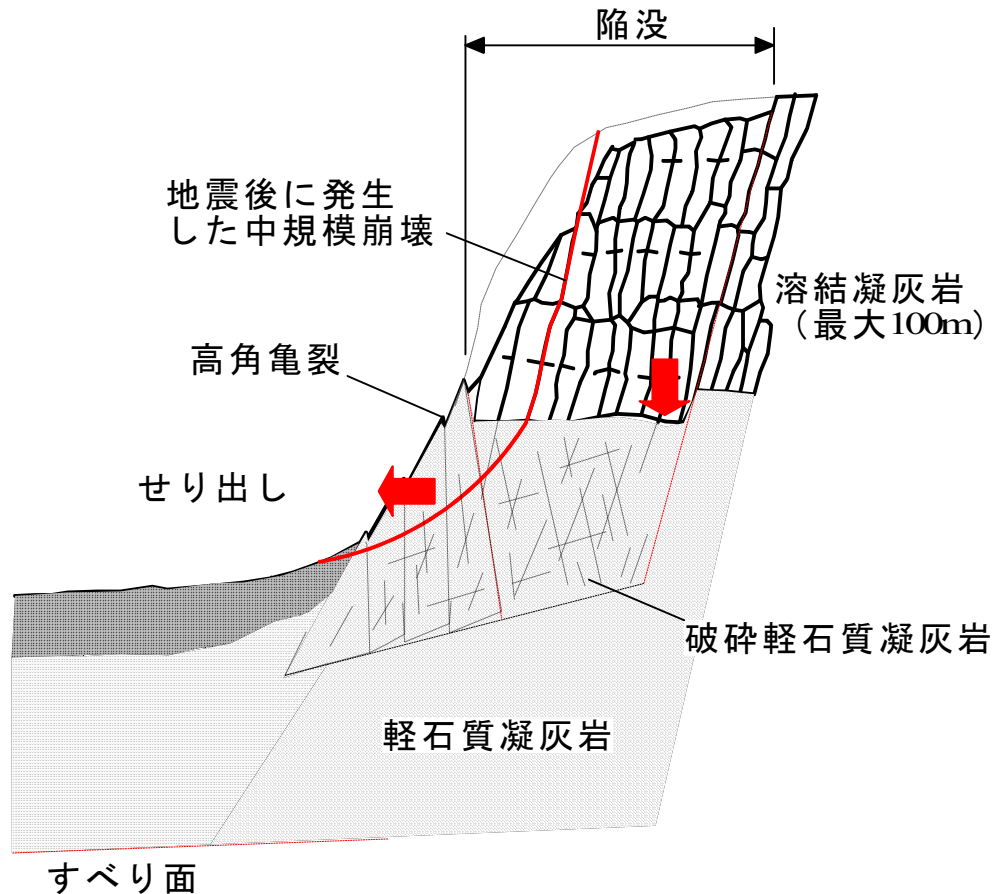


図 3.1.1 拡大崩壊の想定構造

(2) 拡大崩壊の運動

陥没が発生しているのは、溶結凝灰岩が厚い部分であるため、図に示すような範囲となると推測される。

地表面現象と移動量観測による土塊の移動方向は、整合的である。したがって、拡大崩壊は、移動量観測に示されるように、左岸側では南からやや西寄りに、中央付近では主測線方向に、右岸側では東西方向に移動していると考えられる（図 3.1.2）。

GP.7B 直下の軽石質凝灰岩には N-S～NWN-SES の亀裂が発生しており、D 付近に開口性の亀裂が形成されつつあることから、右側壁側ほど pt の開口が大きくなって、その方向に陥没帯の土塊が変位しているかもしれない。

GP.8 の変位方向は溶結凝灰岩の陥没方向に近いことから、pt の変位が小さく、変位の大きな GP.7B 付近の土塊にむかって、変位している可能性がある。

GP.7A は pt ないし旧陥没堆積物の上に設置されており、GP.7B 直下の pt の亀裂と直交する方向に変位していることから、pt の変位方向を表しているのかもしれない。

しかし、移動量観測による土塊の移動方向と拡大崩壊の関連性については、地中データがないため不明な点が多く、現時点では合理的な説明は十分できていない。

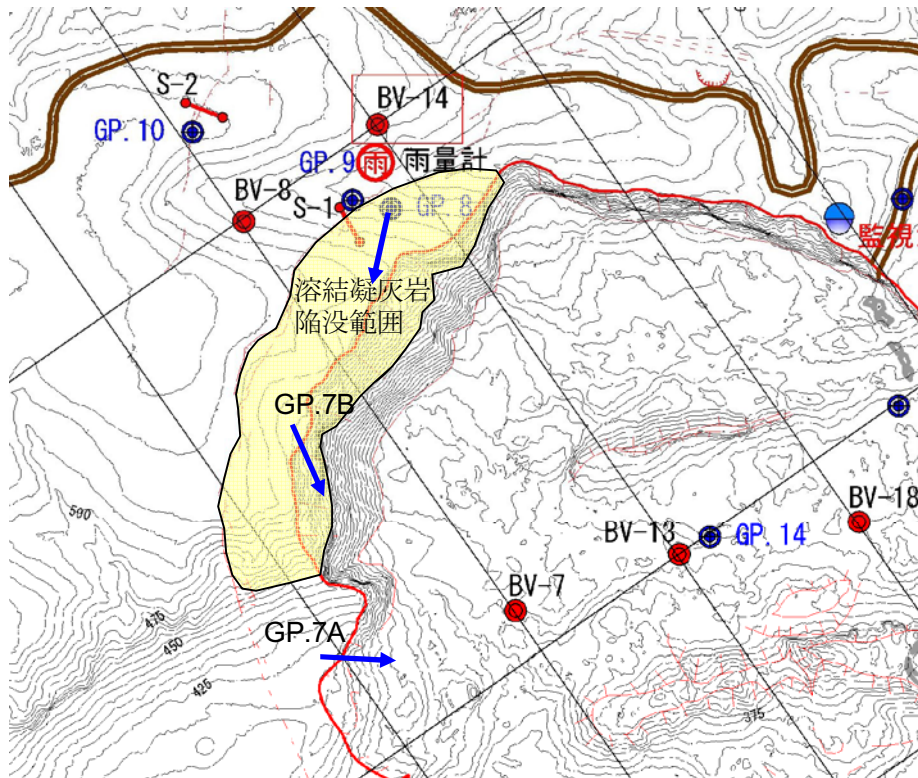


図 3.1.2 溶結凝灰岩の想定陥没範囲と移動量観測による移動方向

【冠頭部土塊の変位の推定】

- ① GP.8 付近の土塊は、南東側を軽石質凝灰岩に拘束され、GP.7B の大きな変形に伴って、GP.7B 方向に変位が生じている
- ② GP.7A 付近には溶結凝灰岩がほとんど分布しないので、陥没が発生しにくい条件にある。このため、GP.7A では、水平変位量に較べて、鉛直変位量が小さい。
- ③ 右側壁寄りには正断層系の亀裂が形成されており、すべり面は、C から M に向かって下り傾斜を有し、かつ比較的浅い位置にあるのではないかと推測される。
- ④ 変形が進むと、再度、中規模以上の崩壊を発生させる危険性がある。

(3) 今後の予測と安全対策

滑落崖は、軽石質凝灰岩の変形が大きくなってきており、溶結凝灰岩の節理は開口しているものが多くみられる。このため、浅層崩壊の危険性が極めて高くなっている。

D から斜交する亀裂は、開口量・落差ともに小さいが、拡大崩壊の右側壁側の軽石質凝灰岩の破壊・変位が大きくなっていることを示唆している。この付近での変位が進めば、規模の大きな崩壊が懸念される。さらに、H の南側の地内へ張り出した土塊には、多くの高角亀裂が発生しており、崩壊する危険性が高い。これらの下部では、現在、仮排水路工の施工が行われており、十分な安全対策が必要である。

3.2 冠頭部拡大亀裂の安定計算

3.2.1 拡大亀裂発達の経緯

(1) 変位置

主滑落崖背後の冠頭部では、地震後1ヶ月で急速に段差亀裂（以後、拡大亀裂と呼ぶ）が発達した（図 3.2.1）。LPによる6/18～7/19までの最大沈下量は約10mで、平均的にも5～6mに達しており、極めて活発な滑動であったことがわかる。

拡大亀裂は、その後、徐々に滑動速度を減じ（図 3.2.2）、段差亀裂の伸縮計観測を開始した7月中旬で約10mm/日（水平・鉛直移動）であり、現在もまだ活動中である。100mmの日雨量を観測した8/24の前後5日の変位置は、前が6.9mmで、後が9.4mmであり、豪雨以降に速度が増加している。

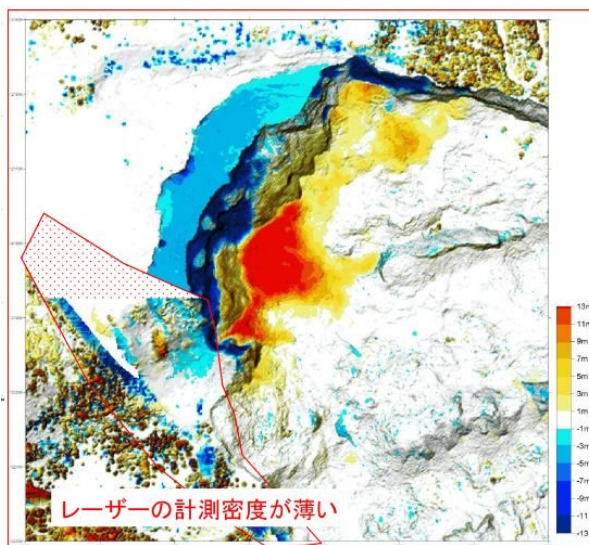


図 3.2.1 LPによる6/18～7/19（H.20）の差分

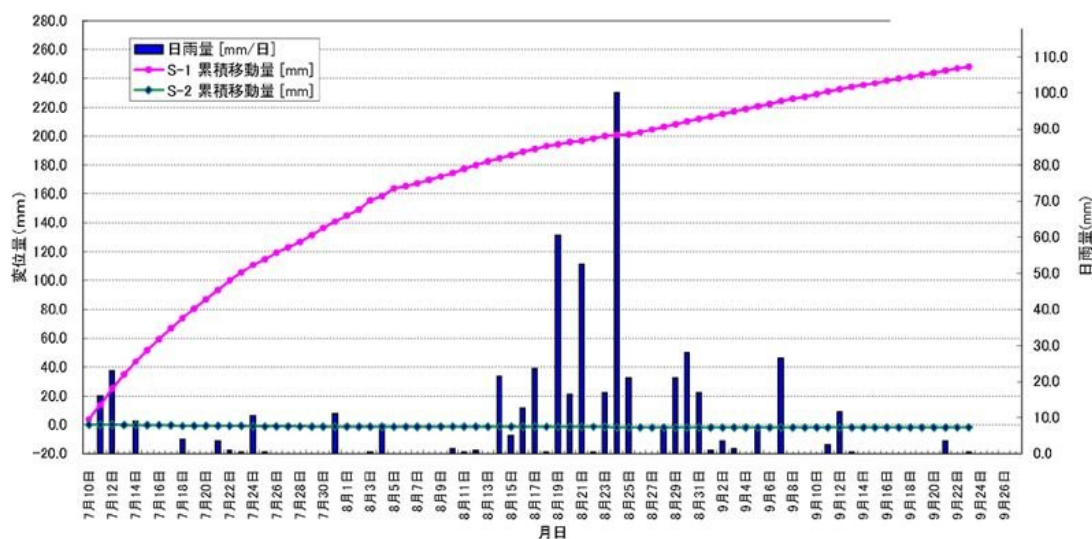


図 3.2.2 伸縮計による H.20 年 7～9 月の変位

拡大亀裂の現在（H.21.9）の状況を図 3.2.3示す。拡大崩壊の頭部は、図 3.2.1の変化量からもわかるように、ほぼ均一な沈下を示しており、顕著な傾動は認められない。



図 3.2.3 滑落崖の現在の状況 (H.21.9)

冠頭部に設置した GPS (GP.8) および光波測量点 (GP.7A・GP.7B・GP.7C) における H.20 年 7～9 月頃の水平・垂直変位量から、岩盤の変位角度を求めると、GP.8・GP.7B・GP.7C で水平から俯角 $55\sim 58^\circ$ となっており、急角度で沈下していることがわかる (GP.7A は、 26° と比較的緩傾斜)。変位角度を俯角 60° とし、地震発生 1 ヶ月の沈下量を 6m とすると、この間の水平移動量は 3m 程度となる。

(2) 拡大崩壊の範囲と深さ

拡大崩壊の範囲は、図 3.2.4 に示したとおりである。特に亀裂の発達が著しかったのは、滑落崖が屈曲する中央部付近から右半分である。滑落崖屈曲部付近では、拡大亀裂と滑落崖頂部が最も近づき、沢地形をなしていることから、崩壊は一端この付近で滑落崖にでてくると予想される。

右岸側には隣接する旧地すべりの陥没帯付近までは明瞭に連続性を追うことができる。これより下部へは、不明瞭ながら側壁とほぼ平行に連続し、標高約 420m まで確認することができる。この付近での溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界標高は約 420～430m である。亀裂が、この標高より下まで連続していることは、この拡大崩壊が、溶結凝灰岩内の崩壊ではなく、軽石質凝灰岩まで達した大規模なものであることを示唆している。

このことは、拡大崩壊の機構検討による滑落崖の変化からも支持される。

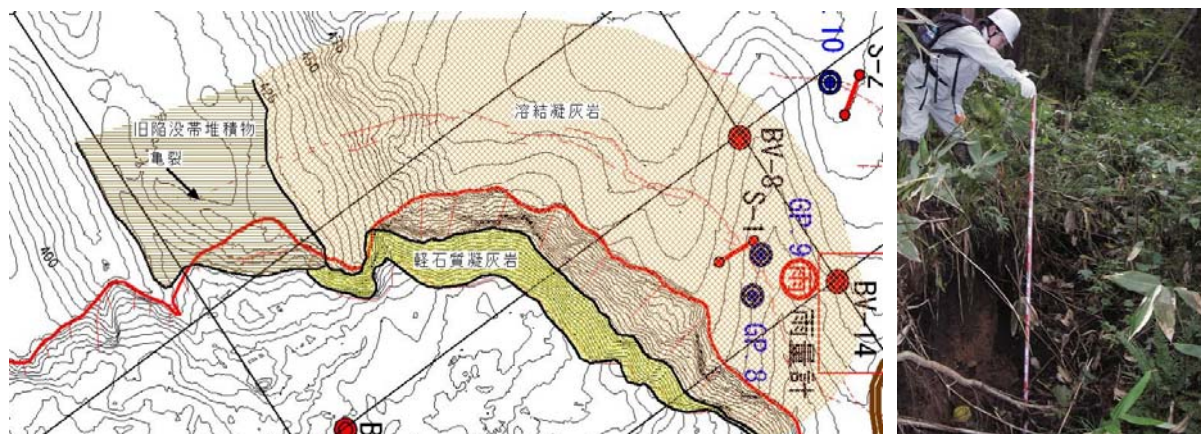


図 3.2.4 拡大崩壊の範囲 (H.20.8 踏査時) と H21.9 の亀裂拡大状況

(3) LPによる地震後1ヶ月の地形比較

図 3.2.1に示した LP の差分計算結果から、(2)の拡大崩壊に対応する滑落崖の範囲において、滑落崖の崩壊量と脚部の堆積量を比較した。冠頭部の沈下量は計算から除外している。その結果、崩壊量は約 17 万 m^3 であるのに対し、堆積量が 25 万 m^3 で、8 万 m^3 も堆積量が多い結果となっている。

拡大崩壊のすべり面は明確ではないが、GPS 等の観測結果からは、冠頭部は沈下だけでなく、水平方向への変位も生じている。土塊の移動ベクトルの俯角は 60° 程度であり、すべり面は全体としてこの程度の傾斜を有していることを示していると考えられる。また、溶結凝灰岩には、斜面下方に 75° 程度で傾斜した柱状節理が発達しており、この面がすべり面を形成している可能性も高い。

また、冠頭部の沈下にもなって、崩壊土塊は前方に押出しを生じていることは、冠頭部拡大崩壊の機構解析の検討で既に述べたとおりである。

このようなことから判断すると、拡大崩壊のすべり面は軽石質凝灰岩内に形成されているのは間違いない。

3.2.2 岩盤の状況

主滑落崖を形成している軽石質凝灰岩と溶結凝灰岩の岩盤状況について記述する。

(1) 軽石質凝灰岩

① 軽石質凝灰岩にみられる節理系

軽石質凝灰岩は、一見したところ不連続面はほとんど認められない。しかし第二リッジを構成する軽石質凝灰岩は、垂直に近い亀裂によって短柱状の岩塊に分離している。第二リッジに発達する節理を30箇所計測し、ステレオネットを用いて方向解析を行った結果が、図3.2.5である。

軽石質凝灰岩には、走向が東西で垂直性の節理と、走向が南北～南南東-北北西で垂直性の節理が発達している。これらはおおむね直交する関係にある。垂直性以外の亀裂はほとんど認められない。

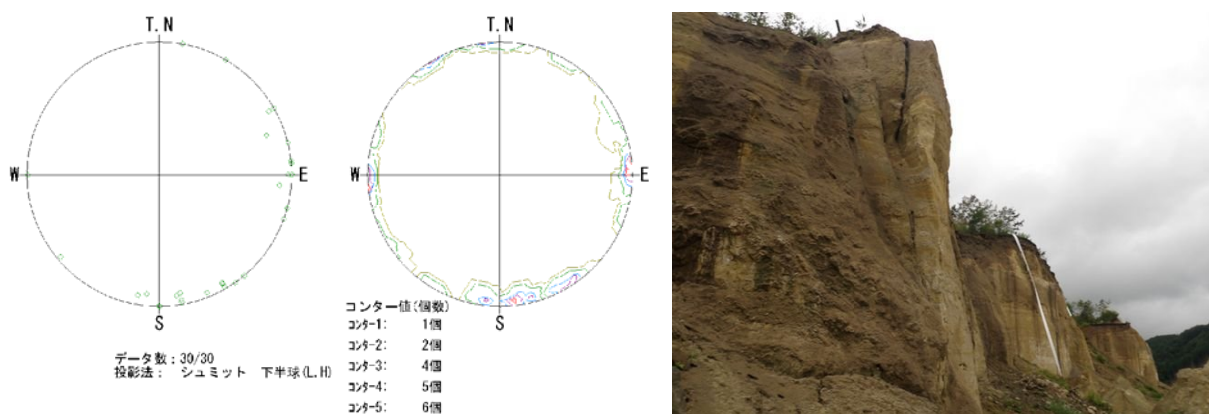


図 3.2.5 第二リッジ軽石凝灰岩の割れ目の卓越方向解析 (ステレオネット下半球投影)

同様な傾向は、第一リッジでも認められる。第一リッジの山側の滑落面は、平滑な傾斜 60° の1枚面であるが、第一リッジが斜面下方へ 30° 転倒しているので、山側滑落面はもともとは垂直の面であったことがわかる。

②主滑落崖の軽石質凝灰岩

主滑落崖の軽石質凝灰岩には、明瞭な節理系は認め難く、滑落面はおおむね 60° の傾斜をなしている。これは主働破壊によってできた破壊面である可能性がある。

また表面には不規則な形状の開口亀裂が観察でき、そのうちの数カ所の亀裂からは多量の湧水がみられる。これらは、地震後の拡大崩壊の活動にともなって顕在化した割れ目である。



図 3.2.6 主滑落崖の軽石凝灰岩の傾斜 (左) と開口亀裂 (右)

③軽石質凝灰岩内の地下水位

冠頭部に掘削した **BV-14** (孔口標高 **493.9m**) の地下水位は、冬期で標高=**410m**程度で、溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界付近に形成されている。前記したように、主滑落崖脚部の開口亀裂から大量の湧水が認められることから、軽石質凝灰岩内には裂か水が形成されていると推測される。

(2) 溶結凝灰岩

溶結凝灰岩には、柱状節理を主体として、多くの節理・割れが生じている。柱状節理は、短径 **2～3m** 程度である。長径部の節理は数十mに達するところもあるが、緩傾斜の節理も多く発達するため、柱状ブロックは複数のブロックに細分化されている。このため、溶結凝灰岩の崩壊岩塊は、最大でも **4～5m** 程度で、多くは **2～3m** 以下である。

柱状節理の構造は複雑であるが、おおむね **N25° E75° E** と **N80° W75° E** の直交節理により柱が形成されている。**N25° E75° E** は、滑落崖に対し流れ盤構造となる。溶結凝灰岩は、風化と地震動による緩みのため、節理面は分離しており、そのためこの面で多くの崩壊が生じている。

長柱状部の節理面は比較的平滑な面となっており、ダイレイション角 (粗さの乗り越え角) はあまり大きくないと推測される。



図 3.2.7 主滑落崖の溶結凝灰岩に発達する節理とその粗さ

3.2.3 限界ひずみ量からみた崩壊危険度

斜面崩壊は、前兆現象としての亀裂が発生して移動をはじめ、移動速度を徐々に増しながら最終的に崩壊を生じて流下する。この崩壊にいたるまでの斜面の変位量には閾値（限界ひずみ）が存在すると考えられている。

斉藤・上沢（1966）は、三軸圧縮試験による応力制御クリープテストにより、土質に関わらず、二次クリープ状態にある定常ひずみ速度－破壊時間との間に図 3.2.8に示すような関係を見いだしている。この関係は、次式のようになる。

$$\log_{10}tr = 2.33 - 0.916\log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59$$

この関係からは、二次クリープ開始点から破壊にいたるまでのひずみの範囲は、0.0055～0.083 であり、最小で0.6%、中央値で2%、最大で8%のひずみに達すれば破壊することを示している。

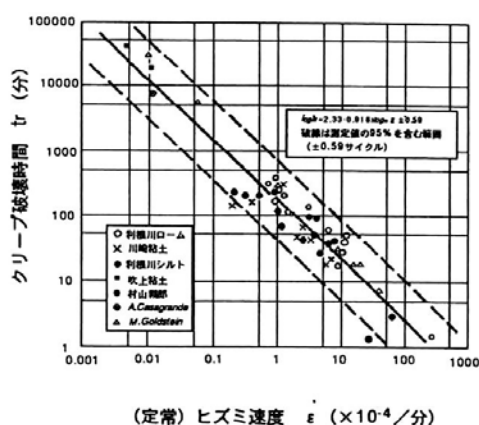


図 3.2.8 三軸圧縮試験による定常ひずみ速度－破壊時間の関係（斉藤・上沢，1966）

拡大亀裂は、地震後1ヶ月で急速に発達し、その後ひずみ速度が低下している。このことから、地震後1ヶ月までが一次クリープ、1ヶ月以降が二次クリープと考えることができる。地震発生後1ヶ月の7/19から現在までの拡大亀裂の変位量は、最大で5m、平均的に2m程度に達している（現地踏査結果より）。

安定解析で求められた最危険すべりの斜面長は、約250mである。したがって、限界ひずみの考え方に基づけば、二次クリープ開始後のひずみ量が1.5～20m（中央値5m）に達すると崩壊する危険性が高い。現在のひずみ量は、0.008～0.02に達している。

森脇（2001）は、室内試験と既往崩壊事例から、限界ひずみ量の考え方を実斜面へ適用し、地表面ひずみ量と危険度評価を表 3.2.1 のように提案している。これによれば、現在の荒砥沢拡大崩壊は、破壊領域に区分される。森脇（2001）は、ひずみ量が0.006～0.02の斜面は、既に破壊領域に入っているか、もしくは直前で崩壊の危険度が高いとみなすことができる、としている。

表 3.2.1 地表面ひずみ量と危険度評価

地表面のひずみ 移動量／崩壊斜面長	領域区分
～0.003	前兆領域
0.003～0.006	警戒領域
0.006～0.020	破壊領域
0.020～	完全破壊領域

3.2.4 安定解析の検討条件

以上の現況や計測結果から、拡大崩壊は

- ①溶結凝灰岩内は、岩石に比べ強度の弱い高角節理に規制され、直線的に形成
- ②すべりは軽石質凝灰岩に達している

と推測される。

そこで、拡大崩壊の安定度の検討条件を次のように設定した。

(1) 拡大崩壊の検討条件

1) 地層

最上部の安山岩質凝灰角礫岩については、土質試験等が実施されていないため、溶結凝灰岩に含め、軽石質凝灰岩と溶結凝灰岩からなる斜面とした。また脚部にはこれらの崩壊物からな崖錐堆積層を設定する。

2) すべり面

与えた地形・土質条件による繰り返し円弧計算により、最危険すべりを探索。ただし、溶結凝灰岩中のすべり面は柱状節理の節理面と想定して、段差亀裂から 75° とし、溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界まで形成済みとした。この理由として、節理面強度に較べて岩盤の強度（特に粘着力）が極めて大きい、冠頭部では顕著な回転運動がみられないこと、節理面は風化・緩みにより粘着力がほとんど失われていると想定されること、などが挙げられる。

3) 検討時期および地形

次の条件で検討した。解析測線は2測線（R測線・L測線）とした。

- ①地震発生時：軽石質凝灰岩の節理構造から推定。地すべりにより滑落崖が割れた瞬間の状態。
- ②地震発生後：LPによる5/18の地形を使用。崩壊が活発化し、段差亀裂が発達した時期。
- ③地震発生1ヶ月後：LPによる7/19の地形を使用。
- ④現在：地形は不明。
- ⑤豪雨時：③の地形条件を用いる。
- ⑥応急排土工施工後：③の地形条件を用いる。排土標高は487.5m。
- ⑦計画排土工施工後：③の地形条件を用いる。

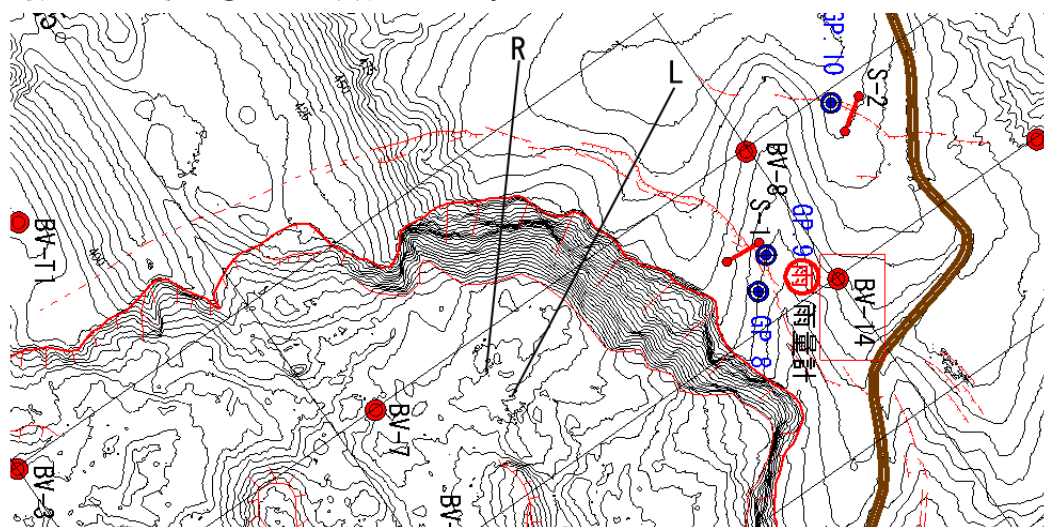


図 3.2.9 解析測線位置

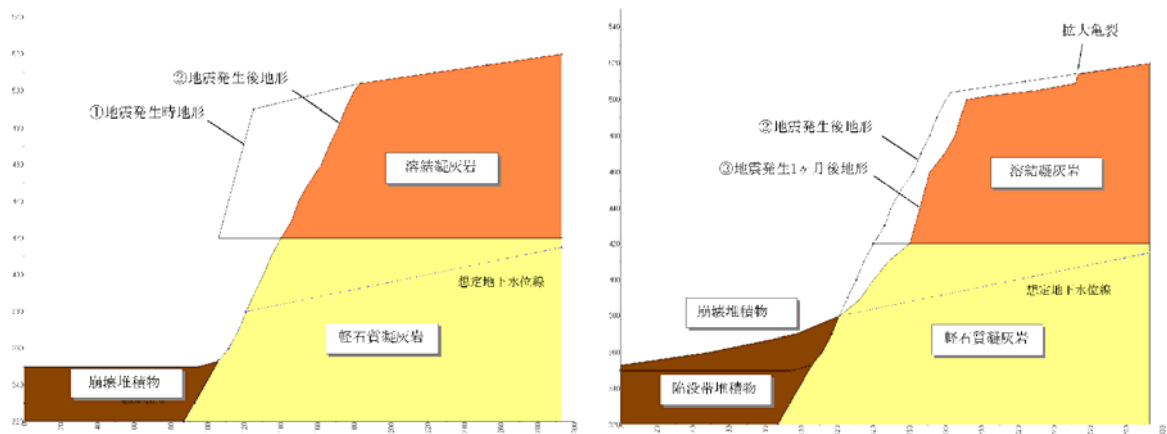


図 3.2.10 地震発生から1ヶ月後の地形変化

4) 土質強度

①溶結凝灰岩

溶結凝灰岩には節理が発達している。このため、節理面に沿って崩壊する場合は節理面の強度に支配され、節理面を切るすべり面は岩盤の強度に支配される。

H.20 に実施された土質試験による溶結凝灰岩の土質強度は、 $c=90\sim 3570\text{kN/m}^2 \cdot \phi=64\sim 51^\circ$ である。ここでは、両者の間のやや低めの値を用いることにし、 $c=500\text{kN/m}^2 \cdot \phi=55^\circ$ とする。

次に節理面の強度を求める。粗さのある不連続面のせん断強度は次式で得られる。

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_r + i)$$

ここに、 τ : せん断強度

σ_n : 不連続面にかかる垂直応力

ϕ_r : 残留せん断抵抗角 ($\equiv \phi_b$ 基本摩擦角)

i : ダイレーション角

i は、Barton により、経験的に次式で求めることができる。

$$i = \text{JRC} \cdot \log_{10}(\text{JCS} / \sigma_n)$$

ここに、JRC : 粗さ係数

JCS : 壁面強度 (一軸圧縮強度の 1/4)

ここで、基本摩擦角はコアのチルト試験から求めた。溶結凝灰岩のチルト試験による基本摩擦角は $36\sim 37^\circ$ であるが、低垂直応力では高めの値をとることが多く、一般的に湿潤状態での基本摩擦角は 35° を越えることはあまりないので、基本摩擦角は 35° とする。

JRC は 10 (1m の測定長に対し節理面の起伏 20mm) 程度とした。一軸圧縮強度は、未風化岩で 20.0MPa、強風化部で 0.75MPa が得られていることから、 $\text{JCS} = \sigma_n / 4 = 1.00\text{MPa}$ とした。垂直応力は、土かぶり 50m 程度・すべり面傾斜角 75° として、0.25Mpa となる。以上より、ダイレーション角は次のようになる。

$$i = 10 \cdot \log_{10}(1.0 / 0.25) = 6^\circ$$

よって、溶結凝灰岩の不連続面のせん断抵抗角は、

$$\phi_b + i = 35 + 6 = 41^\circ$$

となるが、安全側に立ち 40° を用いるものとする。

なお、溶結凝灰岩の単位体積重量は、H.20 の決定値 $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ を用いる。

- ・溶結凝灰岩の土質強度： $\gamma=19\text{kN/m}^3 \cdot c=500\text{kN/m}^2 \cdot \phi=55^\circ$
- ・節理面の強度： $c=0\text{kN/m}^2 \cdot \phi=40^\circ$

表 3.2.2 コアのチルト試験

ティルト試験

試験実施日：H21.9.8

調査地： 荒砥沢
調査孔： BV-14

試料名： 溶結凝灰岩
深度： GL-51~54m

試料名： 軽石凝灰岩
深度： GL-93~96m

自然乾燥状態

傾斜角	1回目	2回目	3回目	平均
30	安定	安定	安定	
31	安定	安定	安定	
32	安定	安定	安定	
33	安定	安定	安定	
34	安定	安定	安定	
35	安定	安定	安定	
36	安定	安定	安定	
37	安定	滑落	安定	
38	安定		滑落	
39	滑落			
40				
41				
臨界傾斜	38	36	37	37.0

自然乾燥状態

傾斜角	1回目	2回目	3回目	平均
30	安定	安定	安定	
31	安定	安定	安定	
32	安定	安定	安定	
33	安定	安定	安定	
34	安定	安定	安定	
35	安定	安定	安定	
36	滑落	安定	安定	
37		安定	滑落	
38		安定		
39		安定		
40		滑落		
41				
臨界傾斜	35	39	36	36.7

湿潤状態(コア表面に霧吹き実施)

傾斜角	1回目	2回目	3回目	平均
30	安定	安定	安定	
31	安定	安定	安定	
32	安定	安定	安定	
33	安定	安定	安定	
34	安定	安定	安定	
35	安定	安定	安定	
36	安定	安定	滑落	
37	安定	安定		
38	滑落	安定		
39		滑落		
40				
41				
臨界傾斜	37	38	35	36.7

湿潤状態(コア表面に霧吹き実施)

傾斜角	1回目	2回目	3回目	平均
30	安定	安定	安定	
31	安定	安定	安定	
32	安定	安定	安定	
33	安定	安定	安定	
34	安定	安定	安定	
35	安定	安定	安定	
36	安定	滑落	安定	
37	安定		安定	
38	安定		安定	
39	安定		滑落	
40	安定			
41	滑落			
臨界傾斜	40	35	38	37.7



②軽石質凝灰岩

$\gamma=16.5\text{kN/m}^3$ (試験値) とする。 $c \cdot \phi$ は、地震発生 1 ヶ月後の崩壊の安全率を $F=0.98$ (滑動中) として、逆算値を用いる。計算の結果、 $c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$ である。なお比較的新鮮なコアの三軸試験のピーク強度で $c=200\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$, 残留強度は $c_r=0.8\text{kN/m}^2 \cdot \phi_r=27.8^\circ$ である。

・軽石質凝灰岩の土質強度： $\gamma=16.5\text{kN/m}^3 \cdot c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$

③崖錐堆積物

$\gamma=18.0\text{kN/m}^3 \cdot c=0\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$ とした。

5) 地下水位

冠頭部に設置した BV-14 の地下水位観測結果を図 3.2.11に示す。地震発生時期に相当する 6 月は、融雪によると推測される地下水位上昇期に相当している。全体に降雨に対する反応は敏感ではないが、設置直後の水位は H.20/10/24 の豪雨の影響を受けたと考えられ、非常に高い。融雪時期と、豪雨時の最高水位の水位差は約 10m である。また地震発生時期にあたる 6 月の水位標高は約 417m である。

したがって、拡大崩壊発生時に対し、豪雨時には 10m 程度の水位上昇が予想されることから、地下水位は次のように設定する。

崩壊時～現状水位 (HWL) : 亀裂背後の標高 410m と滑落崖脚部を結ぶ線

豪雨時：崩壊時水位 + 5m (HWL+5m) と崩壊時水位 + 10m (HWL+10m) について検討

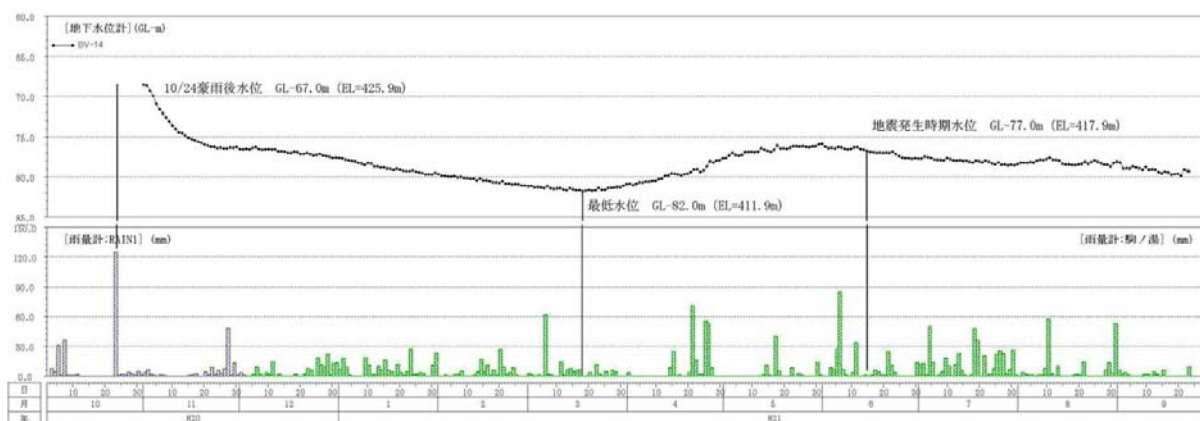


図 3.2.11 BV-14 の地下水位

6) 安全率

図 3.2.2に示すとおり、地震発生 1 ヶ月後において、滑動中であるため、この状態を $F=0.98$ と想定した。

(2) 中小規模崩壊の検討条件

検討条件は、次のとおりとする。

①地形：地震発生 1 ヶ月後の地形 (R および L 測線)

②土質強度：(1) と同じ

③節理条件：節理が連続する場合について検討する。節理は、その位置を変化させた 3 通り (①遷急線位置, ②遷急線から 10m 上部, ③遷急線から 20m 上部) について検討する。

③水位：HWL

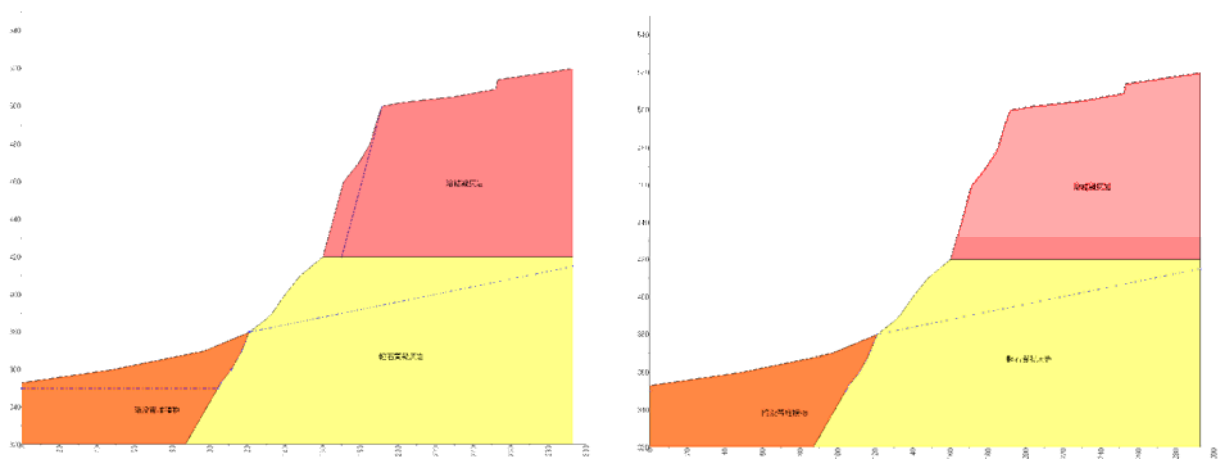


図 3.2.12 中小規模崩壊の解析モデル（左：亀裂あり，右：亀裂なし）

(3) その他の斜面の検討条件

地すべり地内には、拡大崩壊以外にも、急傾斜の斜面が分布している。これらの斜面は、将来的には安定勾配まで、崩壊や侵食によって緩傾斜化していく。ここでは、溶結凝灰岩からなる斜面、軽石凝灰岩からなる斜面、溶結凝灰岩と軽石凝灰岩からなる斜面について、安定計算を行って、崩壊の危険性について検討する。

なお地形・地盤条件は、斜面個々に異なり、全てについて検討することは困難であるため、単純化した幾つかのモデルによって検討を行う。

1) 溶結凝灰岩

50～70° の斜面について、検討を行った。発達する節理面の傾斜から、80° 以上の斜面では不安定になるため、80° 以上は除外している。検討に用いた土質強度は次のとおりである。また地下水位は考慮していない。

岩盤： $c=500\text{kN/m}^2 \cdot \phi=55^\circ$

節理： $c=0\text{kN/m}^2 \cdot \phi=40^\circ$

また節理については、溶結凝灰岩の全深度にわたり連続するものとして検討した。また下記のモデルで、軽石凝灰岩層はすべり面が形成しないものとする。

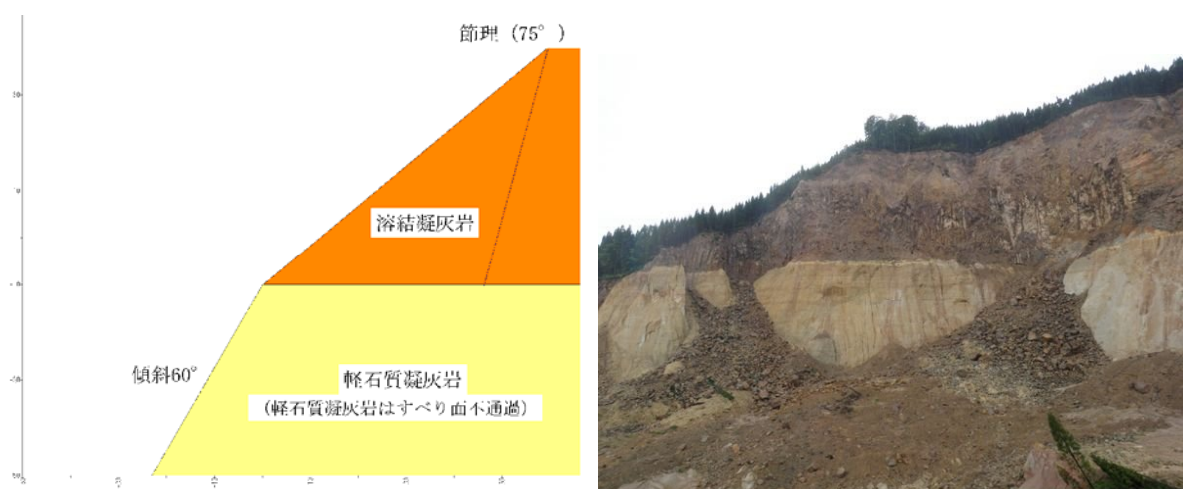


図 3.2.13 溶結凝灰岩の安定解析モデル

2) 軽石質凝灰岩

軽石質凝灰岩のみからなる斜面を対象とする。斜面傾斜と斜面高の組合せにより検討した。斜面傾斜は $40\sim 90^\circ$, 斜面高は $20\sim 50\text{m}$ である。検討に用いた土質強度は次のとおりである。また地下水位は考慮していない。

風化岩盤 : $c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$



図 3.2.14 軽石質凝灰岩の安定解析モデル

(4) 溶結凝灰岩の切土による効果試算の検討条件

溶結凝灰岩の緩傾斜化による効果を検討するため、現状斜面において、溶結凝灰岩を傾斜 $40\sim 60^\circ$ に変化させた場合について解析を行う。検討条件は、次のとおりとする。

- ①地形:地震発生1ヶ月後の地形(L測線)において、溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界(標高420.0m)から、 $40^\circ \sim 60^\circ$ で法切し、標高487.5m(応急排土工)で水平とした地形。
- ②土質強度: (1)と同じ
- ③節理条件: 節理が連続する場合と節理を考慮しない場合について検討する。節理が連続する場合については、①拡大亀裂、②法先から40mの位置、の2通りについて検討する。
- ③水位: HWL+10m

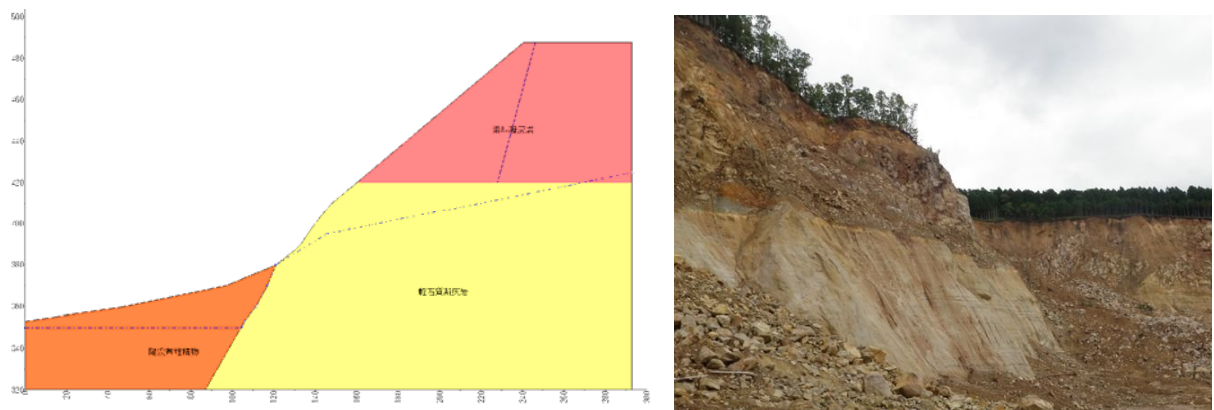


図 3.2.15 溶結凝灰岩の切土による効果の安定解析モデル

3.2.5 安定解析結果

安定解析には、いずれも PowerSSA（五大開発）を用いた。

(1) 拡大崩壊

安定解析結果は表 3.2.3 のとおりである。

R および L 測線の 7/19 地形に、軽石質凝灰岩の強度 $c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$ とした場合、R 測線で $F=1.00$ 、L 測線で $F=0.96$ となり、平均安全率は $F=0.98$ となった。したがって、この値を、軽石質凝灰岩の強度として用いる。

各時期の断面における最危険すべりは、比較的短い半径 ($r=100\text{m}$ 程度) を有する深くえぐり込んだすべり面となっている。発生当初のすべり面最深部は、両断面とも標高 330m であり、陥没帯の地表面より 20m 以上深いすべりとなっている。

表 3.2.3 拡大崩壊の安全率

時系列	拡大崩壊			土質強度	
	R断面	L断面	平均	軽石質凝灰岩 Pt	溶結凝灰岩 Wt
地震発生前				試験値 $c=200\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	岩石(試験値) $c=500\text{kN/m}^2$ $\phi=55^\circ$ 節理(チルト試験他) $c=0\text{kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
地震発生時 (地すべり発生時) 6/14	1.03	1.13	1.08	7/19逆算値 $c=95\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	
地震発生後 (地すべり滑落後) 6/15	0.85	0.87	0.86		
地震発生1ヶ月後 7/19	1.00	0.96	0.98		
現在	1.02程度	0.98程度	1.00		
豪雨時HWL1 (水位上昇5m)	0.97	0.94	0.95		
豪雨時HWL2 (水位上昇10m)	0.95	0.92	0.93		
応急排土工施工後 (EL=487.5m)	1.07(HWL1) 1.04(HWL2)	1.03(HWL1) 1.01(HWL2)	1.05(HWL1) 1.02(HWL2)		
法切工施工後	1.15(HWL1) 1.10(HWL2)	1.15(HWL1) 1.10(HWL2)	1.15(HWL1) 1.10(HWL2)		

この結果および前記した事項などから、崩壊の経緯について整理・推測すると次のようになる。

①地震発生時(6/14)

地震時には、地震地すべりの滑落により、垂直の滑落崖が形成された。軽石質凝灰岩は、地震動の繰り返し荷重により強度低下しており、垂直面は極めて不安定で、地震と同時に崩壊し、 60° の斜面

が形成された。これにより拡大崩壊が不安定化した。

②地震発生後 (6/15)

拡大崩壊の安全率は非常に低かったため ($F_s=0.86$) , 急速に崖を形成した (落差 10m) 。これに伴い, 2~3m の滑落崖の押出しが生じ, 滑落崖面には中小規模崩壊 (土砂量 25 万 m^3) が発生した。

③地震発生 1 ヶ月後 (7/19)

変位量はまだ 8mm/日 で, 活動は活発であるものの, 亀裂の急激な拡大は緩和する。この原因は, 滑落崖面の緩傾斜化と脚部への崩壊土砂の堆積によりと推測される。この後も, 徐々に変位量が減少した。

④地震発生 1 ヶ月後以降

変位計は徐々に変位量を低減し, ほぼ停止状態に至る。この間, 滑落崖面では小規模な崩壊がみられたが, 滑落崖面の崩壊はやや安定化しつつある。

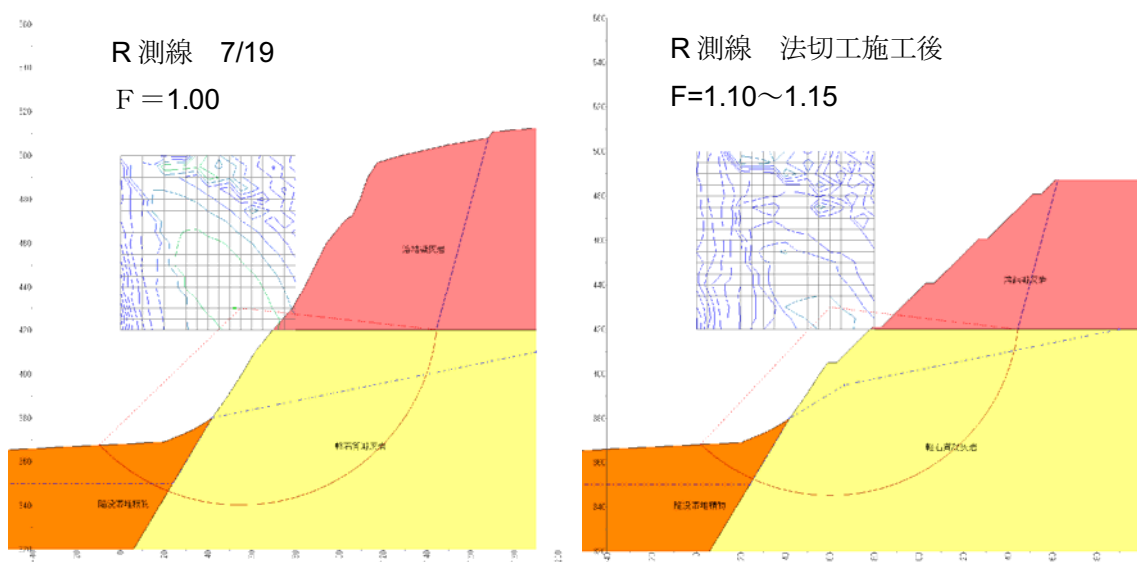


図 3.2.16 R 測線の拡大すべり (7/19) と計画切土工施工後の最危険すべり (HWL+10m)

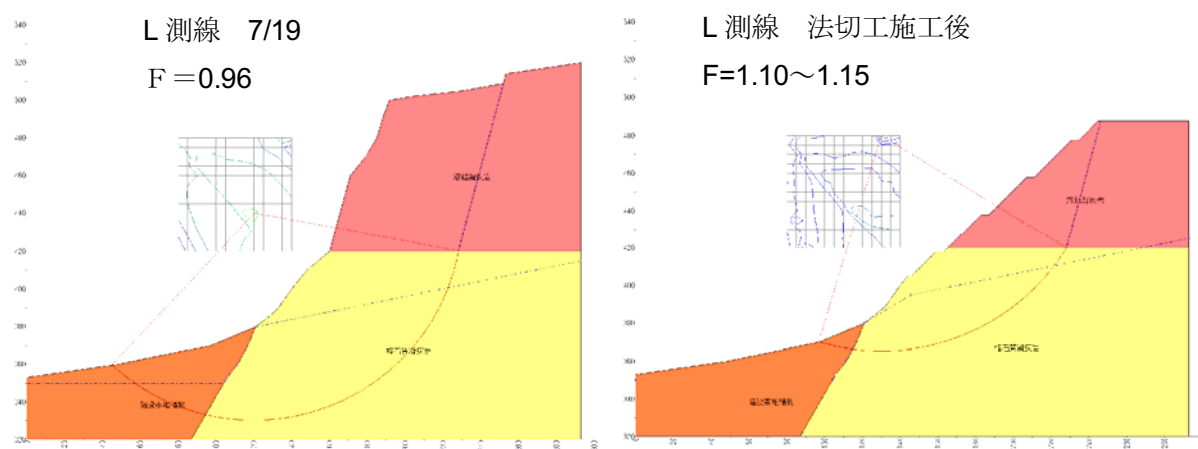


図 3.2.17 L 測線の拡大すべり (7/19) と計画切土工施工後の最危険すべり (HWL+10m)

(2) 中小規模崩壊の検討

拡大亀裂より滑落崖側を頭部とする中小崩壊の安全率を求めた結果を次に示す。

表 3.2.4 連続性の良い亀裂ある場合の中小規模崩壊の安全率 (HWL)

	亀裂位置		
	遷急線	遷急線から 10m	遷急線から 20m
R 測線	0.99	1.00	0.94
L 測線	0.77	0.79	0.78

現在の拡大亀裂より内側に連続性のよい亀裂（溶結凝灰岩全深度を貫く亀裂）が分布していたとすると、現状水位（HWL）でも、安全率は 1.00 を下回る。特に傾斜の急な L 測線の安全率は $F < 0.8$ であり、極めて小さくなる。地震直後の 6/15 には、溶結凝灰岩は垂直に近いところがあり、軽石質凝灰岩を含む崩壊も発生したと考えられる。実際に、軽石質凝灰岩と溶結凝灰岩との境界付近で、軽石質凝灰岩がテラス状に張り出しているところを確認できる。

現在はこのような $F < 1.0$ の極めて不安定な箇所（溶結凝灰岩の亀裂が連続する箇所）は崩落によってほとんどなくなっていると同時に、遷急線より奥には拡大亀裂以外には連続性の良い亀裂はないと推測される。

しかし、亀裂がある程度連続しているような箇所は、図 3.2.7 に示すようにまだ多く残されていて、このような箇所では安全率が低く、降雨の状況や風化等により崩壊する危険性のある斜面が残っていると推測される。

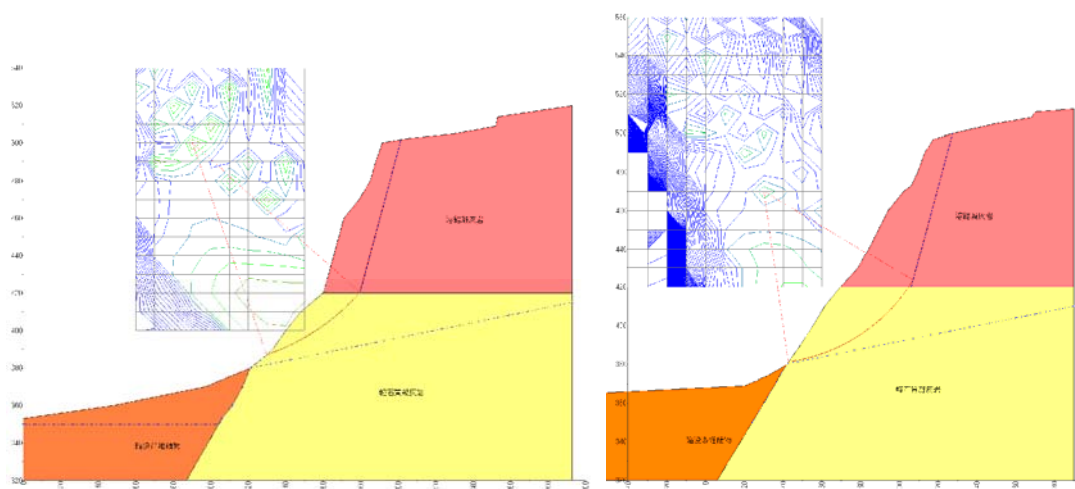


図 3.2.18 L 測線と R 測線の中小規模崩壊の最危険すべり（遷急線から 10m に亀裂・HWL）

(3) その他の斜面

1) 溶結凝灰岩斜面

地表面傾斜は、緩傾斜であるほど、安全率は高くなるが、いずれも安全率 $F > 2.0$ となり、溶結凝灰岩は 70° 以下の斜面傾斜では安定である。このことは、滑落崖の溶結凝灰岩に、 60° より緩斜面の面がほとんど認められないことから裏付けられる。

これから崩壊の危険性が高い斜面を、おおむね以下のようにすることができる。

溶結凝灰岩の危険斜面：傾斜 75° 以上

ただし、より緩傾斜の流れ盤節理がある場合や、著しく風化して強度が低下している場合は、局部的に崩壊する危険性はある。また、長期的な安定性や、節理構造の不確定性を考慮すると、できるだけ緩傾斜にすることが必要である。

2) 軽石質凝灰岩斜面

検討結果は次表のとおりである。

表 3.2.5 斜面傾斜・斜面高と安定度の関係（軽石質凝灰岩）

		斜面高				
		20m	25m	30m	35m	40m
斜面傾斜	40°	2.93	2.75	2.56	2.38	2.20
	50°	2.82	2.52	2.22	2.06	1.89
	60°	2.49	2.22	1.95	1.80	1.65
	70°	2.20	1.95	1.69	1.56	1.43
	80°	1.97	1.71	1.45	1.33	1.20
	90°	1.64	1.41	1.17	1.05	0.93

※ 25mと35mはそれぞれ20mと30m、30mと40mの中間値

これから、軽石質凝灰岩のみからなる斜面の崩壊危険性が高い斜面を、おおむね以下のようにすることができる。

傾斜 70° 以下：崩壊の危険性低い

傾斜 80°：斜面高 40m 以上

傾斜 90°：斜面高 30m 以上、

実際には、傾斜 80°～90°で高さが 30m 以上の斜面は分布しない。したがって、軽石質凝灰岩のみの単独斜面の崩壊の危険性は低いと推測される。ただし、これは亀裂が生じていない均質な斜面の場合であり、斜面や斜面上部に亀裂が発達している場合は別途検討する必要がある。

3) 溶結凝灰岩の法切による効果

検討結果は次表のとおりである。なお、節理位置の法面中間は、法切脚部から 40m の位置を亀裂位置としている。安全率 $F < 1.20$ を危険斜面とし、安全率 $F < 1.0$ を赤、 $1.0 < F < 1.2$ を黄色に塗色した。

表 3.2.6 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩からなる斜面の豪雨時（HWL+10m）安定度

		節理位置	
		拡大亀裂	法面中間
Wt 傾斜	40°	1.10	1.33
	45°	1.05	1.10
	50°	1.02	1.14
	60°	1.01	1.01

この結果から、滑落崖を安定化させるためには、現況（約 70°）よりも溶結凝灰岩を緩傾斜化し、軽石質凝灰岩への荷重を減少させることが不可欠であることがわかる。

また、節理位置で比較すると、拡大亀裂の条件のほうが危険となることがわかる。したがって、拡大崩壊の安定を確保するよう切土することで、中小規模の崩壊の安全率はそれより高まることになる。

3.2.6 対策工の効果

これまでの安定解析の結果より、現在施工中の排土工の施工効果について整理する。

拡大崩壊のすべりはそれほど深くないと推測され、その部分の軽石質凝灰岩は破碎変形が進んでいることから、この部分を円弧すべりと考え、最も危険なすべり面を求め、それに対する対策工を検討した。

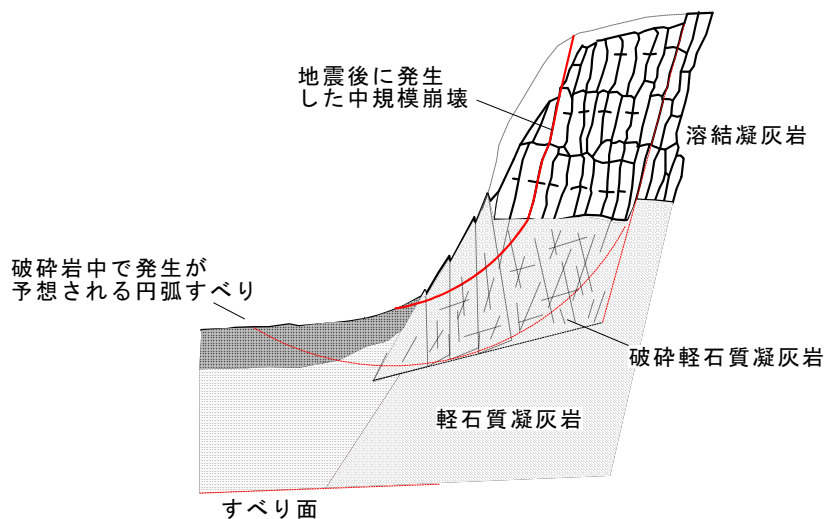


図 3.2.19 拡大崩壊の機構と安定解析の方法

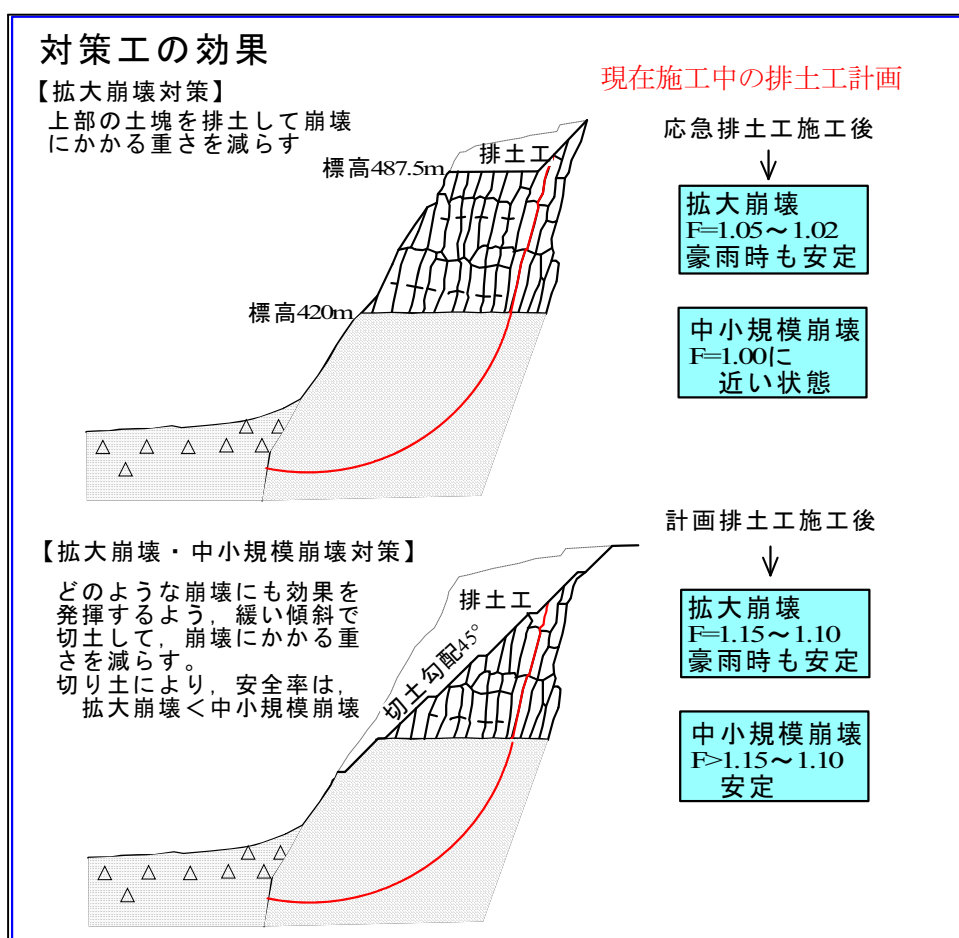


図 3.2.20 拡大崩壊に対する対策工の効果試算

<排土工とその効果の試算結果>

- ① 応急排土工により、 $F=1.02\sim 1.05$ の安定度が確保され、豪雨時にも安定がはかられ、全体すべりが活動する危険性が低下し、ダムを安定的に運用することができる。
- ② 拡大亀裂が不安定化した場合、さらに背後に生じた亀裂が拡大する可能性がある。拡大亀裂の安定化で、重要な市道が保全される。
- ③ 応急排土工では、中小規模崩壊の発生は抑制できない。当面はモニタリングによる監視が必要である。

4. 地すべり全体ブロックの検討

4.1 拡大崩壊による全体ブロックへの影響

4.1.1 全体ブロックへの影響シナリオ

拡大崩壊による全体ブロックへの影響を検討するために以下の9つのシナリオを想定した。これらのシナリオの内、ケース1、ケース5、ケース6に近い過去の地すべり事例を元に全体ブロックへの影響を検証した。ケース2～ケース4はケース1の発展型として、ケース7はケース6の発展型である。

表 4.1.1 拡大崩壊が全体ブロックへ影響するシナリオ

ケース	主な要因	内容（シナリオ）
ケース1	滑落崖崩落の衝撃力	滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース2	滑落崖崩落の载荷と地震	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で後年に大地震が発生する。
ケース3	滑落崖崩落の衝撃力と地震	大地震によって滑落崖が崩落し、衝撃荷重と地震力が同時に作用する。
ケース4	滑落崖崩落の衝撃力と地下水位の上昇	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に、滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース5	冠頭部の拡大すべり	冠頭部の拡大すべりによって全体ブロックが滑動する。
ケース6	冠頭部の拡大すべりと地下水位上昇	冠頭部の拡大すべりと豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇によって全体ブロックが滑動する。
ケース7	冠頭部の拡大すべりと地震	冠頭部の拡大すべり発生後に大地震が発生する。
ケース8	地下水位の上昇と地震	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に大地震が発生する。
ケース9	滑落崖崩落の载荷と地下水位の上昇	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇する。

これらの9種類のシナリオを主な要因の組み合わせという観点から整理すると以下の表のように整理することができる。

表 4.1.2 主な要因の組み合わせからみた各シナリオ

主要因	頭部载荷	頭部衝撃力	地震	異常豪雨等	拡大すべり
無し（単独）	ケース1	ケース1	H20委員会	—	ケース5
頭部载荷	—	—	ケース2	ケース9	—
頭部衝撃力	—	—	ケース3	ケース4	—
地震	ケース2	ケース3	—	ケース8	ケース7
異常豪雨等	ケース9	ケース4	ケース8	—	ケース6
拡大すべり	—	—	ケース7	ケース6	—

注：“H20委員会”とは平成20年の同地すべり分科会で検討された内容であることを示す。