

## 1. 滑落崖の変状と応急排土工の必要性について

## 1.1 拡大崩壊による全体ブロックへの影響

### 1.1.1 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 1.1.1 拡大崩壊が全体ブロックへ影響するシナリオ

ケース	主要要因	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した。
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した。
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した。
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した。

これらの9種類のシナリオを主要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 1.1.2 主要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。

このように各シナリオに登場する主要要因を模式的に表現すると以下ようになる。

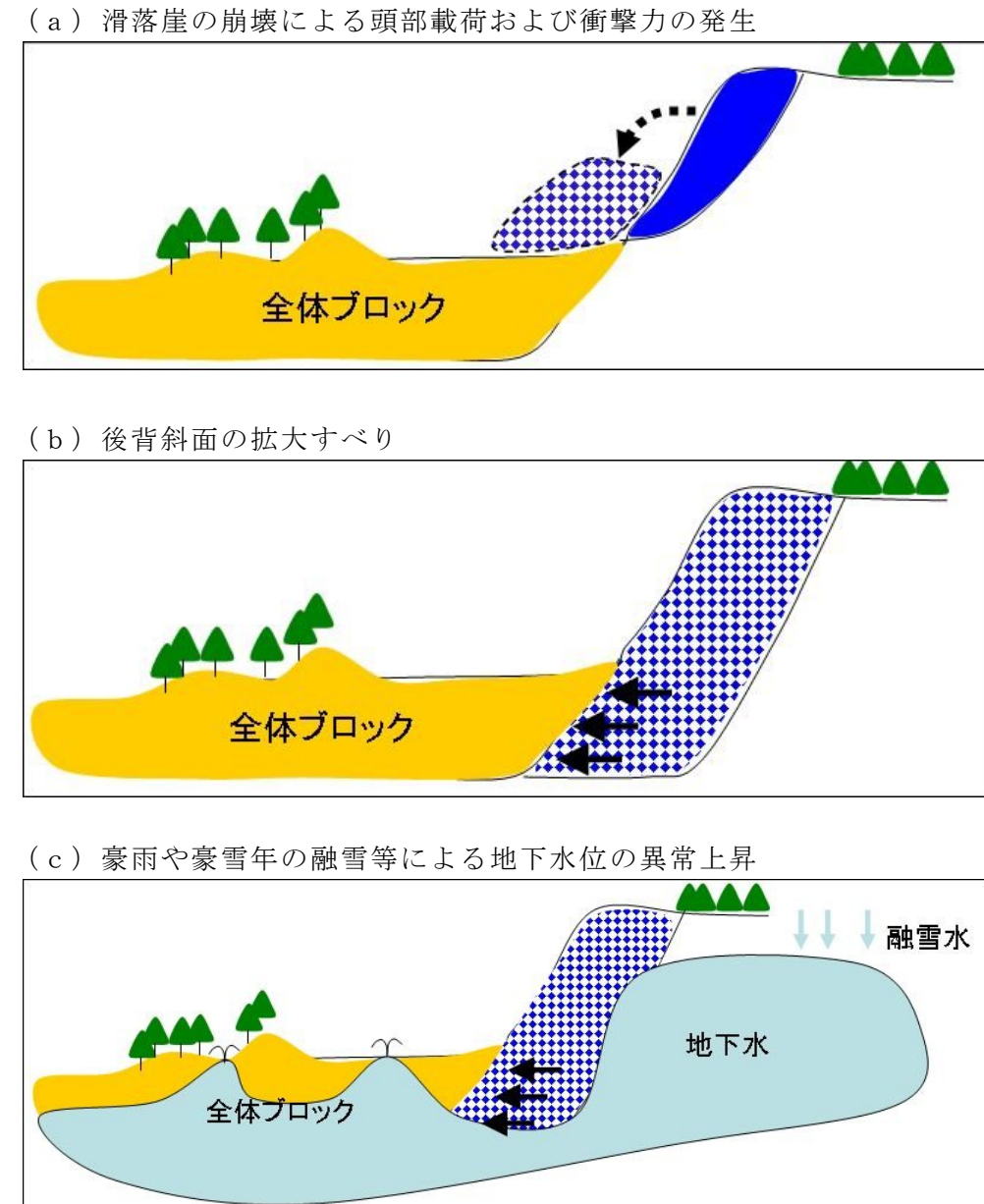


図 1.1.1 各シナリオの主要要因の模式図

(1) シナリオ（ケース1～ケース4）の検証事例

<内容>  
 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。

下図は融雪時に発生した地すべり事例の断面図である。この地すべりは2月7日に斜面長130mの地すべりが発生し、流出した土砂が土石流となって下流の集落に被害を与えた。その2週間後の2月21日に滑落崖に小崩壊が発生し（図中赤色）、その崩落土砂が地すべり頭部に載った事から、地すべり全体が再活動し、再び土石流が発生した。

当地区は地すべり発生前の地形から過去の地すべり地形が再滑動したものであると考えられている。地質は第四紀の固結度の低い凝灰岩を主体としている。

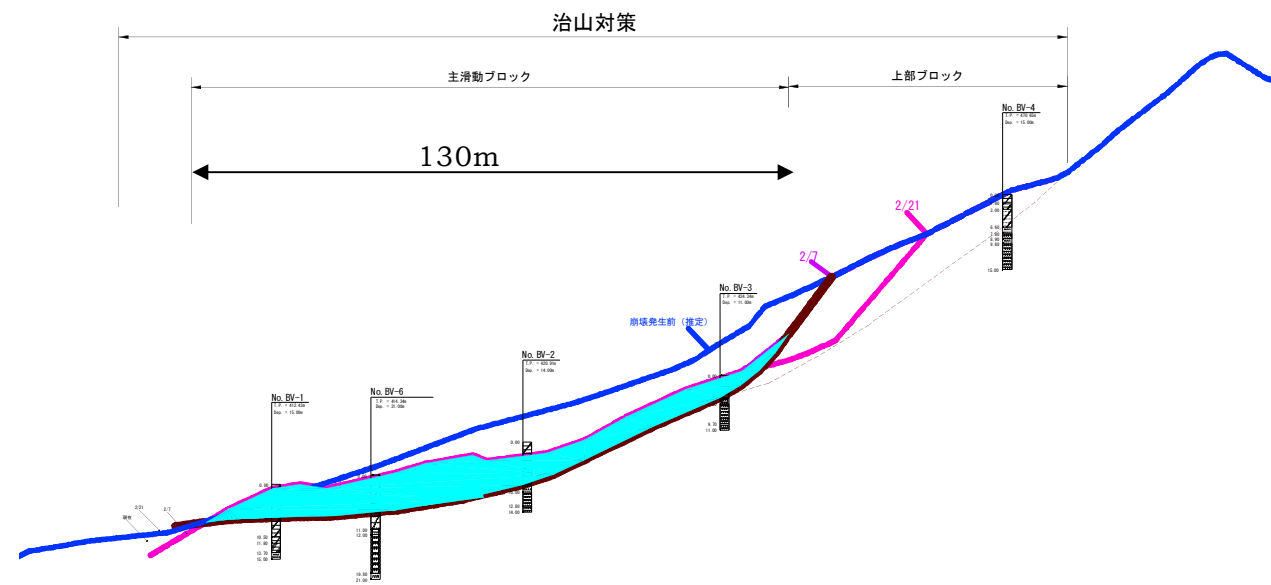


図 1.1.2 福島県小栗山地すべりの事例（断面図）

(2) シナリオ（ケース5）の検証事例

<内容>  
 冠頭部の拡大すべりによって全体ブロックが滑動する。

下図は兵庫県の大久保地すべりの断面図である。この地すべりは対策工がすでに施工されていた旧地すべり地（黄色）の側壁側の斜面に新たな地すべりが発生し（緑色）、その影響で旧地すべりの移動ブロックが再滑動し流出した土砂が土石流となった事例である。

地質は第三紀の安山岩質の凝灰岩、火山礫凝灰岩、砂岩等からなる。

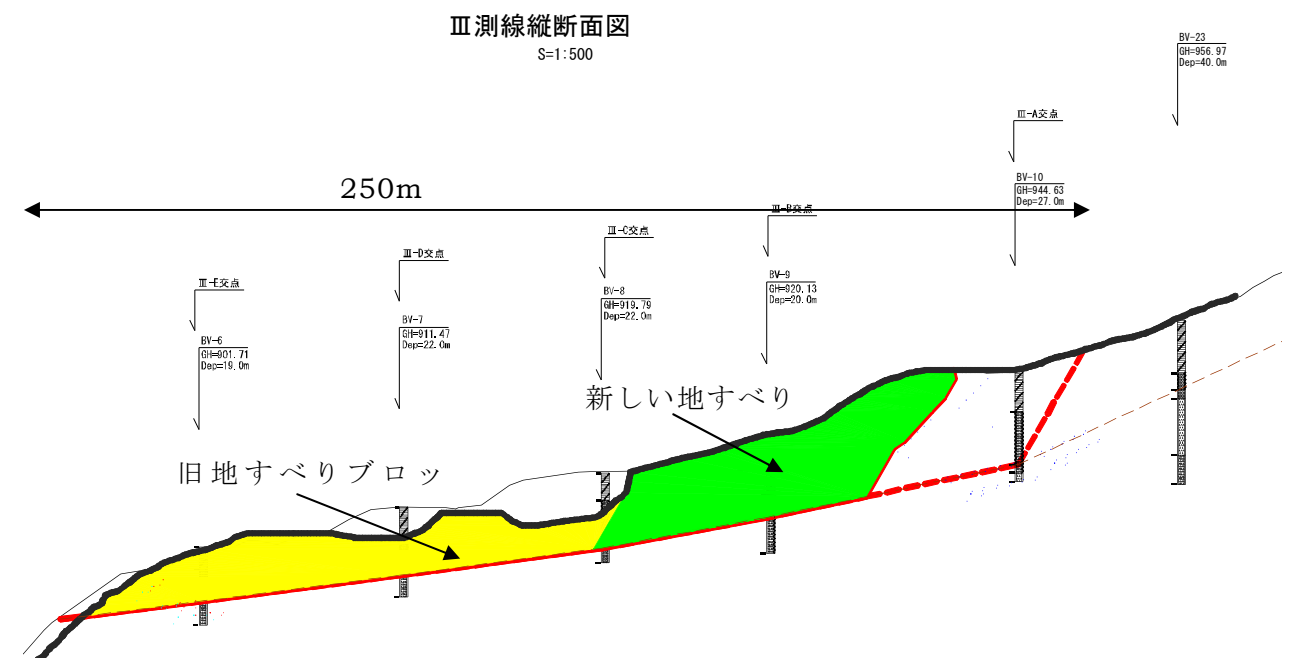


図 1.1.3 兵庫県大久保地すべりの事例（断面図）

(3) シナリオ(ケース6)の検証事例

<内容>  
冠頭部の拡大すべりと豪雪年の融雪によって全体ブロックが滑動する。

下図は新潟県の地獄山地すべりの断面図である。中腹部から末端にかけての地獄地すべりとその背後の地獄山地すべりブロックに分かれているが、毎年融雪時に両者が一体になって滑動する。すべり面傾斜は極めて低角度で、毎年融雪時期には中腹部の地獄地すべり地内で自噴する地下水が確認できる。図1.4は当該地内の地下水位変動の例である。この地すべりはすべり面傾斜角が極めて低角度であるにもかかわらず、頭部の地獄山地すべりの滑動力と融雪時の豊富な地下水によって毎年移動を繰り返している。

地質は新第三紀更新世から第四紀鮮新世の魚沼層群を主体としており、魚沼層群の砂礫層が豊富な地下水の供給源となっている。

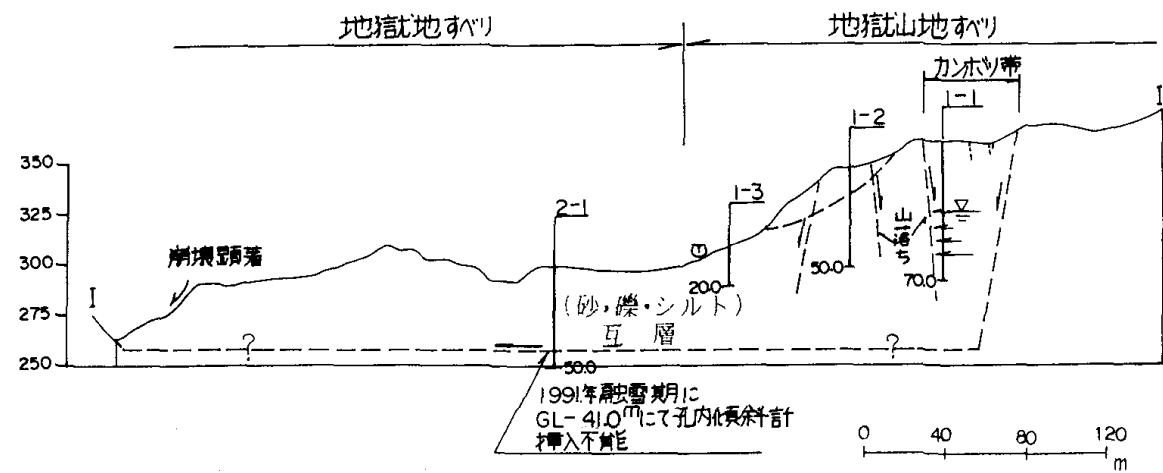


図 1.1.4 新潟県地獄山地すべりの事例(断面図)

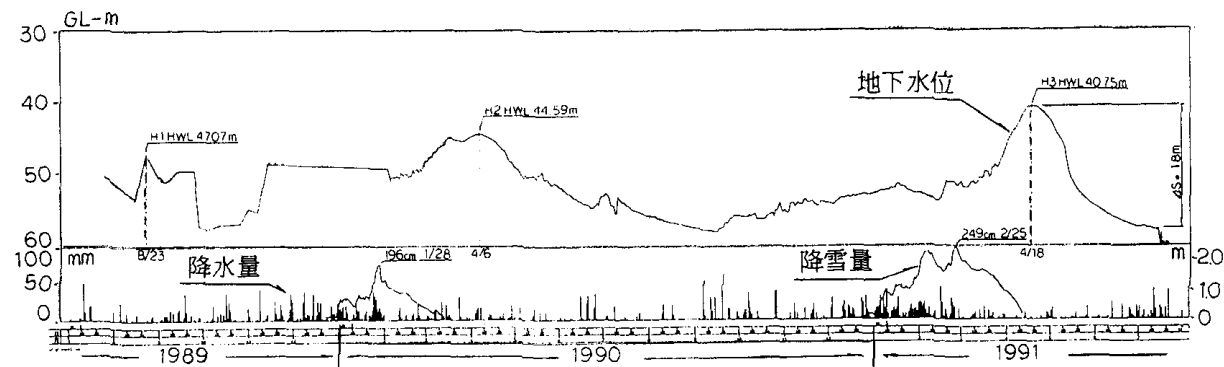


図 1.1.5 新潟県地獄山地すべり地での地下水位変動

1.1.2 シナリオ(ケース1)の検証結果

崩落土砂の衝撃力に関するパラメータを求めるために福島県小栗山地すべりの事例を用い、その結果をもとに以下のような流れで検証を行った。

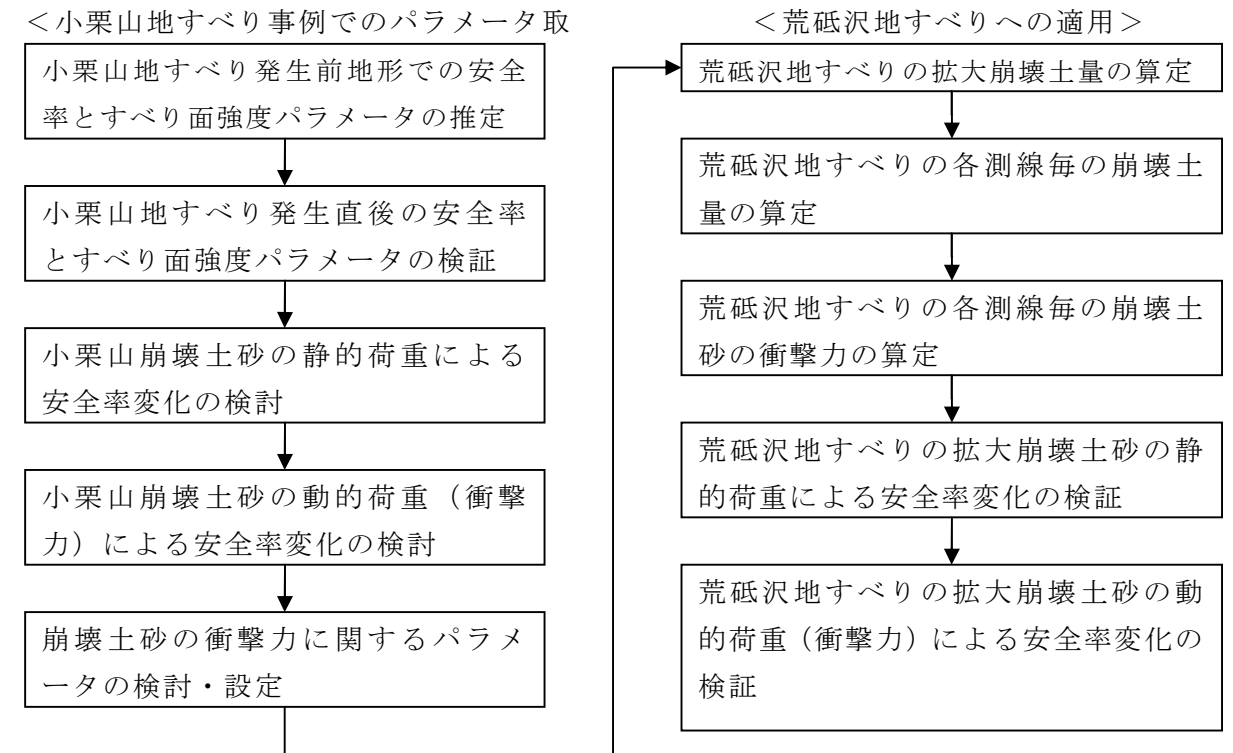


図 1.1.6 検証の流れ

(1) 小栗山地すべり事例での検証とパラメータ等の設定

1) 第1回目地すべり発生時の土質強度パラメータの推定

最初の地すべり発生時(図2.3)の安全率を  $F0=0.95$  とし、すべり面の最大深度約  $h=11m$  から、 $c=h$ 法による逆算を行うと、すべり面の土質強度パラメータは以下の値となる。

$$c = 11 \text{ kPa}, \phi = 24.6136^\circ$$

当該地の斜面傾斜角は約  $20^\circ$  であるが、 $c=h$ 法による逆算値も  $20^\circ$  代の値となっている。このことから、 $\phi=20^\circ$  として  $c$  を逆算すると以下の値となる。

$$c = 17.9344, \phi = 20^\circ$$

2次元解析の逆算値には移動体の三次元効果による増分が含まれることから、ここでの粘着力  $c$  にはすべり面粘土の土質強度特性の他に移動体の三次元効果による増分を含んでいる。

$\phi$  が大きいと安全率に与える地下水位の低下の影響が大きく、地すべり発生前後の地下水位の違いにより地すべり発生後の安全率を過大に評価する危険がある。よって  $\phi=20^\circ$  を採用した。



地すべり発生時の土質強度パラメータ推定値： $c = 17.9344$ ， $\phi = 20^\circ$

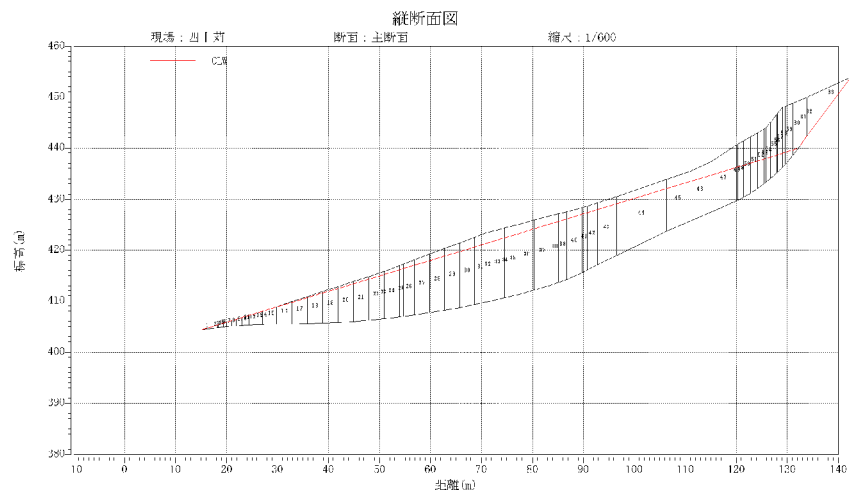


図 1.1.7 小栗山地すべり発生前の断面図

## 2) 地すべり発生直後の安全率とすべり面強度パラメータの検証

第1回目の地すべりも地すべり地形の再滑動であったことから、第1回目の地すべり発生後にすべり面のせん断強度パラメータが変化しなかったと仮定すると、地すべり発生直後の安全率は  $F = 1.84$  となる。

第1回目の地すべり発生後に、粘着力  $c$  が約半分に低下したと仮定（3次元効果分を含む）すると、土質強度パラメータは以下の値となり、その時の安全率は  $F = 1.38$  となる。

$$c = 9.0, \phi = 20^\circ$$

第1回目地すべり発生直後の安全率  $F = 1.38$  ( $c = 9.0, \phi = 20^\circ$ )

地すべり発生直後の断面図を図 2.3 に示す。

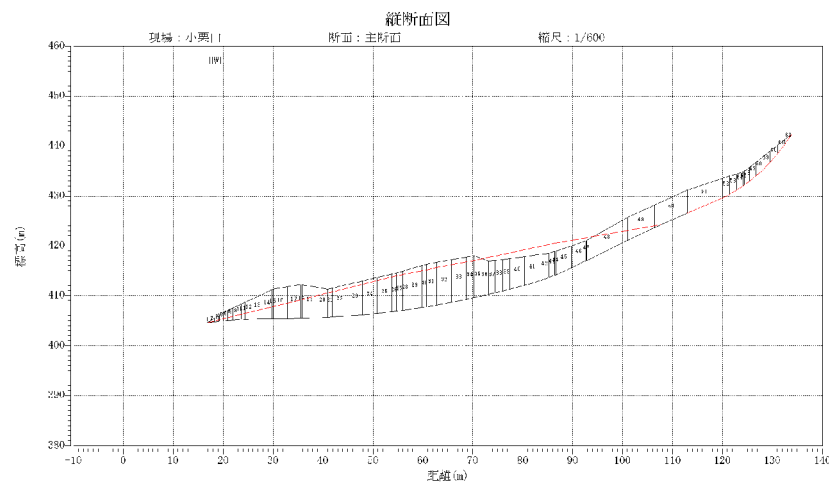


図 1.1.8 小栗山地すべり発生直後の断面図

## 3) 滑落崖崩壊土砂による安全率の変化の検証

図 1.1.9は1回目の地すべり発生直後の移動土塊（水色）と滑落崖崩壊範囲（赤線）を示した断面図である。この滑落崖崩壊すべり面部分の断面図上の面積は約  $233\text{m}^2$  である。この崩壊に巻き込まれたと考えられる移動土塊の上端部の面積が約  $14\text{m}^2$  であることから、全土量は  $247\text{m}^3$  となる。

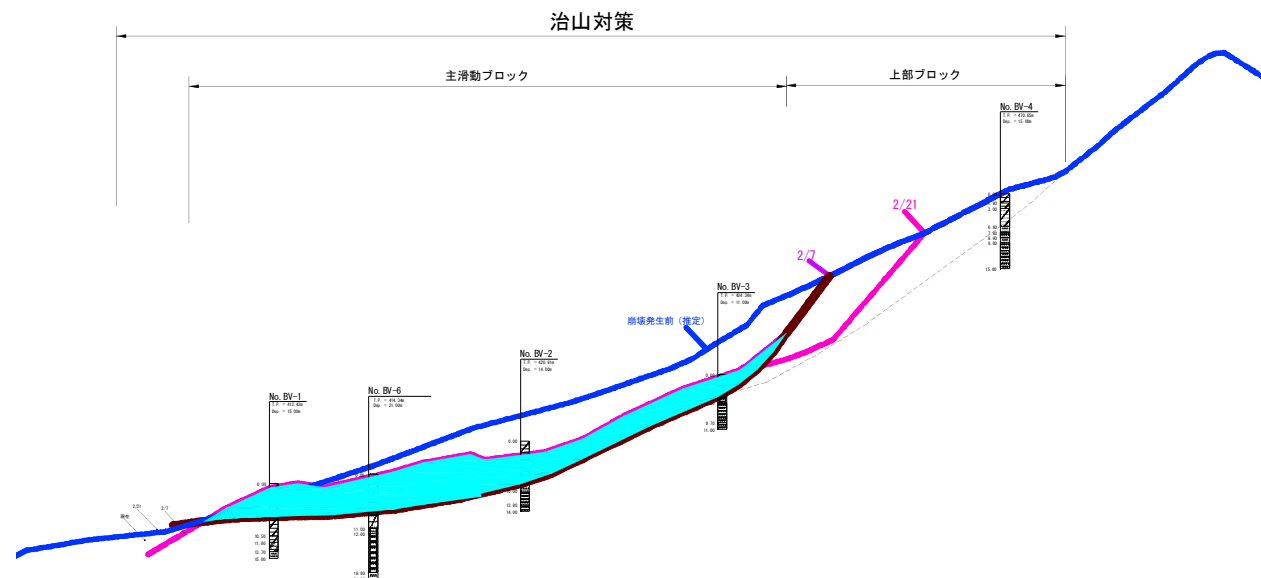


図 1.1.9 小栗山地すべりの断面

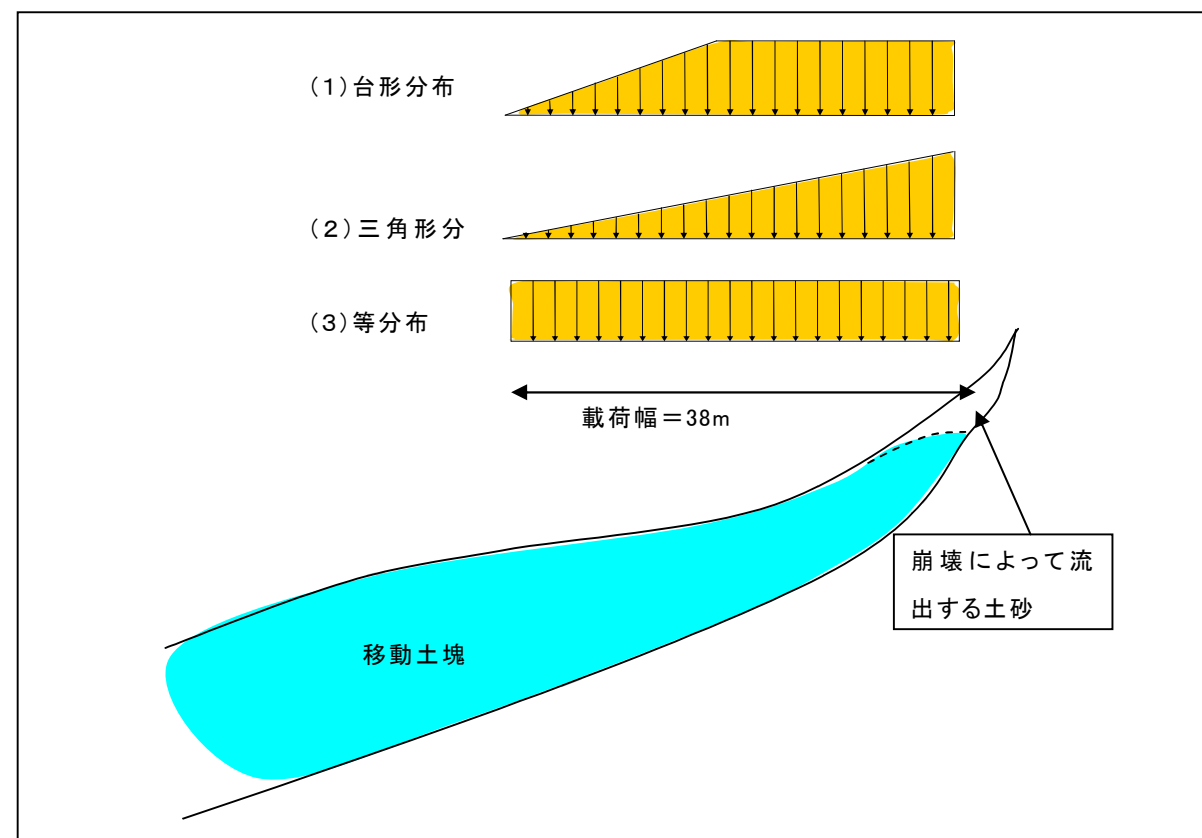


図 1.1.10 滑落崖崩壊土砂による荷荷条件の検討

この土量が移動土塊の頭部にどのように堆積したか不明であるため、図 1. 1.10に示す3つのパターンを想定し、それぞれの場合の静的な荷重により安全率の変化を調べた。その結果を以下に示す。ここでの載荷幅 38m は滑落崖崩壊土塊の斜面長と同値を採用している。

いずれの載荷条件でも静的荷重による載荷後の安全率は  $F > 1.0$  となっており、頭部載荷による再滑動は発生しないことになる。

表 1. 1.3 崩落土砂の静的荷重による安全率の推移

載荷条件	載荷前安全率	載荷後安全率
台形分布	F=1.38	1.12
三角形分布		1.09
等分布		1.12

頭部載荷による再滑動が発生するためには、崩落時の衝撃荷重による影響とその時の動的荷重による過剰間隙水圧の発生の影響が考えられる。ここでは全てを衝撃荷重による影響と仮定し、崩落土砂載荷時の安全率が  $F \approx 1.0$  となるための動的荷重と  $F \approx 0.8$  となるための動的荷重を求めた。その結果を以下に示す。

表 1. 1.4 崩落土砂載荷時の動的荷重の推定値と静的荷重との比率

載荷条件	静的載荷後安全率	動的荷重÷静的荷重 (載荷時 $F \approx 1.0$ )	動的荷重÷静的荷重 (載荷時 $F \approx 0.8$ )
台形分布	1.12	2.1	18.0
三角形分布	1.09	1.7	8.5
等分布	1.12	2.2	12.5

崩落土砂載荷時の安全を  $F \approx 1.0$  と仮定した場合の動的荷重と静的荷重の比率は三角形分布の場合が最も比率が小さくなるが、それでも動的荷重は静的荷重の 1.7 倍であり、荷重の 70% の衝撃力が発生したことになる。しかし、 $F \approx 1.0$  は移動土塊が不安定化する臨界状態であり移動土塊の変位が若干生じるか否かの状態である。そのような状態で末端流出土砂が土石流化することは考え難い。

崩落土砂載荷時の安全を  $F \approx 0.8$  と仮定した場合の動的荷重と静的荷重の比率は三角形分布の場合が最も比率が小さくなるが、それでも動的荷重は静的荷重の 8.5 倍であり、荷重の 7.5 倍の衝撃力が発生したことになる。

#### (4) 崩壊土砂の衝撃力に関するパラメータの検討・設定

動的荷重が静的荷重の 1.7 であったと仮定して、その衝撃力に関するパラメータの検討を行った。運動量の変化が力積と等しくなるという以下の物理法則がある。

$$m \times \Delta V = F \times \Delta t \quad (\leftarrow \text{運動量と力積に関する物理法則})$$

ここに、 $m$  : 質量,  $\Delta V$  : 速度の変化量,  $F$  : 衝突力,  $\Delta t$  : 衝突時間

この法則を利用して崩落土砂が移動土塊に衝突して停止するまでの時間  $\Delta t$  を概算した。

滑落崖崩壊の土塊高さが約 25m であったことから、その半分の 12.5m を落下高さとして衝突

時の速度  $V$  を算定し、重量の 0.7 倍と 7.5 倍の衝撃力が発生する衝突時間を算定した。

その結果、重量の 0.7 倍の衝撃力が発生するためには衝突時間  $\Delta t$  は約 2.23 秒、重量の 7.5 倍の衝撃力が発生するためには衝突時間  $\Delta t$  は約 0.209 秒であったことになる。よって、以下のパラメータを採用して荒砥沢地すべりでの衝撃力を算定する。

<崩壊土砂の衝撃力に関するパラメータ>

○崩落高さ=土塊高さの半分,

○衝突時間 (0.7 倍の衝撃力) 崩落土砂の衝突時間  $\Delta t = 2.23$  秒 (2.235)

(7.5 倍の衝撃力) 崩落土砂の衝突時間  $\Delta t = 0.209$  秒 (0.20875)

## (2) 荒砥沢地すべりへの適用結果

### 1) 荒砥沢地すべりの拡大崩壊土量の算定

滑落崖の拡大崩壊範囲を推定した上で崩落土砂量を推定し、それが三角形分布で堆積すると仮定した場合の各断面の推定土砂量を以下のように定めた。各断面毎の推定土砂量(断面積)は表 2. 2. 3 の通りである。

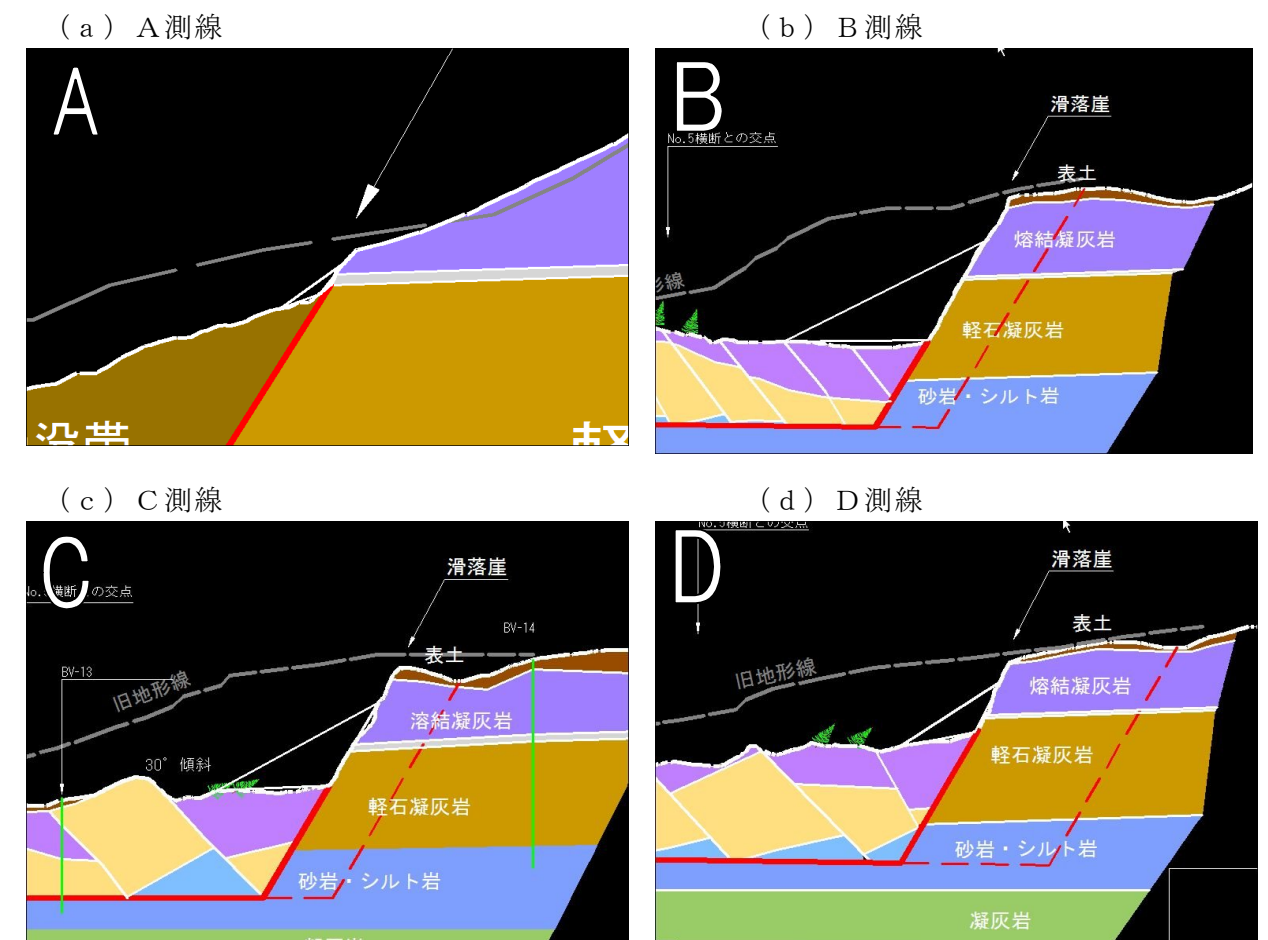


図 1. 1.11 荒砥沢地すべり頭部の滑落土砂の分布の推定

表 1.1.5 荒砥沢地すべりの拡大崩壊の推定土砂量

測線	崩落土砂量 (断面図上の断面積 m <sup>2</sup> )
A 測線	31
B 測線	6945
C 測線	3626
D 測線	1526
E 測線	0

2) 荒砥沢地すべりの各測線毎の崩壊土砂の衝撃力の算定と安全率推移

小栗山地すべりの事例解析により定めたように、崩落高さを土塊高さの半分とし、衝突時間を 2.23 秒又は 0.209 秒として、衝撃力を算定すると、前者で静的荷重の 0.6~1.7 倍、後方で 5.8~18 倍の衝撃力が発生するという試算結果となった。動的荷重は静的荷重の 1.6~2.7 倍又は 6.8~19 倍となる。

拡大崩壊の崩落土砂による安全率の推移を予測した結果を以下に示す。

地震動が作用しない場合の荒砥沢地すべり本体の現状安全率は近似 3 次元解析で  $F_s=6.58$  である。

そこに崩落土砂による静的荷重が作用した場合、全体安全率は  $F_s=3.96$  となり、衝撃力としての動的な荷重が作用した場合を想定しても全体安全率は  $F=1.52 (>>1.0)$  となり、十分な安全率を確保することから、全体ブロックの滑動は発生しないという試算結果となった。

表 1.1.6 荒砥沢地すべりの拡大崩壊による衝撃力の推定結果

測線	崩落土砂量 (m <sup>2</sup> /m)	静的荷重 (kN/m)	落下高さ (m)	衝撃力 (2.23s) (kN/m)	衝撃力 (0.209s) (kN/m)
A 測線	31	558	7.25	299	3,184
B 測線	6,945	125,010	72.00	210,653	2,247,634
C 測線	3,626	65,268	56.25	97,212	1,037,233
D 測線	1,526	27,468	32.75	31,217	333,079
E 測線	0	0	0	0	0

表 1.1.7 荒砥沢地すべりの拡大崩壊による安全率の推移

条件 (測線等)	現状安全率	崩落後安全率 (静的荷重)	崩落後安全率 (動的荷重 2.23s)	崩落後安全率 (動的荷重 0.209s)
2 次元	A 測線	2.44	2.41	2.39
	B 測線	7.43	3.09	1.84
	C 測線	7.18	3.60	2.28
	D 測線	8.29	5.04	3.56
	E 測線	4.74	4.74	4.74
近似 3 次元	6.58	3.96	2.96	1.52

<ケース 1 の検証結果>

滑落崖崩落の衝撃荷重のみでは全体ブロックが滑動する危険性は低い。

1.1.3 シナリオ (ケース 2) の検証結果

滑落崖の拡大崩壊によって全体ブロック頭部に土砂が堆積した後、数年後や数十年後に平成 20 年の岩手宮城内陸地震と同程度かそれより若干小さい地震が発生したことを想定する。

ここでは、地震応答解析の結果などをもとに平成 20 年度の荒砥沢地すべりの検討委員会で検討した水平震度  $kh=0.231$  と  $kh=0.186$  を採用した。まず、これがどの程度の地震であるか試算する。

安全率を用いた盛土の耐震設計(2000)では、盛土構造物に設計震度で示される水平慣性力を載荷することで斜面安定解析を行っている。この設計震度  $k_H$  の決定には、以下に示す野田式に依っている場合が多い。

$$k_H = \frac{1}{3} \left( \frac{A_{\max}}{g} \right)^{1/3}$$

ここに、 $A_{\max}$  は最大加速度および  $g$  は重力加速度

この式は、野田ら(1975)が数多くの港湾構造物の被害、無被害の例を集め、その構造物に入力された地震動の最大加速度と設計震度の関係を求めたものである。野田式は重力式岸壁を対象としているものの、設計実務においては盛土構造物にも準用されて用いられている(澤田ら(1998))。1995 年兵庫県南部地震以後、野津ら(1997)によってこの設計震度と地盤加速度の関係が再検討されているが、従来の関係式(野田式)でよいことが確認されている。

一方、内閣府は簡便に計測震度を求める方法として過去の地震を元に地表最大速度、地表最大加速度、計測震度の関係式を経験式として示している。

$$\text{計測震度} = 2.02 \log V + 2.4$$

$$\text{地表最大加速度}[gal] = 10^{0.908 V^{1.13}}$$

ここに、 $V$  : 地表最大速度(kine)

野田式から逆算すると  $kh=0.231$  と  $kh=0.186$  は、それぞれ最大加速度 326gal と 170gal に相当し、これから内閣府の式により計測震度を推定し、震度で表現すると、それぞれ震度 5 強(推定計測震度 5.27) と震度 5 弱(推定計測震度 4.76) 程度に相当する。

これらの水平震度を用いた本シナリオの検証結果を以下に示す。

表 1.1.8 荒砥沢地すべりの拡大崩壊土砂堆積後の大地震による安全率の推移

条件 (測線等)	現状安全率	崩落後安全率 (静的荷重)	崩落後安全率 (地震時)	
			震度 5 弱 170gal $kh=0.186$	震度 5 強 326gal $kh=0.231$
2 次元	A 測線	2.44	2.41	1.02
	B 測線	7.43	3.09	1.12
	C 測線	7.18	3.60	1.13
	D 測線	8.29	5.04	1.13
	E 測線	4.74	4.74	1.03
近似 3 次元	6.58	3.96	1.10	0.935



現状安全率と崩落土砂の静的荷重による安全率はシナリオ1の検証途中で示した値と同じである。試算結果は、震度5弱程度（水平震度 kh=0.186）の地震が発生しても全体ブロックの安全率は F=1.10 (>1.0) となり、全体ブロックが滑動する危険性は低いという試算結果となった。震度5強（水平震度 kh=0.231）の大きな地震が発生すると、全体ブロックの安全率は F=0.935 (<1.0) となり、全体ブロックが滑動する危険性が高い試算結果となった。

**<ケース2の検証結果>**

滑落崖崩落発生後の後年の地震は震度5弱程度の地震では全体ブロックが滑動する危険性は低い、震度5強程度の地震が発生すると滑動する危険性が高くなる。

**<参考文献>**

野田節夫・上部達生・千葉忠樹（1975）：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻第4号，pp.67-111。  
 野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧（1997）：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技術研究所資料，No.893。  
 （社）土木学会（2000）：盛土等土構造物の耐震性能と設計法，土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，Chapter 8，pp.29-34。  
 澤田純男・土岐憲三・村川史朗（1998）：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3033-3038。

**1.1.4 シナリオ（ケース3）の検証結果**

大地震によって滑落崖が崩落し、崩落土砂による衝撃力と地震力が同時に作用した場合を想定する。ケース1で試算したように、崩落土砂の衝撃力は衝突時間の違いで2種類想定し、それにケース2に採用した水平震度 kh が作用した場合の全体ブロックの安全率を試算した。その結果を以下に示すが、2種類の衝突時間のどちらの場合も、地震力が同時に作用すると全体ブロックの安全率 F は F<1.0 となり滑動する試算結果となった。

表 1.1.9 大地震時に滑落崖拡大崩壊が発生した場合の安全率の推移

条件（測線等）		崩落後安全率（動的荷重 2.23s）			崩落後安全率（動的荷重 0.209s）		
		常時	地震時		常時	地震時	
			震度5弱 170gal kh=0.186	震度5強 326gal kh=0.231		震度5弱 170gal kh=0.186	震度5強 326gal kh=0.231
2次元	A測線	2.39	1.02	0.890	2.25	0.995	0.871
	B測線	1.84	0.925	0.820	0.805	0.563	0.522
	C測線	2.28	0.980	0.856	0.857	0.579	0.534
	D測線	3.56	1.05	0.897	1.29	0.724	0.651
	E測線	4.74	1.03	0.866	4.74	1.03	0.866
近似3次元		2.96	0.998	0.862	1.52	0.688	0.618

**<ケース3の検証結果>**

大地震によって滑落崖崩壊が発生した場合、全体ブロックが滑動する危険性がある。

**1.1.5 シナリオ（ケース4）の検証結果**

豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が上昇している時期に滑落崖が崩落し、その衝撃力が加わった時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

その結果、融雪や異常豪雨によって地下水位が観測最高水位に対して1.6倍となった時期に滑落崖の崩壊が発生すると全体ブロックの滑動の危険性が高くなるがそれより地下水位が低い場合は全体ブロックの滑動は発生しない結果となった。

表 1.1.10 異常豪雨時などに滑落崖拡大崩壊が発生した場合の水位と安全率の関係

条件（測線等）		崩落後安全率（動的荷重 2.23s）			崩落後安全率（動的荷重 0.209s）		
		HWL	HWL×1.2	HWL×1.6	HWL	HWL×1.2	HWL×1.6
2次元	A測線	2.39	2.15	1.67	2.25	2.03	1.576
	B測線	1.84	1.73	1.49	0.805	0.781	0.733
	C測線	2.28	2.08	1.67	0.857	0.812	0.718
	D測線	3.56	3.06	2.06	1.29	1.15	0.871
	E測線	4.74	3.84	2.08	4.74	3.84	2.08
近似3次元		2.96	2.57	1.80	1.52	1.34	0.987

**<ケース4の検証結果>**

豪雨や融雪によって、地下水位が現在の観測最高水位の1.6倍となった時期に滑落崖崩壊が発生すると全体ブロックが滑動する危険性がある。それより水位が低い場合は滑動の危険性は低い。

### 1.1.6 シナリオ（ケース5）の検証結果

後背斜面に発生した新しい地すべりによって全体ブロックが滑動するという想定で検証する。このような事例は兵庫県の大久保地すべりで発生していることから、大久保地すべりでの事例検証を行った上で荒砥沢地すべりの検証を行った。

#### (1) 大久保地すべりでの事例検証

図 6.1 は大久保地すべり地で新たに発生した地すべりの滑動前の旧地形の主断面である。黄色の旧地すべりの後背斜面に新しい地すべりが発生し、旧地すべりを含めて滑落し、流動化した。

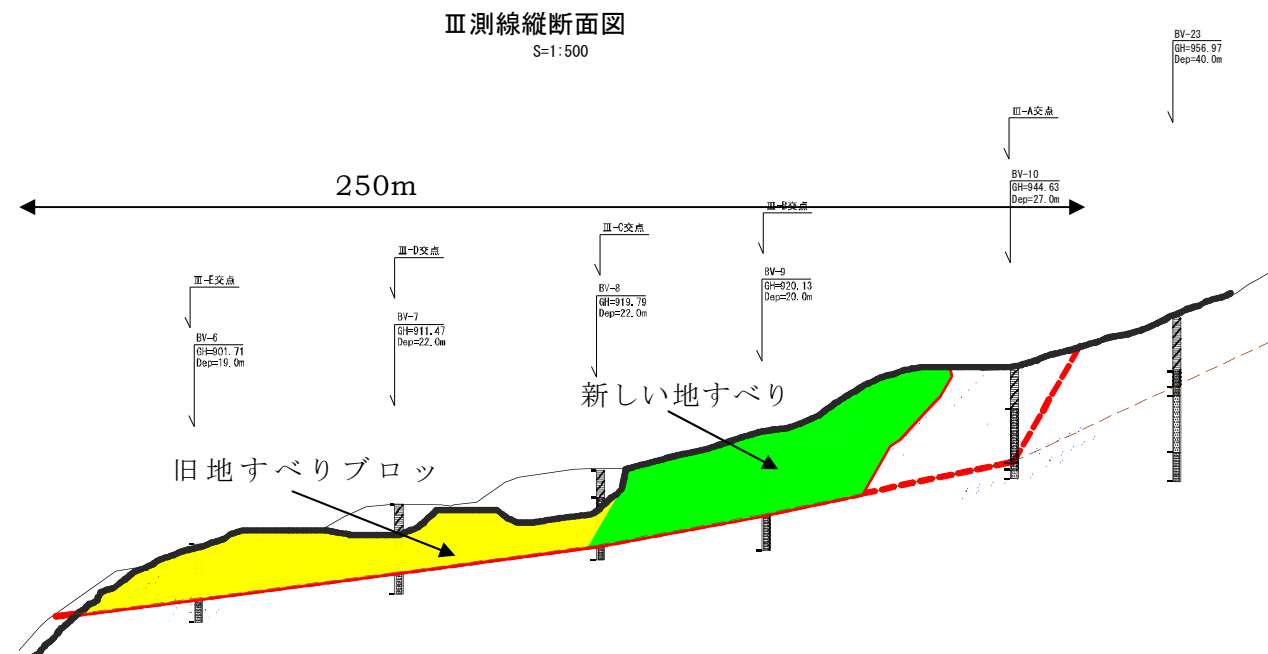


図 1.1.12 兵庫県大久保地すべりの事例（断面図）

新しい地すべりが滑動した時点の安全率を  $F=0.95$  として、すべり面の土質強度 ( $c'$ ,  $\phi'$ ) の逆算を行い、その土質強度を旧地すべりに適用すると旧地すべりの安全率は  $F=1.36$  となった（表 6.1 参照）。つまり、旧地すべりより新しい拡大すべりの方が安定度が低いということであり、新しい地すべりの滑動力が旧地すべりブロックを押し出したことが安全率的にも裏付けられた。

表 1.1.11 大久保地すべりでの拡大すべりと旧地すべりの安全率の比較

項目	旧地すべり	新しい地すべり
粘着力 $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	22.06	22.06
せん断抵抗角 $\phi'$ [°]	8.0	8.0
安全率 F	1.36	0.95

#### (2) 荒砥沢地すべりでの検証

荒砥沢地すべりの冠頭部に発生した拡大亀裂が深部にまで達していると仮定した場合、以下の図の赤色の破線で示すような拡大すべりが考えられる。この拡大すべりの影響で全体ブロックが滑動するか否かを検証する。

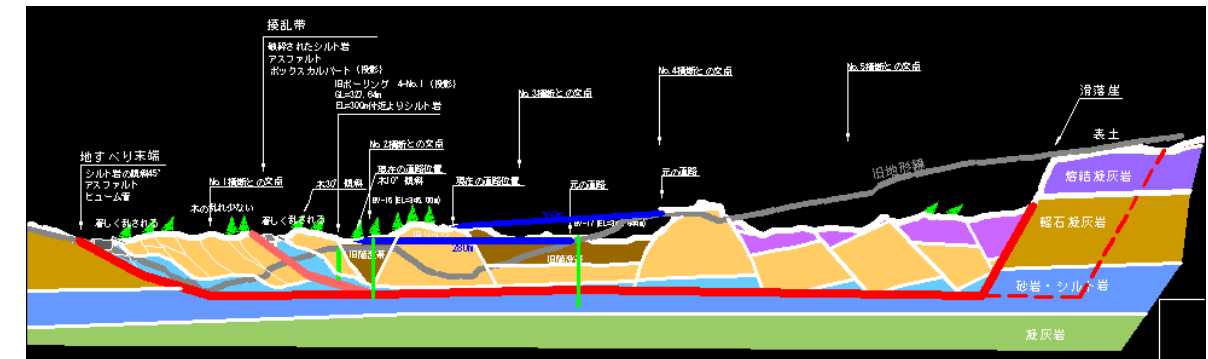


図 1.1.13 荒砥沢地すべりの全体ブロックと頭部拡大亀裂（断面図）

現時点での赤色の破線位置のすべり面強度は全体ブロックより大きいと考えられるが、この位置での拡大すべりが発生した時点では全体ブロックとほぼ同等のすべり面強度に低下すると仮定する。

その場合の安全率の推移は以下ようになる。安全率が  $F=6.58 \rightarrow 2.26$  に低下するが、1.0 より遥かに大きい安全率であり滑動は発生しない。

表 1.1.12 荒砥沢地すべりの拡大すべりによる安全率の推移

条件（測線等）	全体ブロック 現状安全率	拡大すべり安全率
2次元	A測線	2.44
	B測線	7.43
	C測線	7.18
	D測線	8.29
	E測線	4.74
近似3次元	6.58	2.26

#### <ケース5の検証結果>

後背斜面の拡大すべりにより全体ブロックが滑動する危険性は低い。

### 1.1.7 シナリオ（ケース6）の検証結果

ケース5で検証した拡大すべり発生と豪雨等に伴う地下水位の急激な上昇が同時に発生した場合を想定した。拡大すべりに対して、観測最高水位（HWL）を基準に地下水位の上昇と安全率の変化を調べた結果を以下に示す。

これによると地下水位が現在のHWLの2倍に達しないと滑動は発生しないという結果になり、実質的にはケース6のシナリオにより全体ブロックの滑動は発生し難いという検証結果となった。

表 1.1.13 荒砥沢地すべりの拡大すべりと異常豪雨等による地下水位上昇による安全率の推移

条件（測線等）	全体ブロック 現状安全率	拡大すべり				
		HWL	HWL×1.6	HWL×1.9	HWL×2.0	
2次元	A測線	2.44	1.47	1.17	1.02	0.962
	B測線	7.43	2.11	1.63	1.39	1.30
	C測線	7.18	2.53	1.76	1.36	1.23
	D測線	8.29	2.43	1.46	0.959	0.782
	E測線	4.74	2.32	1.11	0.509	0.320
近似3次元	6.58	2.26	1.44	1.02	0.885	

**<ケース6の検証結果>**

後背斜面の拡大すべりと地下水位の異常上昇により全体ブロックが滑動する危険性は極めて低い。

### 1.1.8 シナリオ（ケース7）の検証結果

ケース5で検証した拡大すべり発生が発生した後に大地震が発生した場合を想定した。拡大すべりに対して、観測最高水位（HWL）を基準に地震動（水平震度）の大きさによる安全率の変化を調べた結果を以下に示す。

これによると平成20年岩手宮城内陸地震の8割程度の弱い地震でも全体ブロックが滑動するという検証結果となった。

表 1.1.14 荒砥沢地すべりの拡大すべり発生後の地震による安全率の推移

条件（測線等）	全体ブロック 現状安全率	拡大すべり			
		常時	地震時（震度5弱） （170gal） （kh=0.186）	地震時（震度5強） （326gal） （kh=0.231）	
2次元	A測線	2.44	1.47	0.842	0.758
	B測線	7.43	2.11	0.990	0.872
	C測線	7.18	2.53	1.01	0.878
	D測線	8.29	2.43	0.944	0.817
	E測線	4.74	2.32	0.849	0.733
近似3次元	6.58	2.26	0.932	0.813	

**<ケース7の検証結果>**

後背斜面の拡大すべり発生後に大地震が発生すると全体ブロックが滑動する危険性が高い。

### 1.1.9 シナリオ（ケース8）の検証結果

豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が上昇している時期に大地震が発生した時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

その結果、平成20年岩手・宮城内陸地震と同程度の地震が発生した場合は、観測最高水位（HWL）の1.1倍の地下水位で安全率がF<1.0となり、全体ブロックが滑動する結果となった。平成20年度の地震の8割程度の大きさの地震が発生した場合は、観測最高水位（HWL）の1.3倍の地下水位で安全率がF<1.0となり、全体ブロックが滑動する結果となった。

表 1.1.15 豪雨等による地下水位の上昇と大地震による安全率の推移

条件（測線等）	現状安全率 （常時）	地震時（震度5強） （326gal） （kh=0.231）		地震時（震度5弱） （170gal） （kh=0.186）		
		HWL	HWL×1.1	HWL	HWL×1.3	
		2次元	A測線	2.44	0.895	0.846
B測線	7.43		1.12	1.07	1.35	1.16
C測線	7.18		1.07	1.04	1.28	1.14
D測線	8.29		0.998	0.920	1.21	0.924
E測線	4.74		0.866	0.788	1.03	0.751
近似3次元	6.58	1.004	0.947	1.20	0.986	

これらの結果を見ると融雪や異常豪雨によって地下水位が異常に高い状態で、大きな地震が発生すると全体ブロックの滑動の危険性が高くなることわかる。両方が同時に発生することは希であると考えられるが、平成16年の中越地震では直前のH16新潟豪雨の影響により地下水位が高い状態で地震が発生したことが地震地すべり発生に大きく影響したとの指摘もあり、豪雨と地震がほぼ同時期に重なることもあり得る。

**<ケース8の検証結果>**

異常な融雪や異常豪雨等によって地下水位が上昇している時期に大地震が発生すると全体ブロックが滑動する危険性がある。

### 1.1.10 シナリオ（ケース9）の検証結果

滑落崖の崩落土者が堆積した状態で、豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が異常上昇した時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

表 1.1.16 拡大崩壊土砂堆積後に豪雨等による地下水位上昇による安全率の推移

条件（測線等）		現状安全率	滑落後安全率（静的荷重）		
			HWL	HWL×1.6	HWL×2.0
2次元	A測線	2.44	2.41	1.68	1.17
	B測線	7.43	3.09	2.37	1.89
	C測線	7.18	3.60	2.52	1.81
	D測線	8.29	5.04	2.79	1.30
	E測線	4.74	4.74	2.08	0.53
近似3次元		6.58	3.96	2.39	1.39

#### <ケース9の検証結果>

滑落崖崩落発生後に異常豪雨による地下水位の異常上昇が発生しても全体ブロックが滑動する危険性は低い。

### 1.1.11 検証結果のまとめ

検討した9つのシナリオは主な要因の組み合わせとして捉えることができる。その観点からどのような要因が重なる場合に、全体ブロックが滑動する危険があるかを表にまとめた。その結果を以下に示す。

ここで取り上げた5つの主な要因が単独で作用した場合は、何れも“安全”であるという検討結果となっている。しかし、「異常豪雨+地震」や「異常豪雨+滑落崖崩落の衝撃力」など、複数の要因が重なると全体ブロックが滑動する可能性があるという試算結果となった。

表 1.1.17 主な要因の組み合わせからみた各シナリオでの全体ブロック滑動の危険性

主要因	頭部荷重	頭部衝撃力	地震		異常豪雨等	拡大すべり	
			震度5弱 170gal	震度5強 326gal			
無し（単独）	安全（C1）	安全（C1）	安全	安全	安全	安全（C5）	
頭部荷重	---	---	安全（C2）	危険（C2）	安全（C9）	---	
頭部衝撃力	---	---	危険（C3）	危険（C3）	危険（C4）	---	
地震	震度5弱 (170)	安全（C2）	危険（C3）	---	---	危険（C8）	危険（C7）
	震度5強 (326)	危険（C2）	危険（C3）	---	---	危険（C8）	危険（C7）
異常豪雨等	安全（C9）	危険（C4）	危険（C8）	危険（C8）	---	安全（C6）	
拡大すべり	---	---	危険（C7）	危険（C7）	安全（C6）	---	

※（ ）内の数字はシナリオのケース番号。“安全”＝危険性が低い。“危険”＝危険性が高い。

この表を見ると、いろいろな要因が重なることで全体ブロックが今後も滑動する危険性があることがわかった。この中で“危険”と判定されたケースは全部で8ケースである。その内5つのケースは滑落崖が崩落または拡大することによって発生する。つまり、滑落崖の崩壊対策及び地すべり拡大への対策を実施することで、全体ブロックが滑動するリスクを大幅に軽減することができる。

#### <拡大崩壊による全体ブロックへの影響のまとめ>

主な要因が単独で発生した場合は、全体ブロックが滑動する危険性は低い。しかし、複数の要因が重なった場合は、全体ブロックが滑動する危険性が高くなる。

#### <結論>

様々な要因により全体ブロックが滑動する可能性がある。  
全体ブロックが滑動するリスクを軽減するために滑落崖の崩壊対策及び地すべり拡大への対策が必要である。



## 1.2 冠頭部拡大亀裂の検討

### 1.2.1 現地調査による変状



図 1.2.1 滑落崖の変状位置図 (位置は図 1.2.2 と同じ, H.21.10.15 撮影)

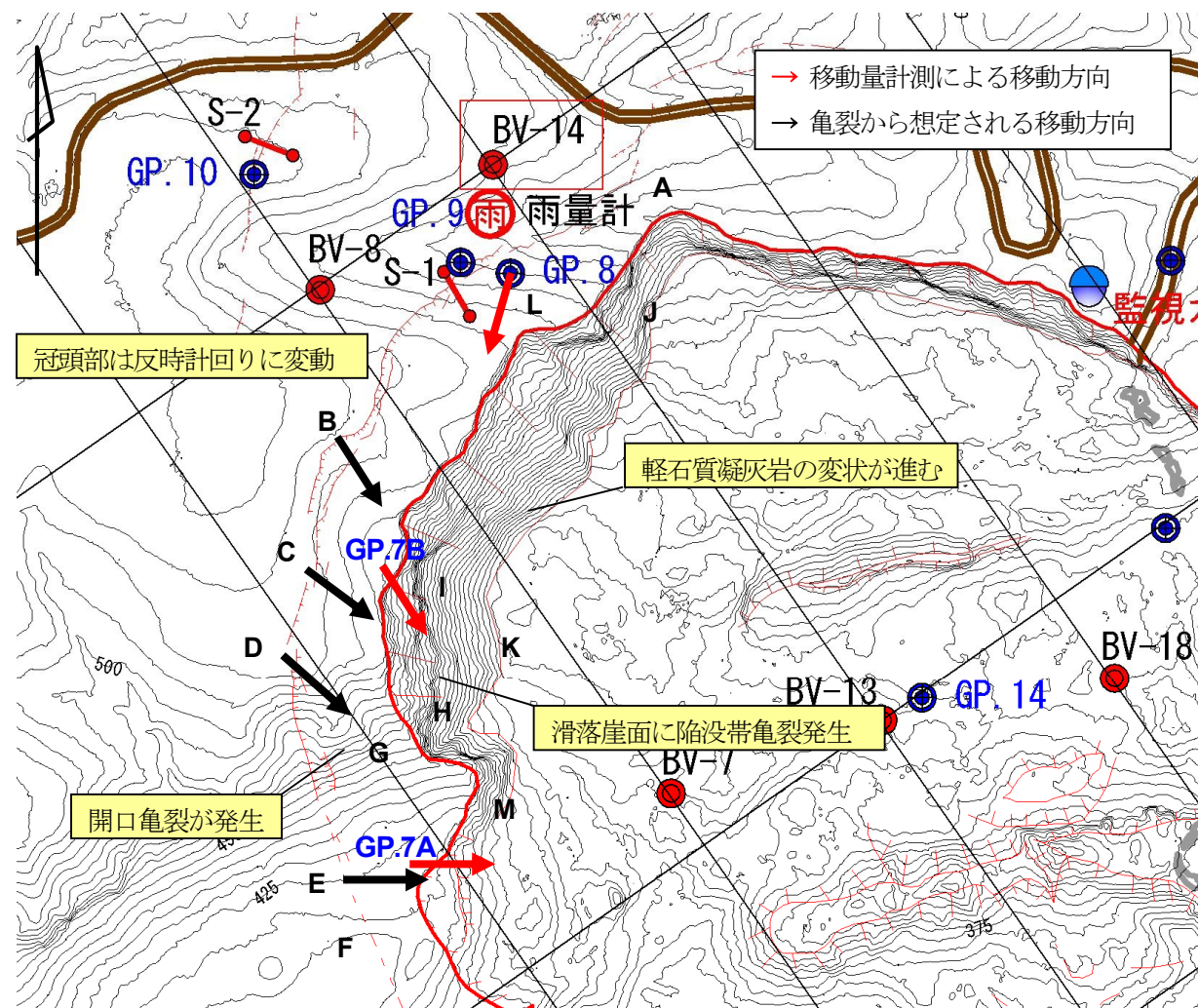


図 1.2.2 亀裂の開口方向と移動量観測による変位方向

#### 【現地調査による冠頭部・滑落崖の状況】

- ① 滑落崖の溶結凝灰岩 (wt) と軽石質凝灰岩 (pt) との境界付近に陥没が発達しはじめている。
- ② これにともない、滑落崖下部にあたる pt に高角の亀裂が発生している。
- ③ 亀裂から想定される冠頭部の移動方向は、移動量観測結果と整合。土塊は、反時計回りの移動をしている。
- ④ 右側壁側土塊には、開口亀裂が発生している。



図 1.2.3 滑落崖中段に発生した陥没変形 (H・G 付近 : H.21.10.15 撮影)



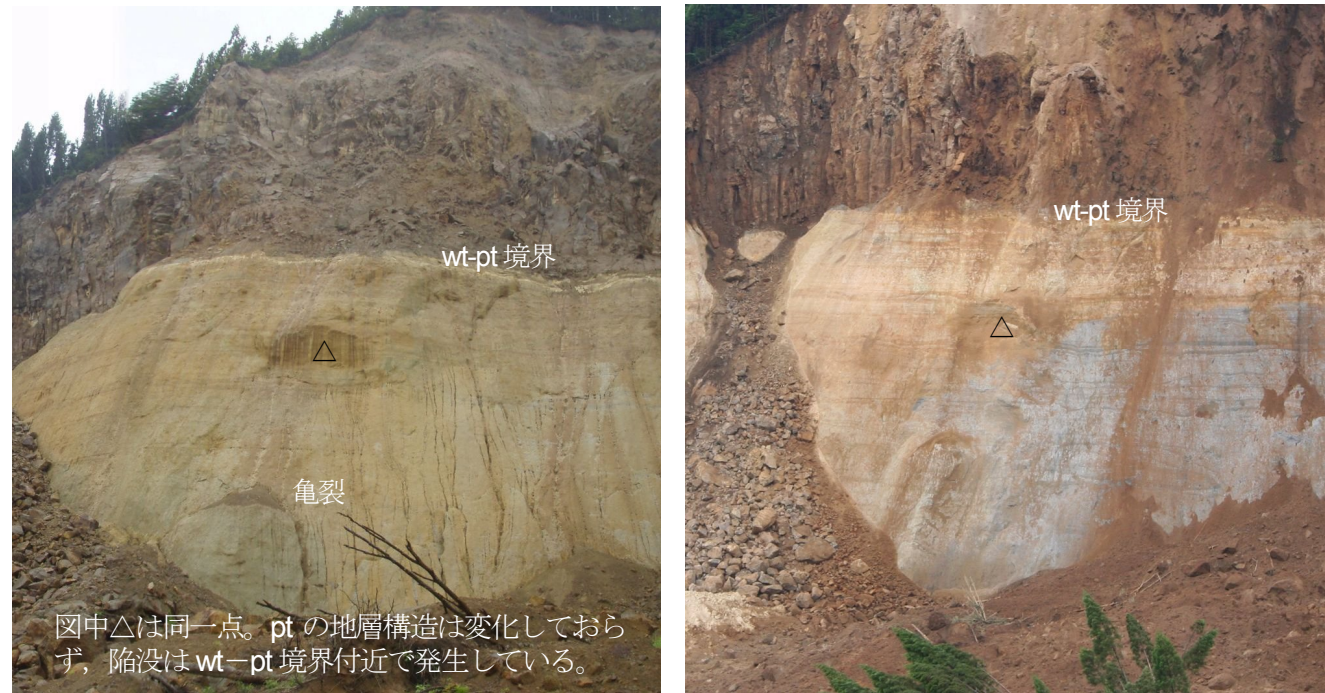
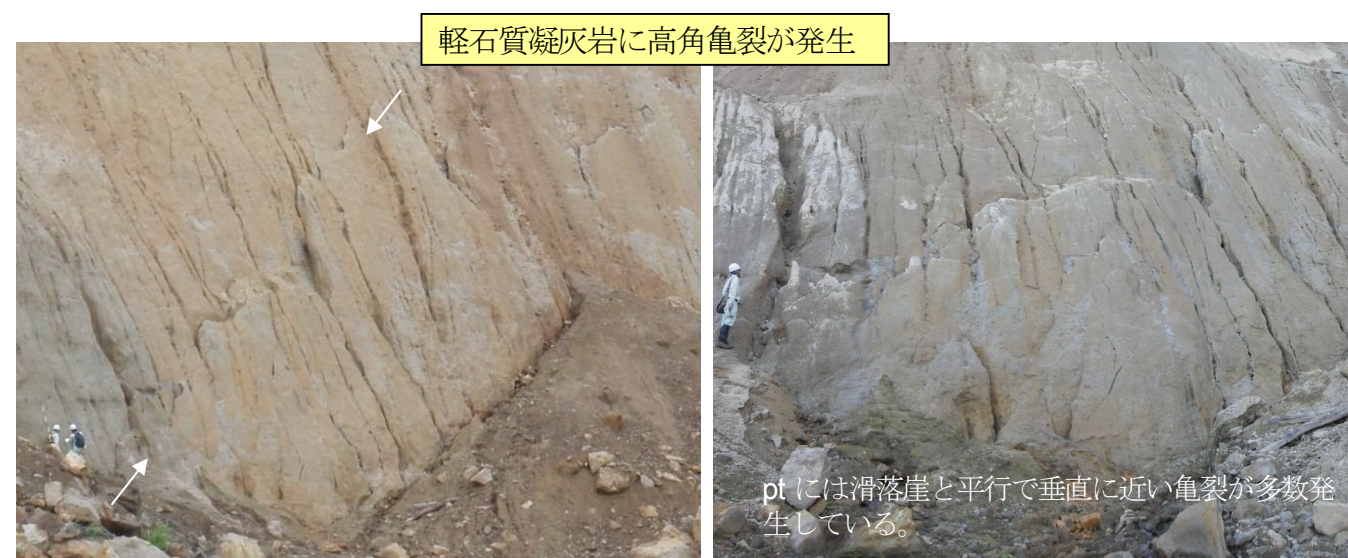


図 1.24 現在の wt・pt 境界 (左) と平成 20.6.23 の wt・pt 境界 (K 地点付近)



図 1.26 リルと亀裂 (H.21.9 撮影)



K 地点の軽石質凝灰岩の亀裂の変化 (左: 9 月 右: 10 月)



図 1.25 K 地点の軽石質凝灰岩の高角亀裂と亀裂の変化



図 1.27 右側壁側の冠頭部に発生している開口性の横断亀裂 (H.21.10.15 撮影)



### 1.2.2 航空写真による滑落崖の変化

地震直後の滑落崖は比較的滑らかな面を形成していたが、現在は単に雨裂侵食とは考えられない変化の大きい斜面に変化している。

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



図 1.2.8 地震直後と現在の滑落崖の地形を撮影した写真



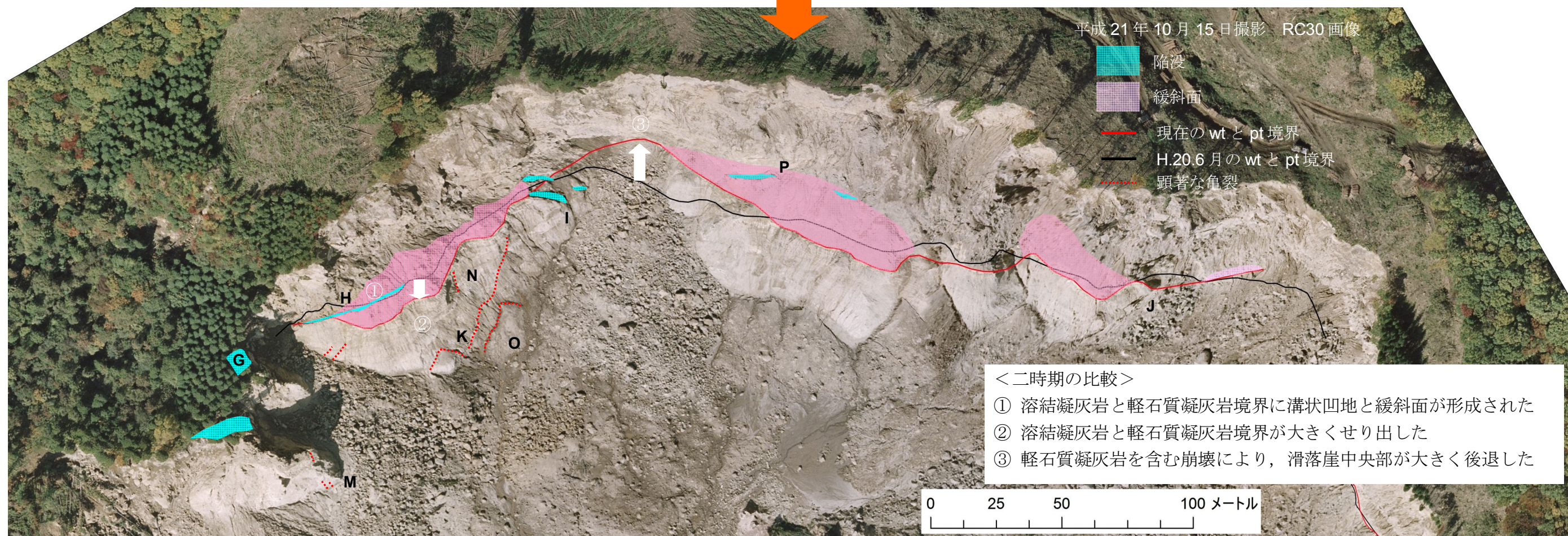
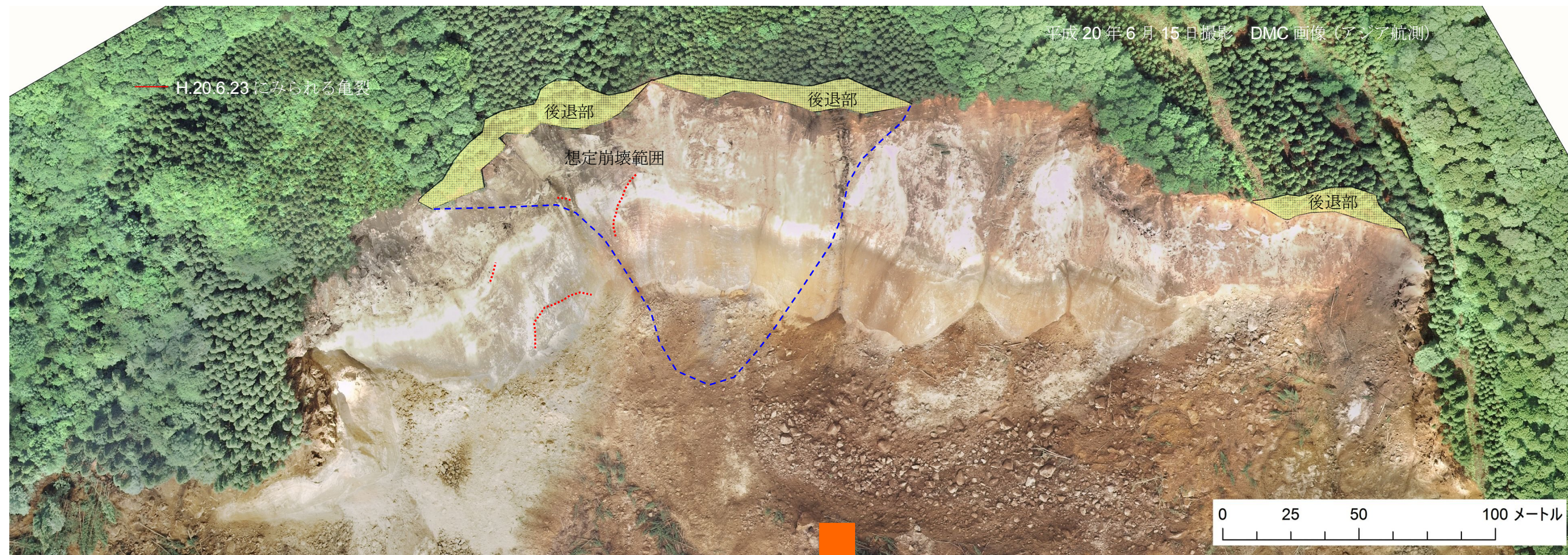


図 1.2.9 地震直後と現在の滑落崖の地形比較結果



(1) 溝状凹地と緩斜面の発達

特に右側壁側で顕著な現象である。また空中写真では、写真中央付近に明瞭な山側落ち亀裂が形成されている(図 1.2.9P 地点)。この亀裂は現地踏査でも確認することができる(図 1.2.10)。



図 1.2.10 山側落ち亀裂付近にみられる開口亀裂(図 1.2.9P 地点: H.21.10.15 撮影)

溝状凹地の顕著な部分(図 1.2.3)の、地震直後の状況(図 1.2.11: 6月23日撮影)では、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 1.2.11 平成20年6月23日に撮影された溝状凹地部(図 1.2.9H 地点)

山側落ちの亀裂が滑落崖中腹部にそって形成されている。この亀裂は地震発生直後から発達しはじめたものである。

(2) 溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界のせり出し

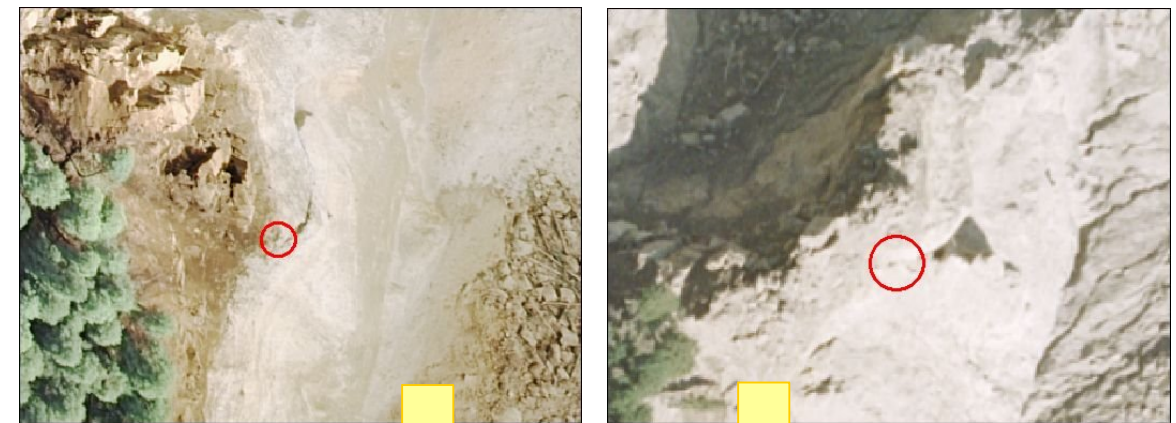
現在と平成20年6月19日の wt-pt の境界を比較すると、I~P 間を除き、全体に溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩境界が図 1.2.3右下の写真に示すように、明らかにせり出している。

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。

① 滑落崖右岸側壁の亀裂 (M 地点)



図 1.2.12 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)



M 地点の土塊は、地震後に南東 (S45° E) 方向に約 3.5m 移動

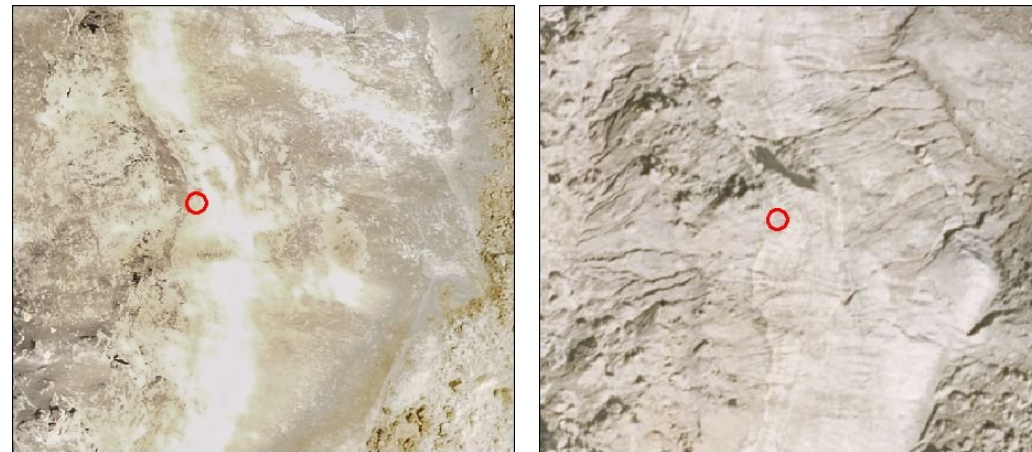
図 1.2.13 オルソ画像による右側壁側土塊の移動(左: 2008年6月 DMC 右: 2009年10月 RC30)



② 滑落崖右岸側側壁 (K地点)



図 1.2.14 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 1.2.15 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)

(3) 軽石質凝灰岩を含む崩壊による滑落崖の後退

図 1.2.9Iに示した wt-pt 境界は、I~P 間では大きく背後に後退している。この位置は、滑落崖の遷急線が大きく後退した場所であり、拡大亀裂の落差が最も大きい場所にあたる。

I 地点に現在形成されている陥没地形は、地震直後に既にみられ、6/23 から 6/26 にかけて拡大している。同様な現象が図 1.2.9J 地点付近にもみられる。

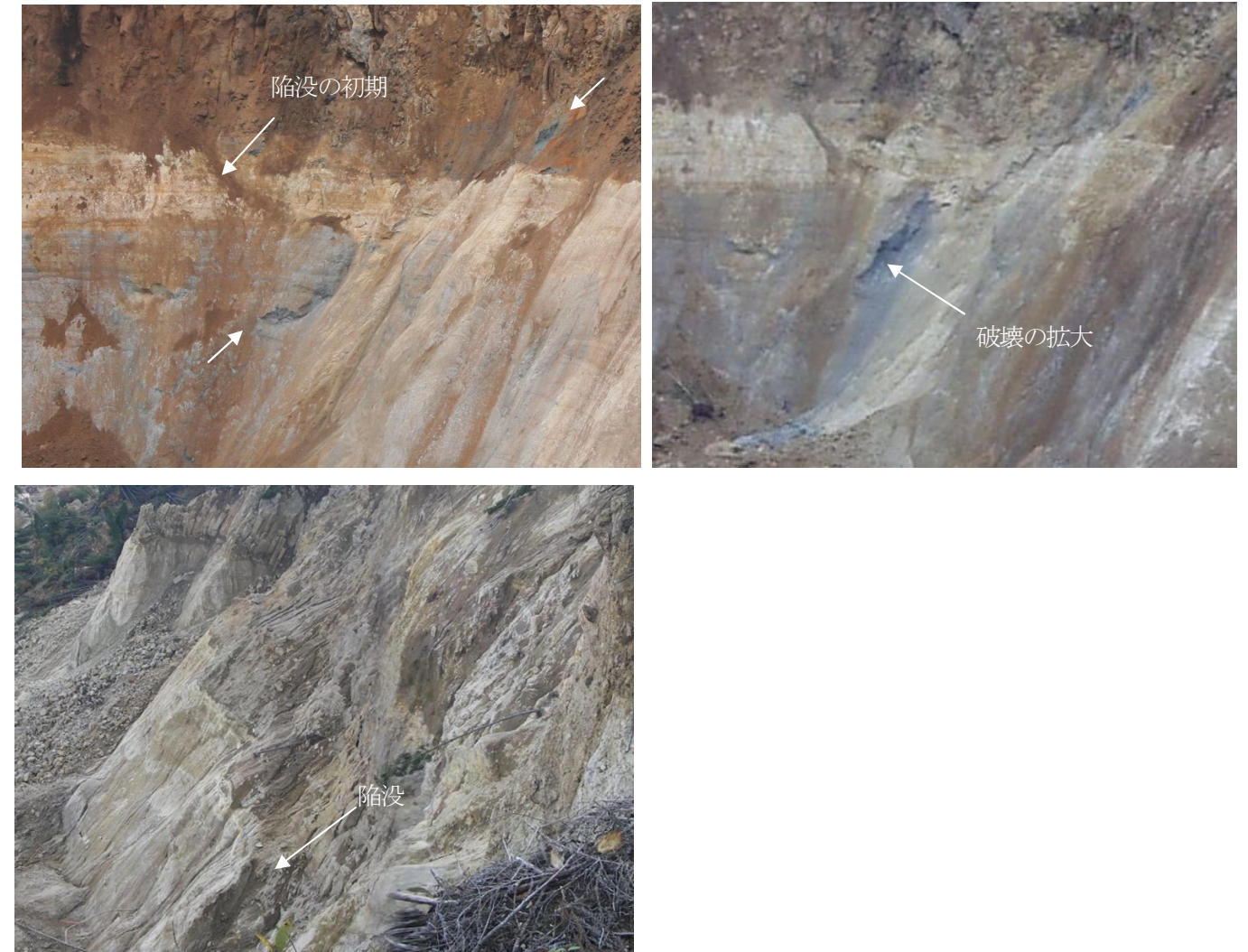


図 1.2.16 滑落崖の亀裂の変化 (左: H.20.6.23 右: H.20.6.26 下: H.21.10.15 撮影) (図 1.2.9I 地点付近)

地震直後から開始した陥没運動は、軽石質凝灰岩の破壊が原因である可能性が高い。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。



1.2.3 レーザープロファイラによる地形変化

(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。

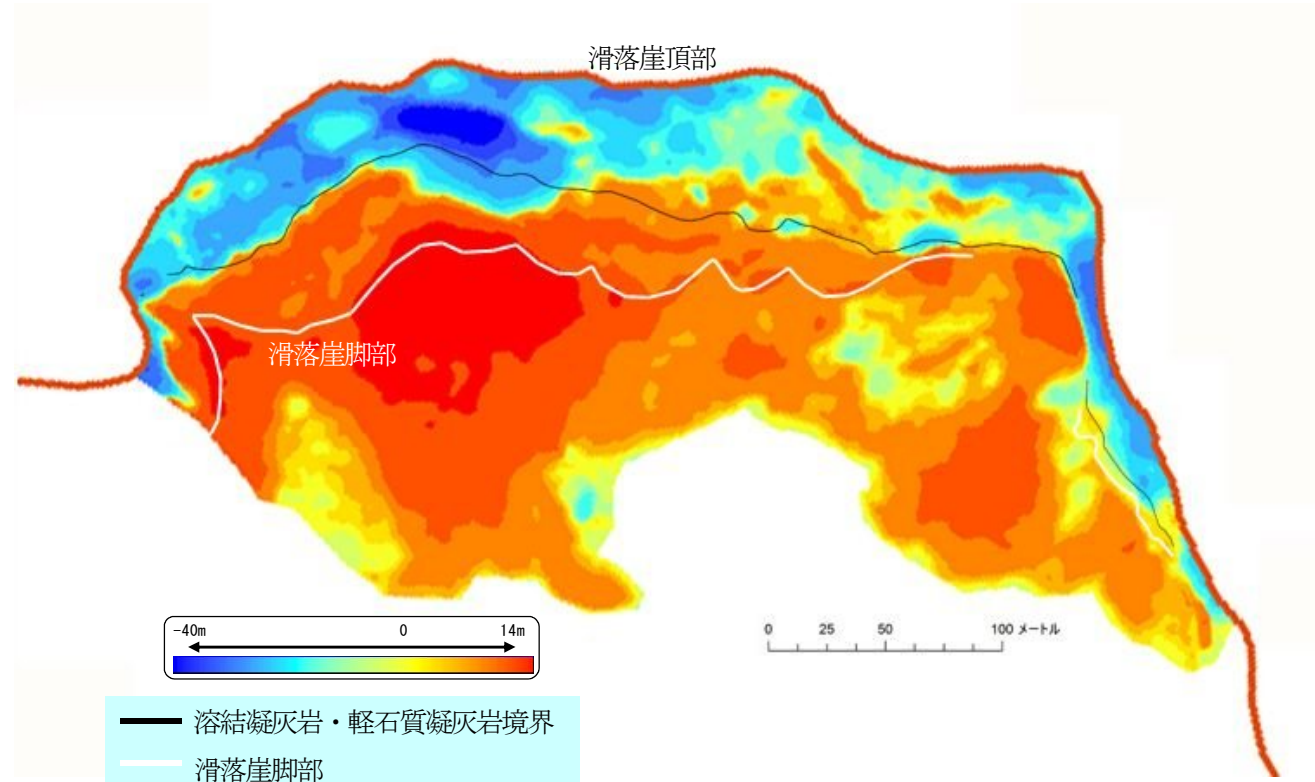


図 1.2.17 2008 年 6 月～2008 年 7 月の地形変化

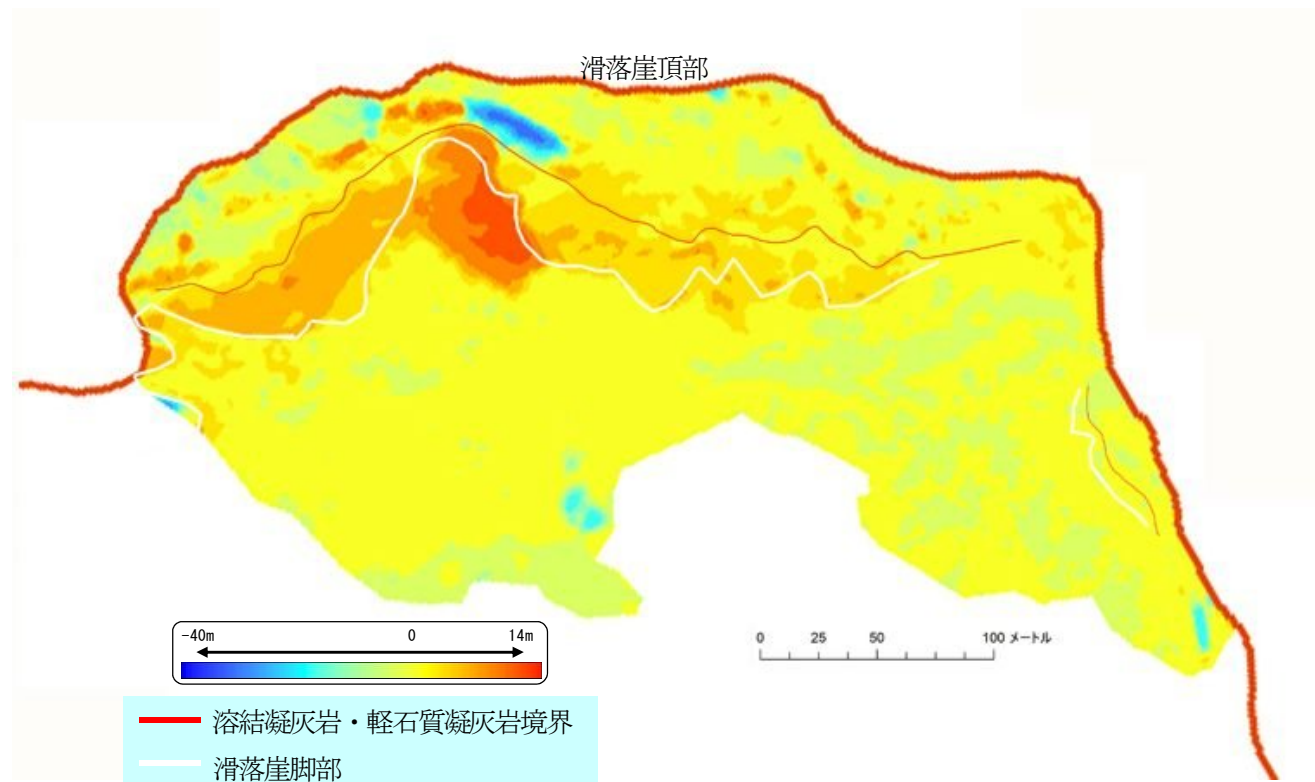


図 1.2.18 2008 年 7 月～2009 年 10 月の地形変化

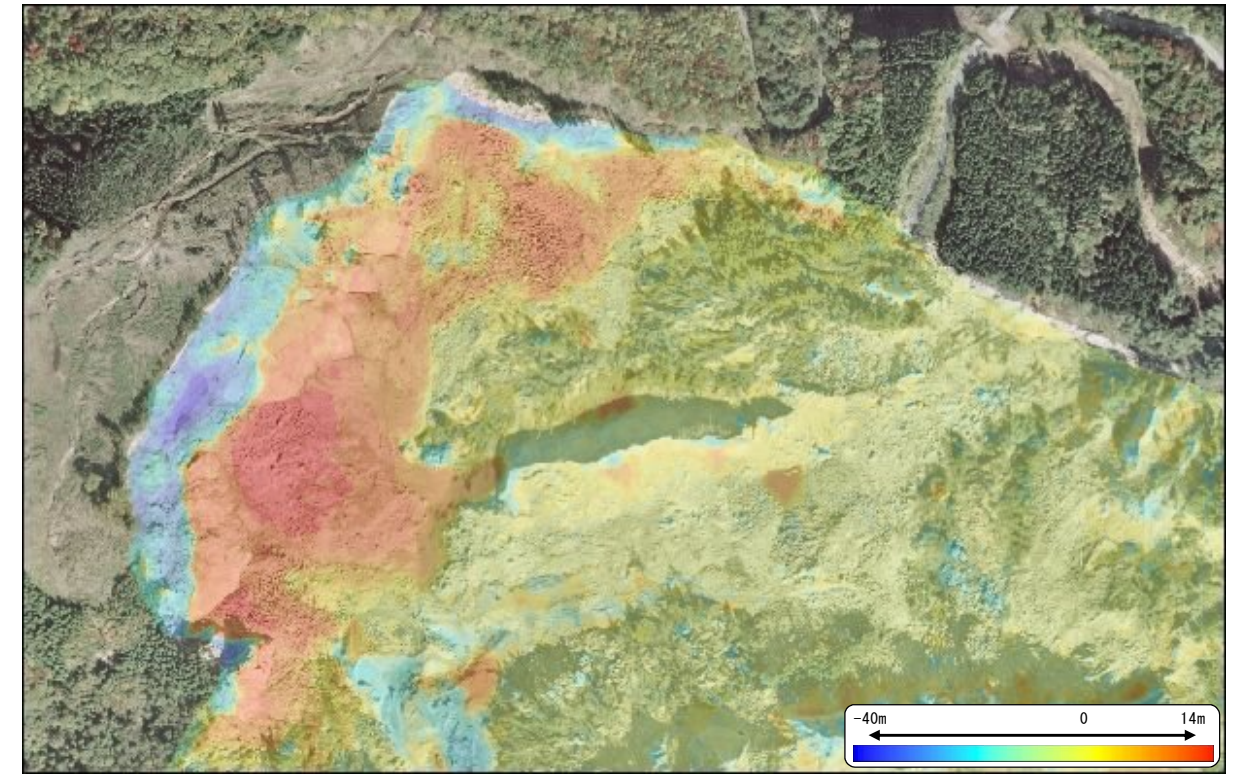
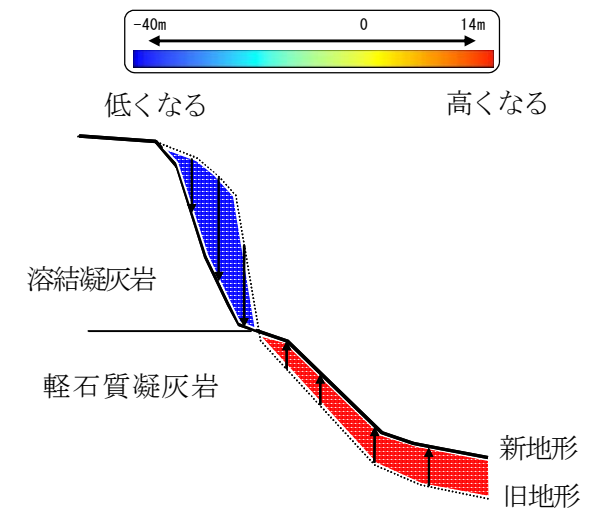


図 1.2.19 2008 年 6 月～2009 年 10 月の地形変化 (背景: 2009 年 10 月撮影)

<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。



(2) 断面図の比較

レーザー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。

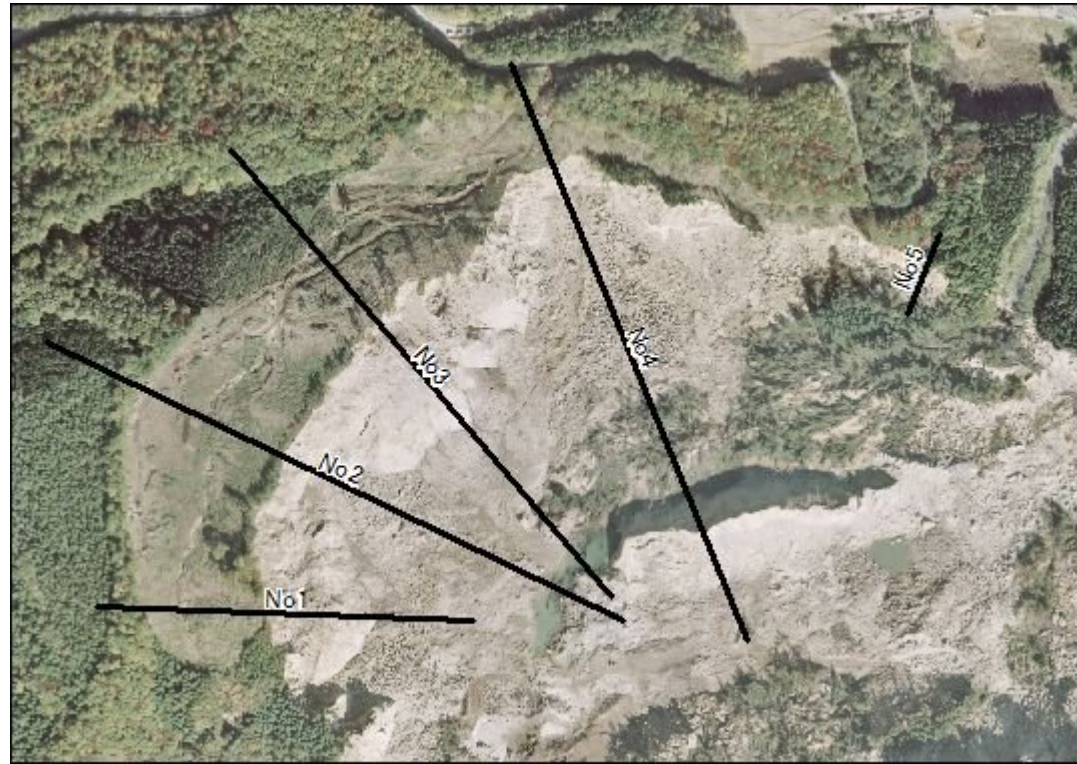


図 1.2.20 断面取得位置 (背景: 2009年10月)

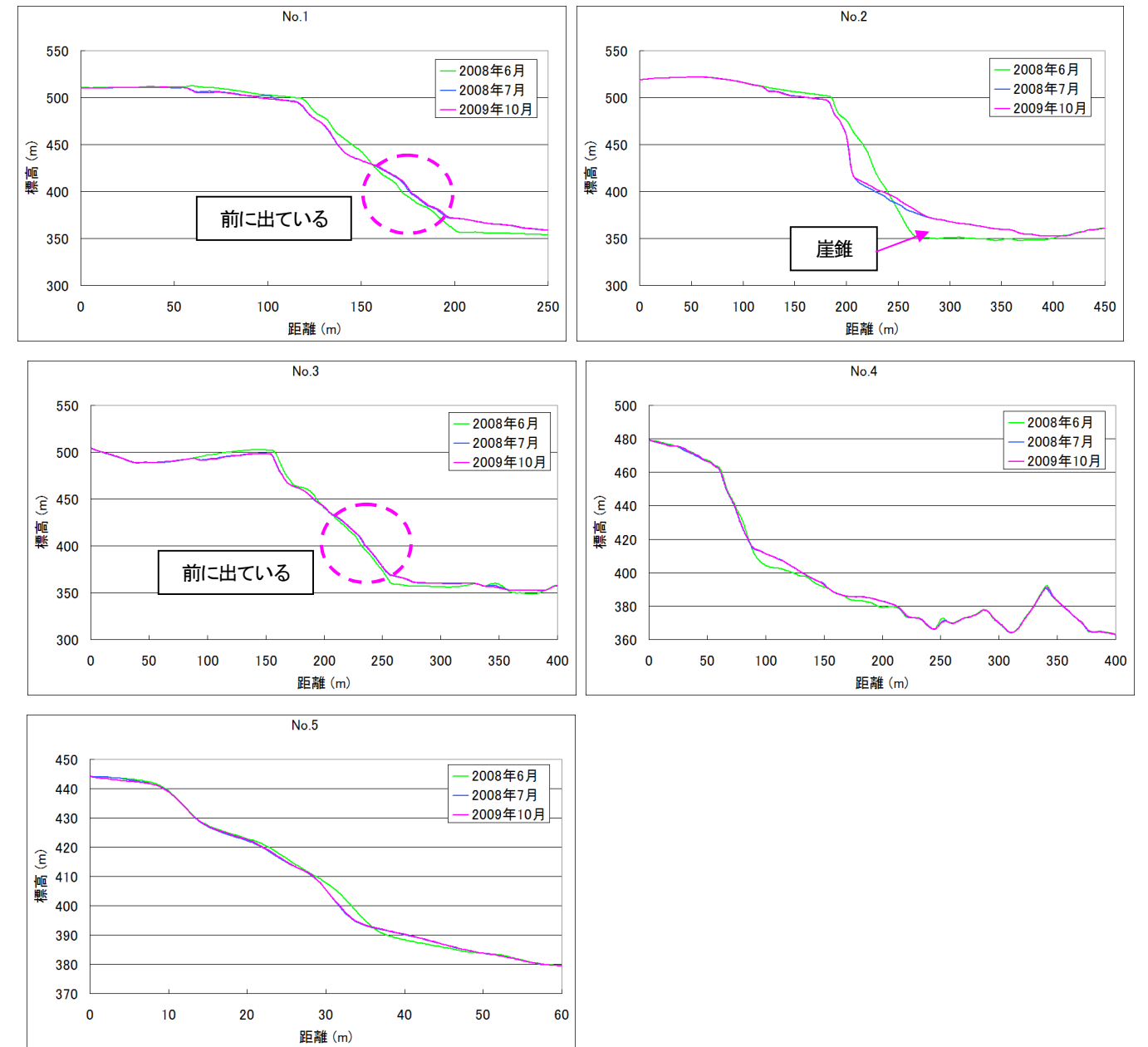


図 1.2.22 No.2~No.5 断面図

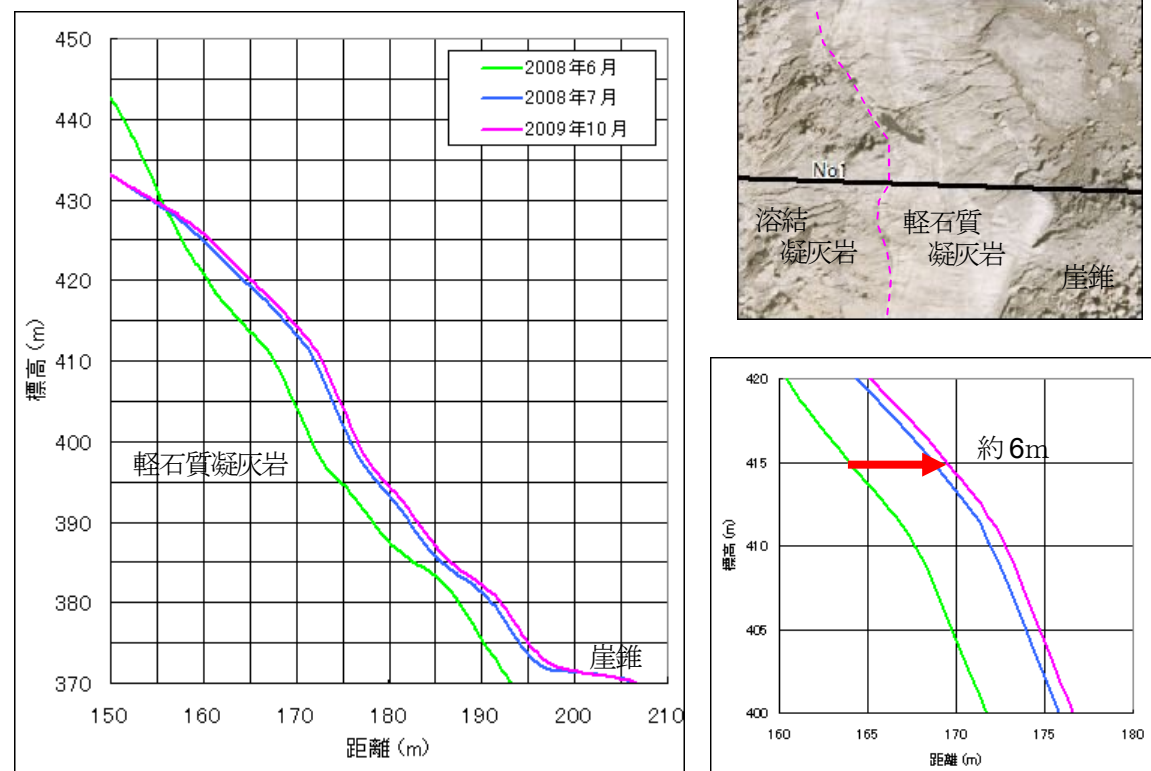


図 1.2.21 No.1 断面 (左: 150m~210m 区間を拡大 右: 160m~180m 区間を拡大)

No.1 は、図 1.2.21 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 1.2.21 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 1.2.17 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。

## 1.2.4 移動量観測結果

### (1) 伸縮計観測結果

#### 1) 累積変位量

冠頭部の拡大亀裂に設置した伸縮計 S-1 の結果を図 1.2.23 に示す。

#### 【伸縮計による冠頭部拡大亀裂の変位】

- ① 前年の 12 月以降に変位量が減少しているものの、変位は停止していない。
- ② 8 月以降に、やや累積曲線が上昇傾向にある。

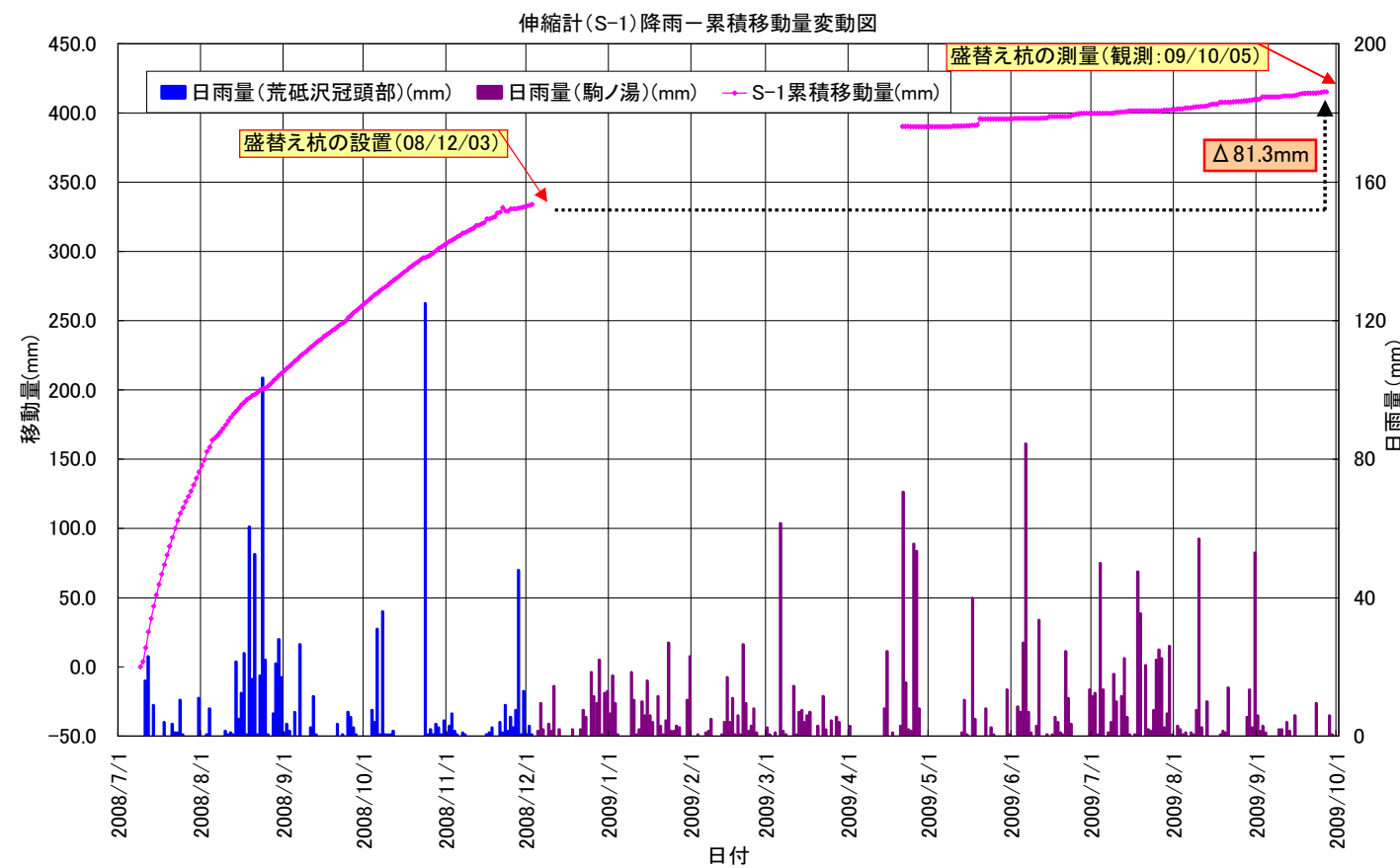


図 1.2.23 伸縮計 S-1 による拡大亀裂の変位量の変化

#### 2) 変位量と降雨量の関係

変位量と降雨量の関係を図 1.2.24 に示す。変位量としては、日変位量と 5 日移動平均変位量を用い、降雨量には、当日降雨量・7 日累積降雨量・実行雨量（半減期 1 日）・実行雨量（半減期 2 日）を用いた。

全体的に降雨量と変位量の相関は高くない。特に当日降雨量との相関は低い。累積雨量や実行雨量が増加すると、平均変位量もやや増加する傾向がみられ、長期降雨が変位量に影響している可能性がある。

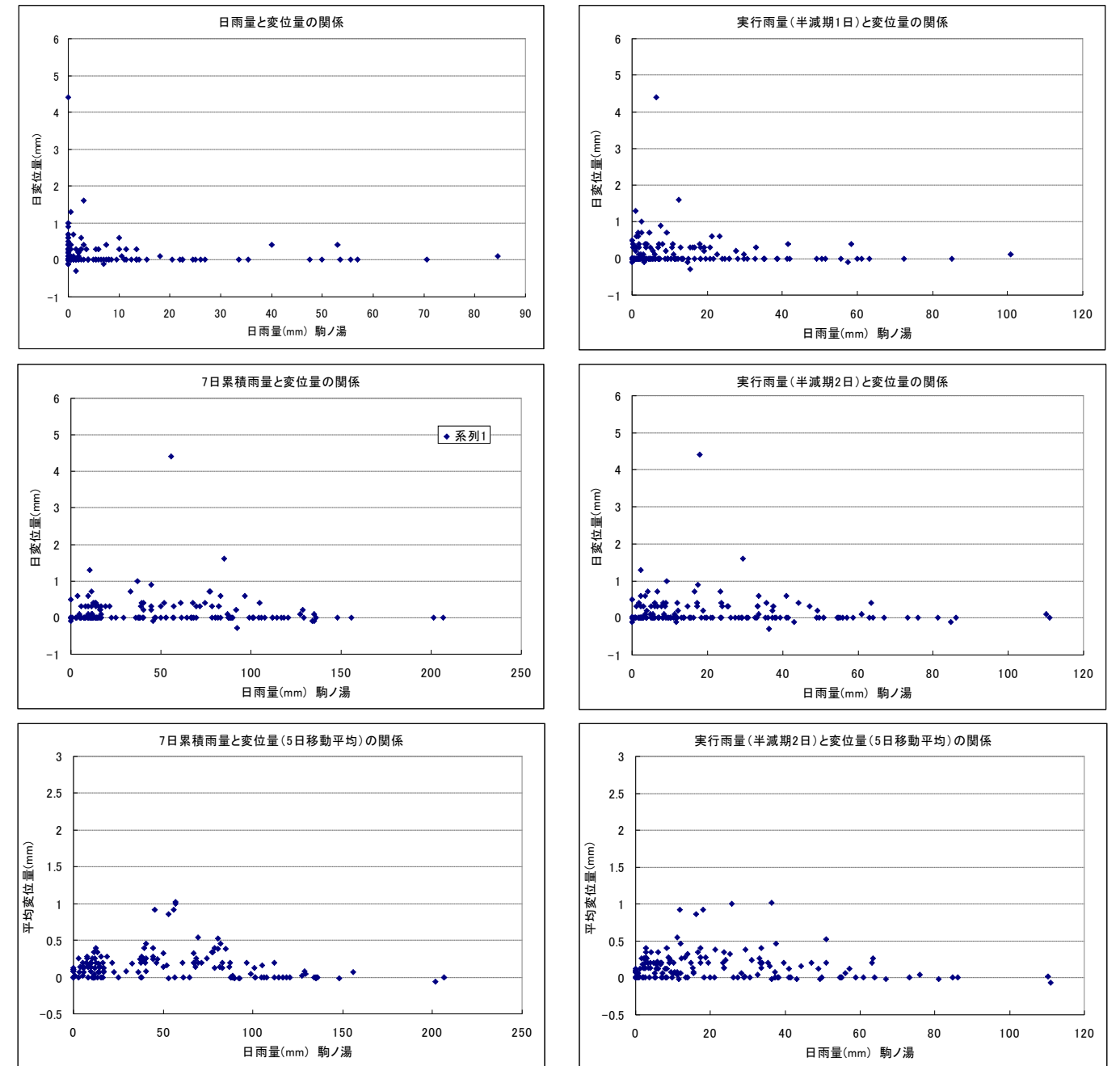


図 1.2.24 冠頭部変位量と降雨量の関係

#### 【冠頭部拡大亀裂の状況】

拡大亀裂は活動中であり、累積変位からみて、極めて危険な状態にある。



(2) 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 1.2.25 と図 1.2.26 に示す。

図 1.2.25 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変換した変位量である。図 1.2.26 は、水平変位の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。

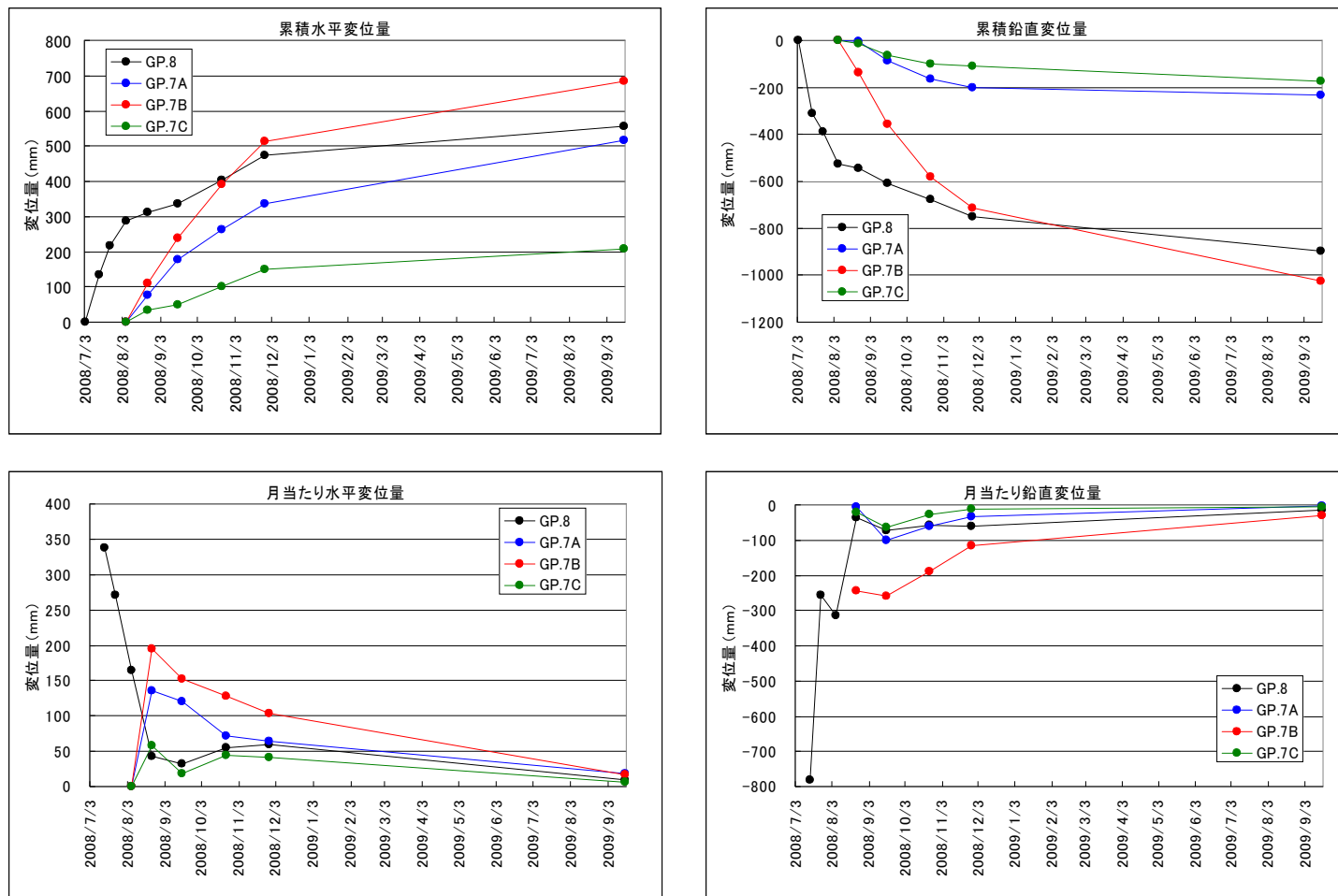
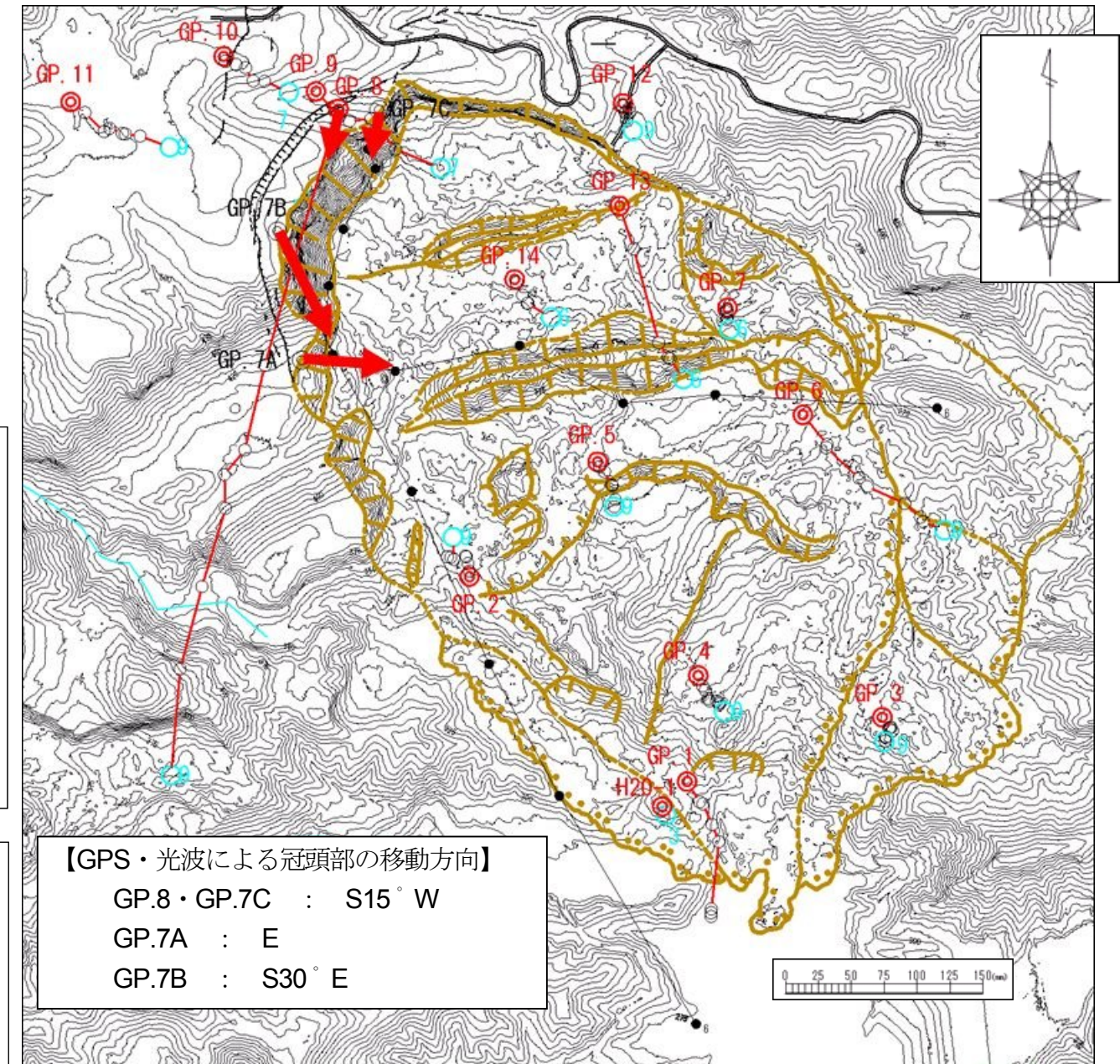


図 1.2.25 冠頭部の累積変位量と月当たり変位量

【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、右側壁に近い部分では水平変位が大きくなる。



【GPS・光波による冠頭部の移動方向】

- GP.8・GP.7C : S15° W
- GP.7A : E
- GP.7B : S30° E

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 1.2.26 移動点水平変位ベクトル図



1.2.5 拡大崩壊の構造と運動の推定

(1) 拡大崩壊の構造

- 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 滑落崖中部の溶結凝灰岩・軽石質凝灰岩境界に陥没帯の下流壁が形成された。
- 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。せり出しは右側壁側が大きく、せり出し量は5～7mに達しており、陥没量に匹敵する。
- ④ 同時に、軽石質凝灰岩には、垂直性の亀裂が形成され、岩盤は著しく脆弱化している。

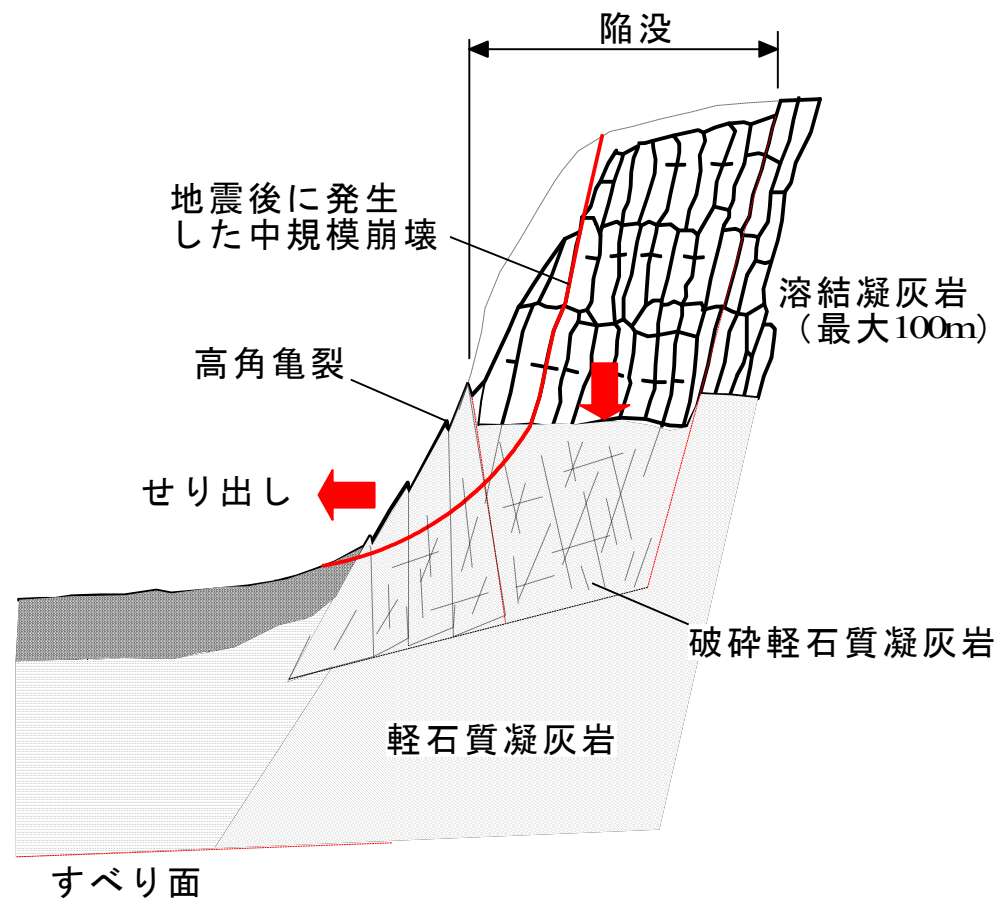


図 1.2.27 地表面の変動から想定される拡大崩壊の構造

【陥没すべりの構造の推定】

- ① 溶結凝灰岩が最も厚い部分で変位量大きいことから、地震により溶結凝灰岩の荷重が下部の軽石質凝灰岩を破壊した。
- ② pt内にはすでにすべり面が形成され、さらに垂直性の転倒変位が加わっている。すべり面は、直線状であると考えられる。
- ③ すべり面深度は、現在の滑落崖脚部より下位に形成されているが、すべり面が深い場合は、前面の陥没帯堆積物のため、高角亀裂は発生しにくいと考えられることから、さほど深くはないと推測される。

(2) 拡大崩壊の運動

【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。

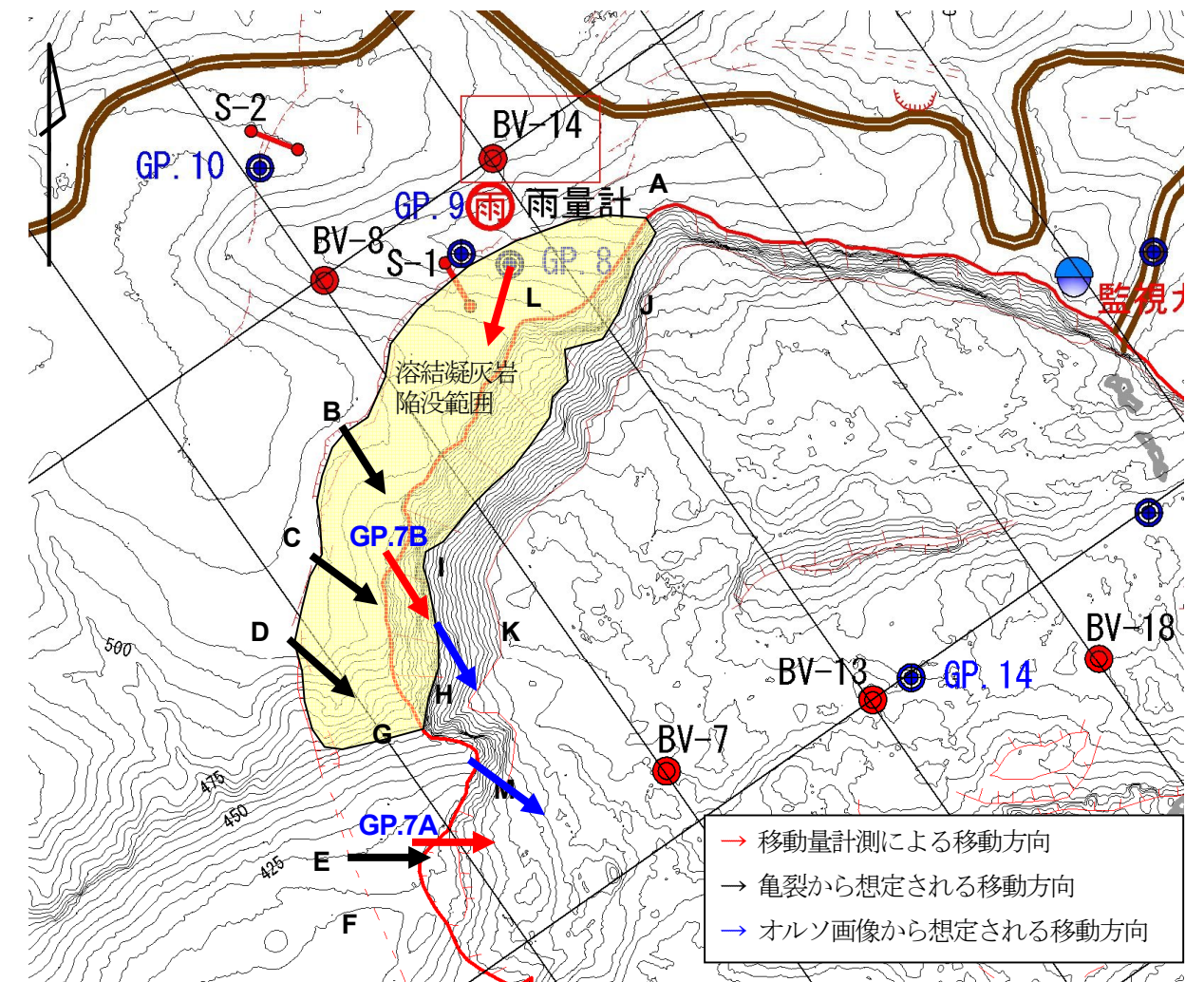


図 1.2.28 溶結凝灰岩の想定陥没範囲と移動量観測・オルソ画像による移動方向

(3) 今後の予測

【冠頭部の崩壊について】

冠頭部は現在も活動中であり、溶結凝灰岩は今後さらに破壊が進むため、降雨や小崩壊等により、崩壊が発生する危険性が高い。また右側壁部の変位が進むと、陥没を助長する恐れがある。

### 1.2.6 対策工の効果の検討

#### (1)安定解析の方法

拡大崩壊の安定度を検討するためには、すべり面を確定する必要があるが、すべり面には不明な点が多い。しかし、地震直後に軽石質凝灰岩中にすべり面を有する中規模崩壊が発生したように、軽石質凝灰岩が著しく変形が進んでいるため、破碎した軽石質凝灰岩内では、すべりが形成される可能性がある。

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するものとする。

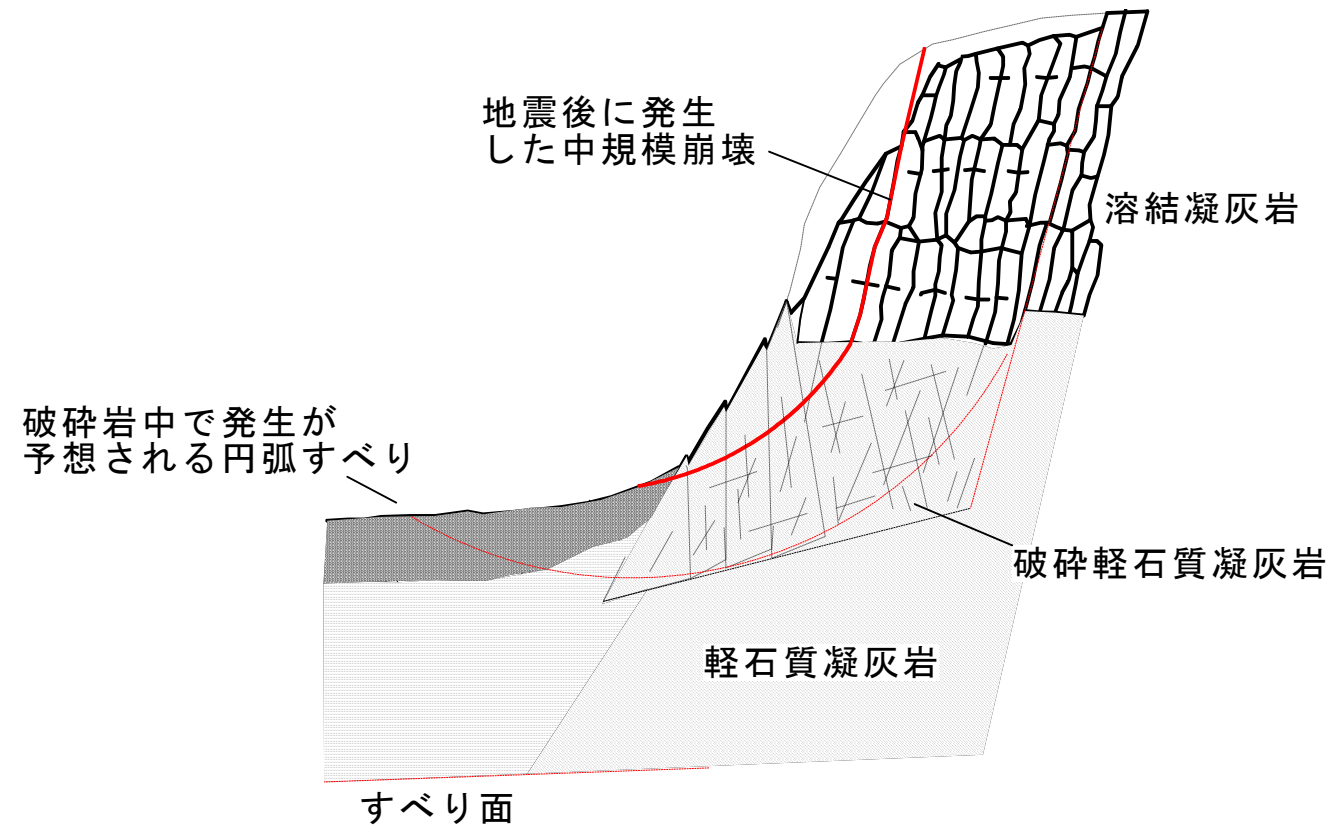


図 1.2.29 拡大崩壊の機構と安定解析の方法

#### (2)排土工とその効果の試算

- ① 応急排土工により、 $F=1.02\sim1.05$  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。

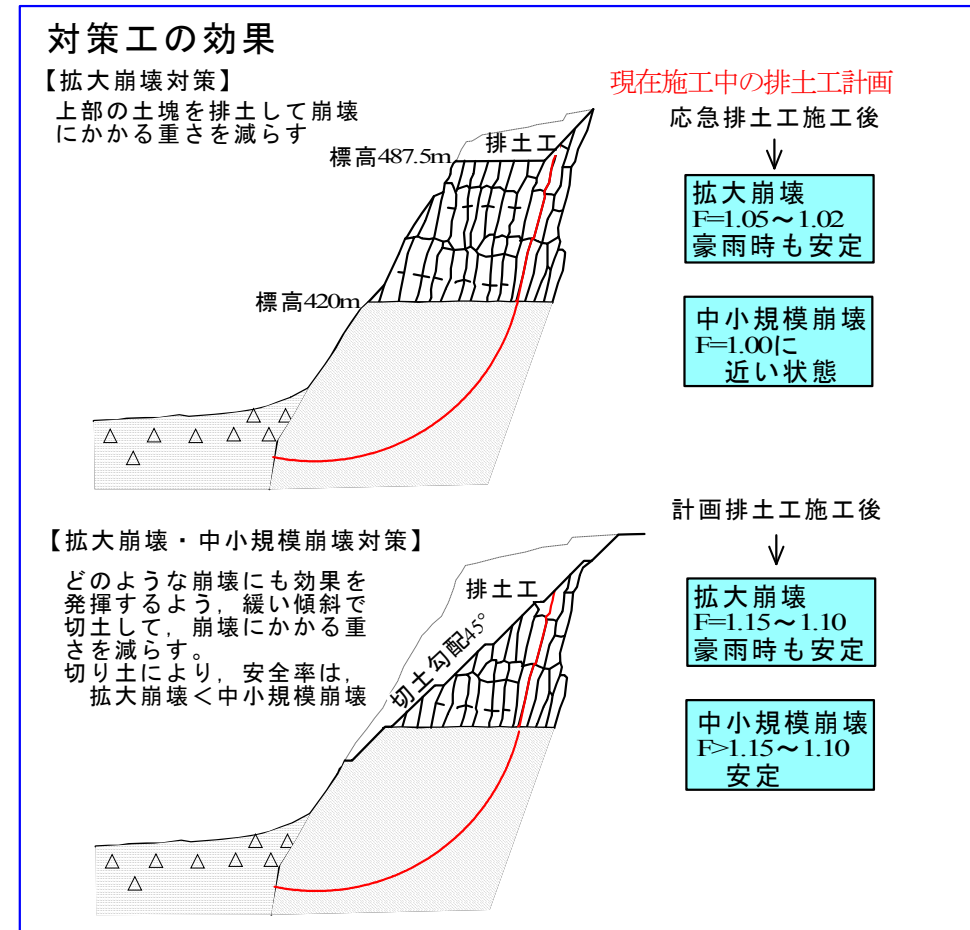


図 1.2.30 拡大崩壊に対する対策工の効果試算

表 1.2.1 拡大崩壊の安全率試算結果

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 $c=200\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	
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 $c=95\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	岩石(試験値) $c=500\text{kN/m}^2$ $\phi=55^\circ$ 節理(チルト試験他) $c=0\text{kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
地震発生後 (地すべり滑落后) 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)		



