

## 2. 検討事項

### 2.1 拡大崩壊の危険度評価と頭部排土工の効果 (最危険断面による試算)

拡大崩壊の推定と解析条件の検討

【拡大崩壊の滑落崖の状況】



ひずみ量による危険度区分(森脇,2001)

ひずみ量	区分
~0.003	前兆領域
~0.006	警戒領域
~0.020	破壊領域
0.020~	完全破壊領域

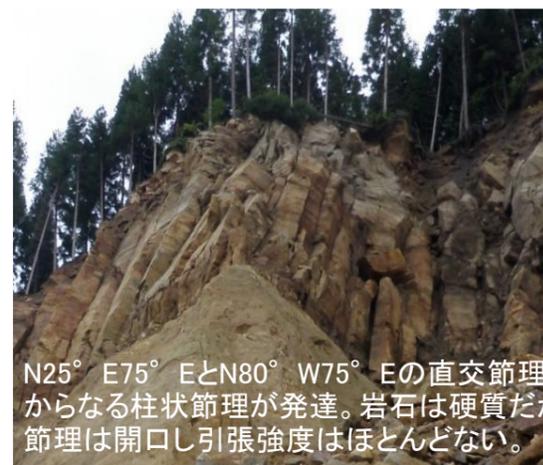
【拡大亀裂の分布】



拡大崩壊のすべり面は、溶結凝灰岩底面を切り、軽石質凝灰岩まで連続し、崩壊の危険性が非常に高い。

崩壊上部は節理(流れ盤75°)に規制された直線的なすべり面の可能性が高い。

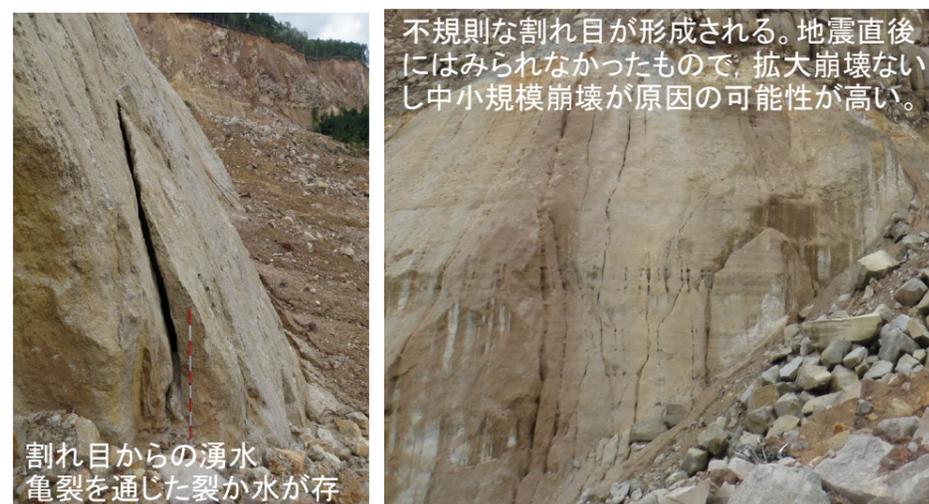
【溶結凝灰岩の状況】



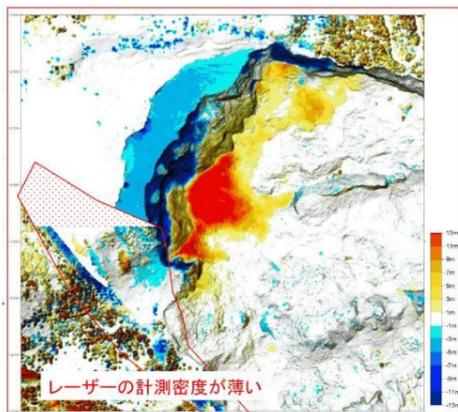
【検討に用いた土質強度】

- (1)溶結凝灰岩  
 ①岩石  $c=500\text{kN/m}^2 \cdot \phi=55^\circ$   
 $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$   
 (土質試験値  $c=90\sim3570\text{kN/m}^2 \cdot \phi=64\sim51^\circ$ )  
 ②節理  $c=0\text{kN/m}^2 \cdot \phi=40^\circ$   
 (2)軽石質凝灰岩  
 $\gamma=16.5\text{kN/m}^3$   
 $c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$   
 (F=0.98時点の逆算値)  
 (土質試験値  $c=120\text{kN/m}^2 \cdot \phi=38^\circ$ )

【軽石質凝灰岩の状況】



【LPIによる冠頭部の変化】



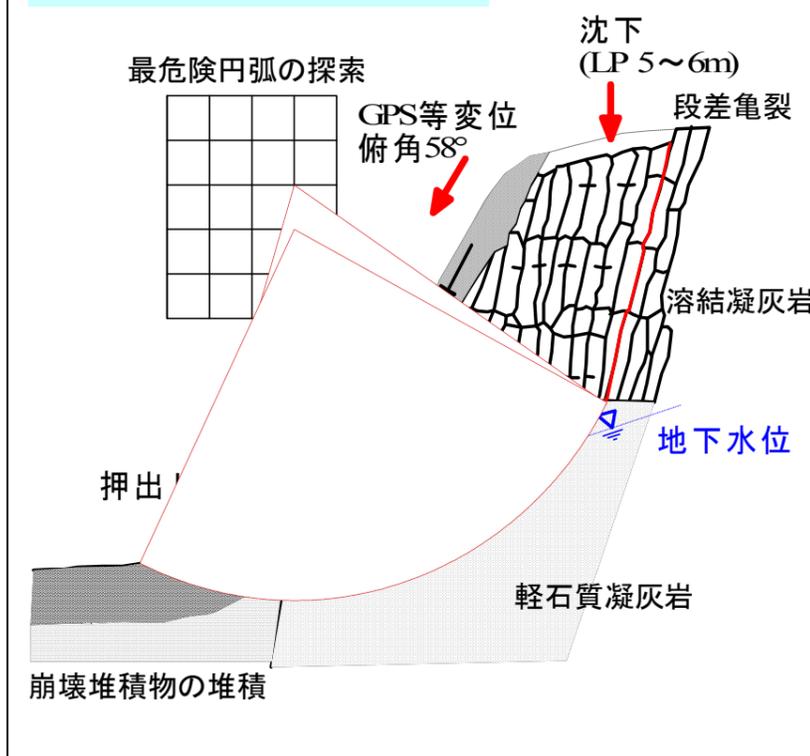
6/15~7/19の1ヶ月で急速に拡大し、その後安定化に向かう。

滑落崖の崩壊土砂量に比べ堆積土砂量が8万 $\text{m}^3$ (崩壊土砂量の50%)も多い。

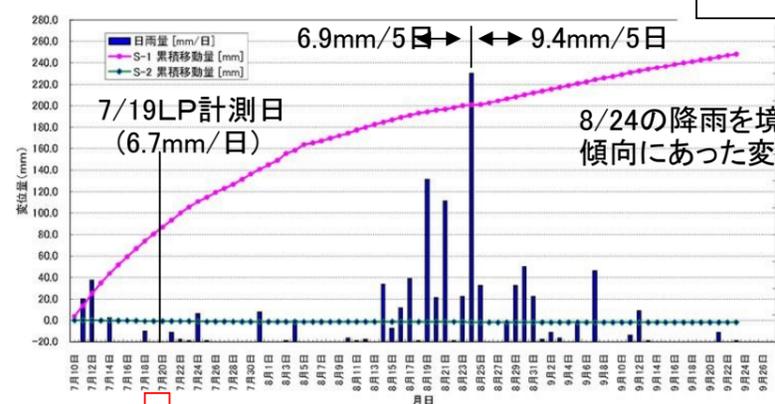
地形変化により安定化した可能性がある。安定解析により検証する。

拡大崩壊により滑落崖が、2~3m前方に押し出した可能性がある。

斜面モデルと安定解析の方法



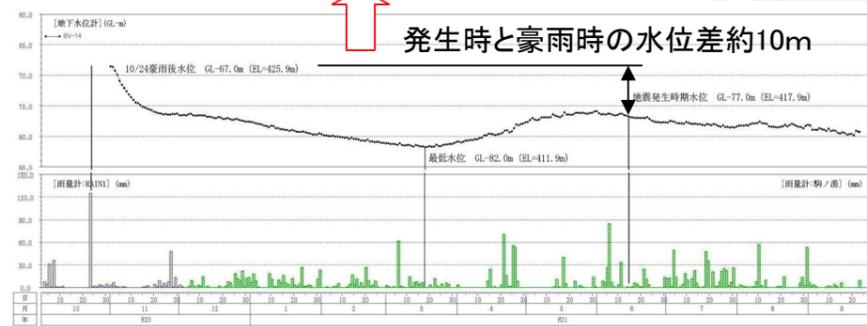
【降雨・地下水の状況】



7/19の拡大崩壊の安全率を $F_s=0.98$ と想定する。

今後、豪雨により安定度が減少する恐れがあり、水位上昇を考慮する必要がある。

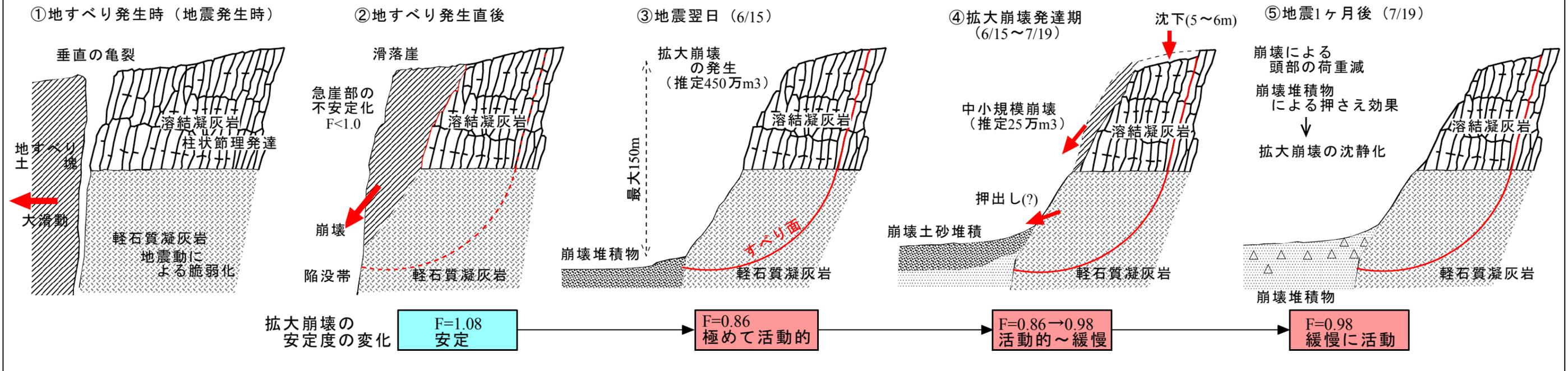
発生時と豪雨時の水位差約10m



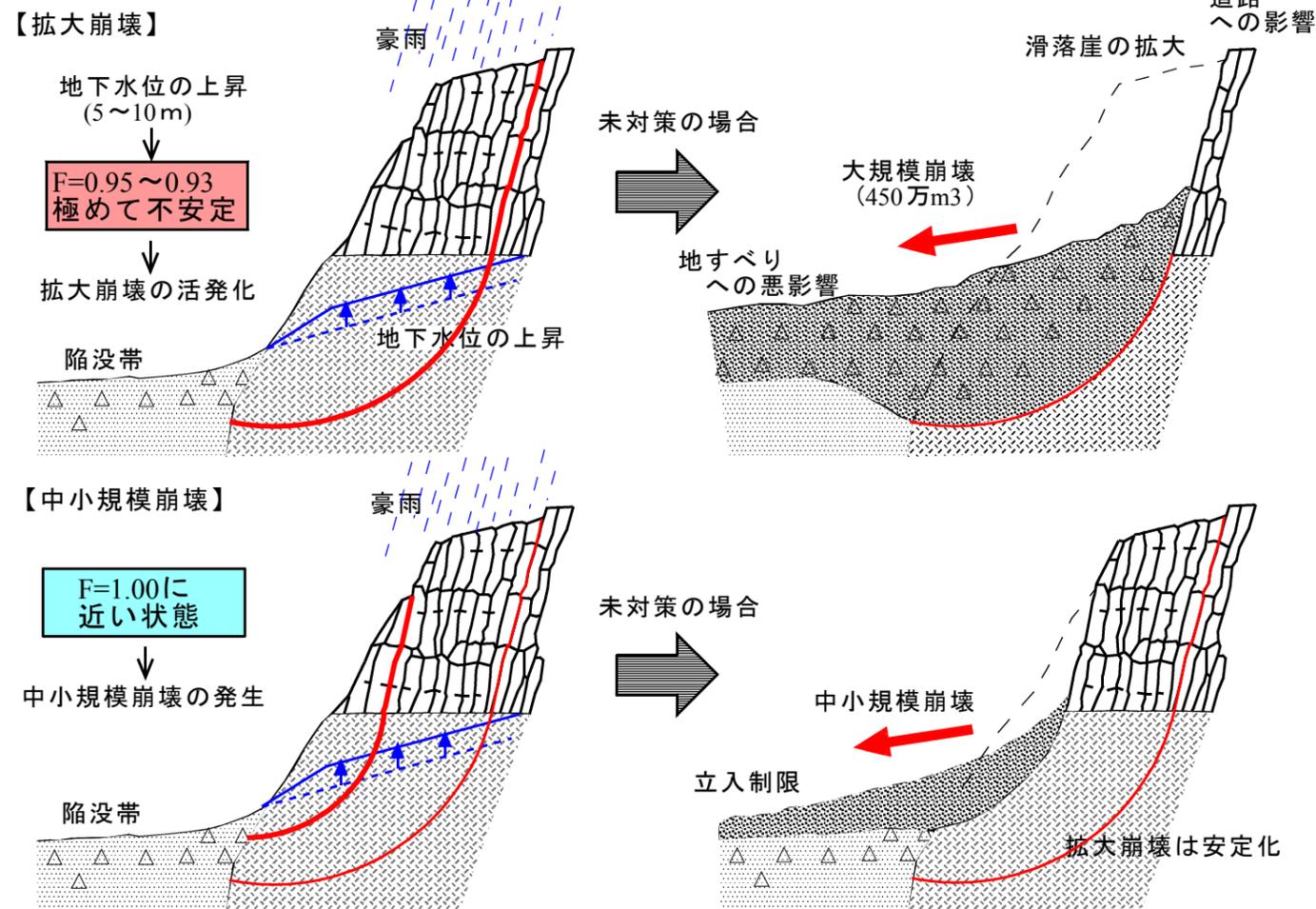
【安定解析の手順】

- ①すべり面は、溶結凝灰岩中は直線すべり、軽石質凝灰岩中は円弧で、連続すると想定。
- ②地震後1ヶ月(7/19)の地形条件で、安全率は0.98と仮定する。
- ③溶結凝灰岩の強度を与え、②の条件で、軽石質凝灰岩の土質強度を求める。
- ④他の地形条件(地震直後や排土工)の時の斜面の安全率を求める。

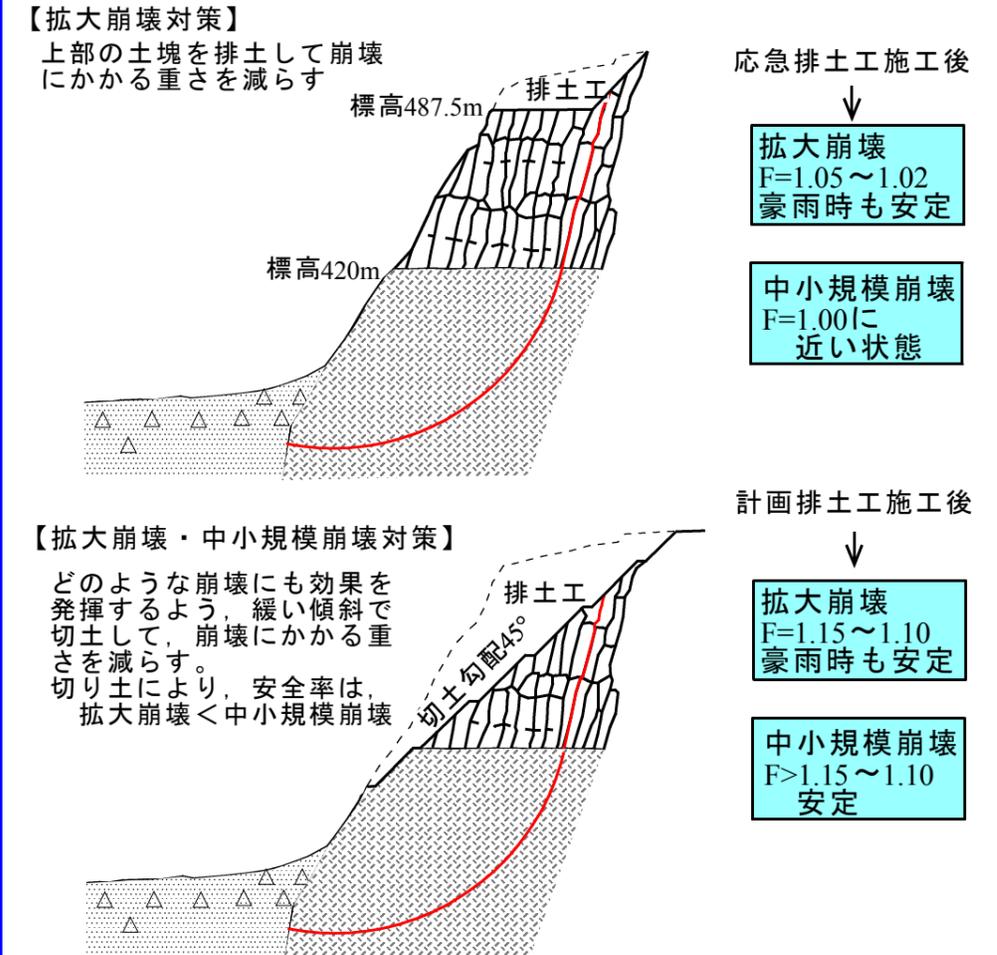
拡大崩壊発生の経緯と安定度



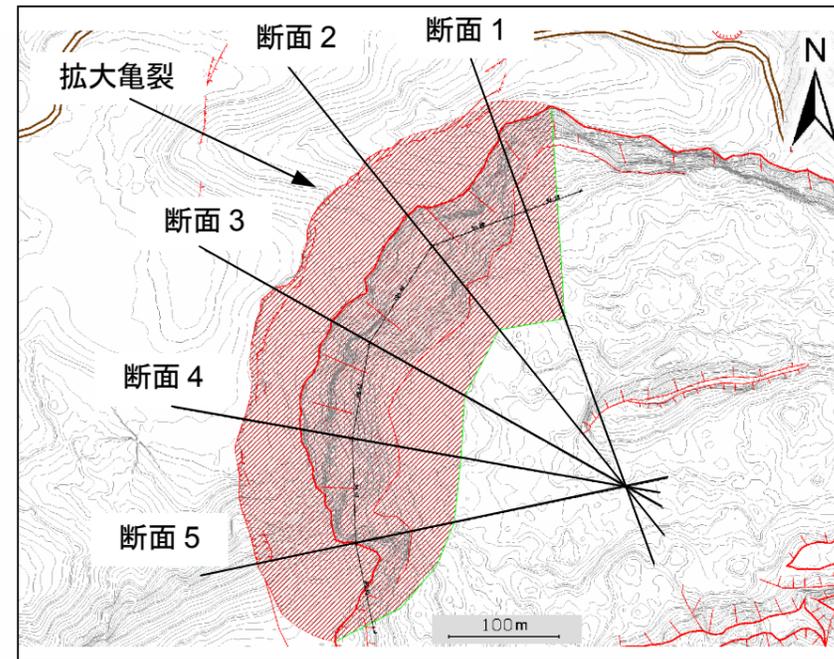
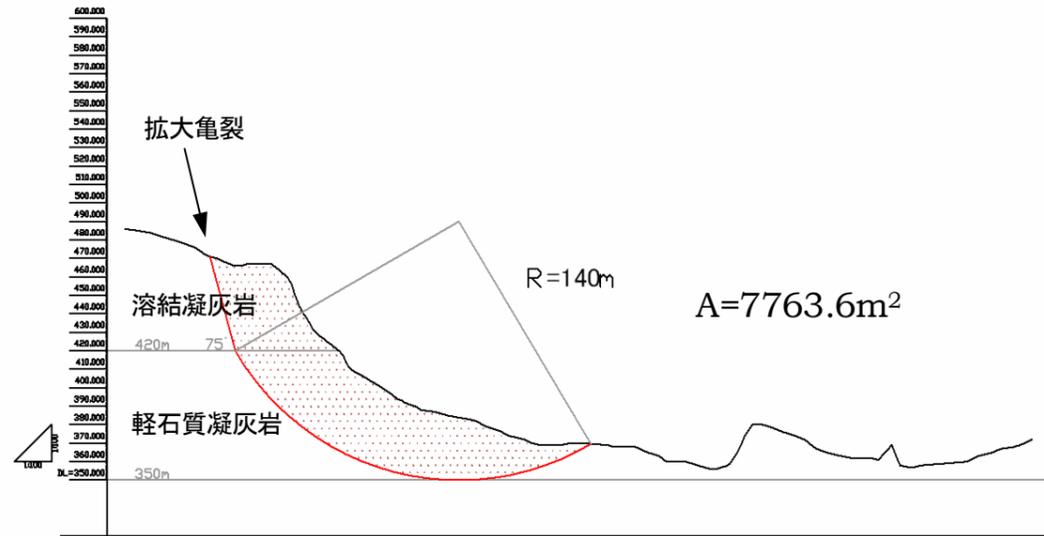
滑落崖の今後の予測



対策工の効果



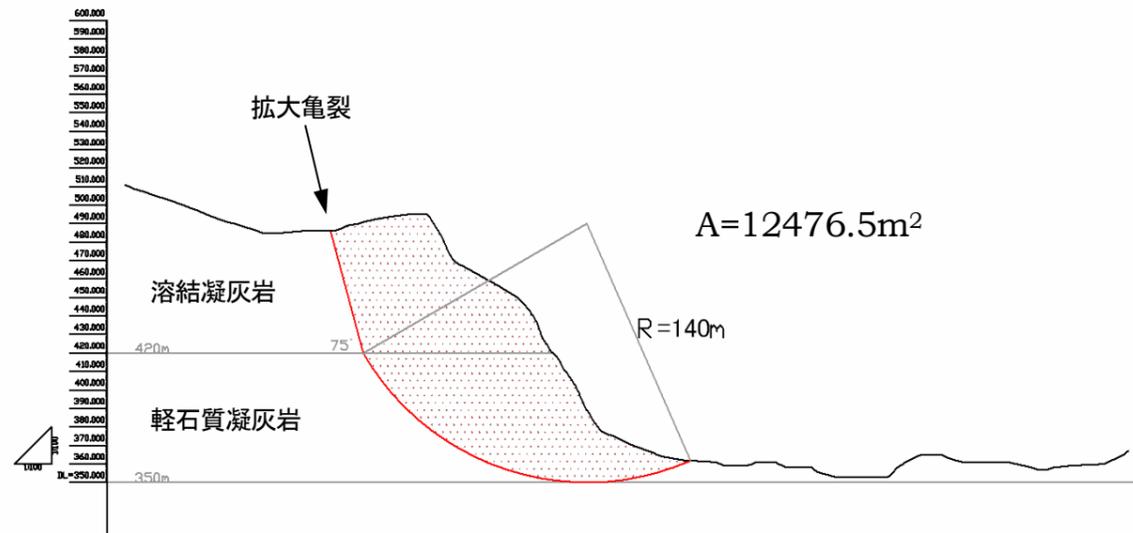
### 断面1



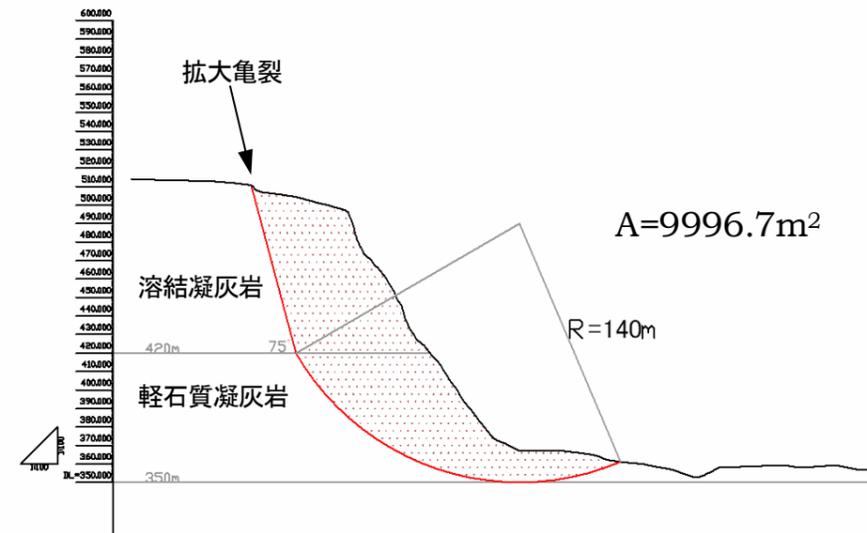
滑落崖崩壊土量計算結果

	断面積 (m <sup>2</sup> )	両断面 の平均 (m <sup>2</sup> )	断面間 距離 (m)	土量 (m <sup>3</sup> )
北端	0.0	3881.8	54.12	210083.0
断面1	7763.6			
断面2	12476.5	10120.0	90.85	919405.9
断面3	10470.9	11473.7	104.46	1198542.8
断面4	9996.7	10233.8	88.67	907430.3
断面5	8683.3	9340.0	94.67	884218.4
南端	0.0	4341.7	83.61	363007.3
合計				4482687.6

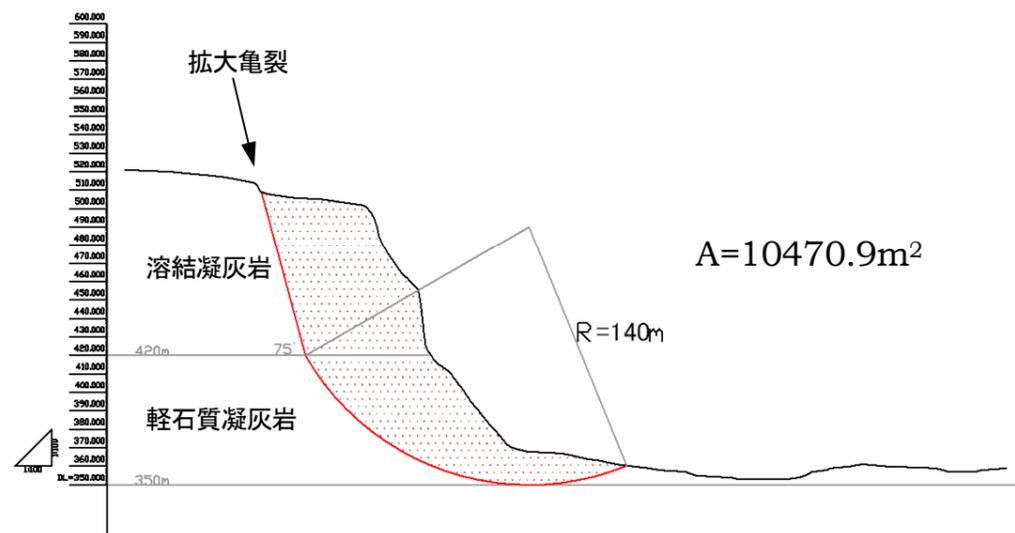
### 断面2



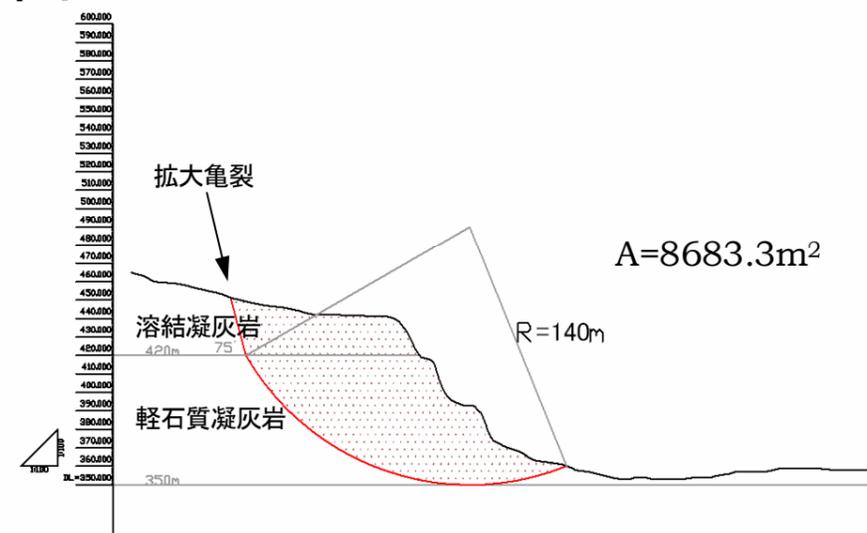
### 断面4



### 断面3



### 断面5





35000m<sup>2</sup>であり、押出し土塊量は約4.6万～12.3万m<sup>3</sup>となる。これを崩壊量に加えれば、おおむね侵食量と堆積量が釣り合う。

## 1.2 岩盤の状況

### (1) 軽石質凝灰岩

#### ①軽石質凝灰岩にみられる節理系

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1.5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。

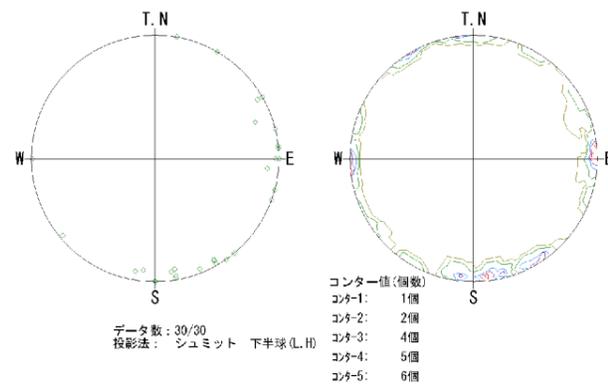


図 1.5 第二リッジ軽石凝灰岩の割れ目の卓越方向解析（ステレオネット下半球投影）

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°転倒しているため、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。不規則な開口亀裂であることから、拡大崩壊ないし中小規模崩壊が原因の可能性が高い。



図 1.6 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の地下水位は、標高=410～425mと高く、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。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 1.7 主滑落崖の溶結凝灰岩に発達する節理とその粗さ

1.3 限界ひずみ量からみた崩壊危険度

齊藤・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 1.8に示すような関係を見いだしている。この関係は、次式ようになる。

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

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。

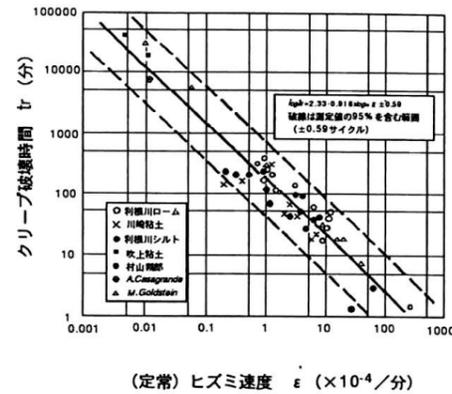


図 1.8 三軸圧縮試験による定常ひずみ速度-破壊時間の関係 (齊藤・上沢, 1966)

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1.1のように提案している。

表 1.1 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

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、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、非常に危険な斜面とみなすことができる。

1.4 安定解析の検討条件

1.4.1 拡大崩壊の検討条件

1) 地層

軽石質凝灰岩と溶結凝灰岩からなる斜面とし、脚部にはこれらの崩壊物からなる崖堆積層を設定した。

2) すべり面

溶結凝灰岩中のすべり面は柱状節理の節理面(段差亀裂から75°)で、溶結凝灰岩と軽石質凝灰岩の境界まで形成済みとし、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。

3) 検討時期および地形

解析測線は2測線(R測線・L測線)とし、次の条件で検討した。

- 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壊れた瞬間の状態。
- ②地震発生後: LPによる6/15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。法切勾配は1:1.0(小段あり)。

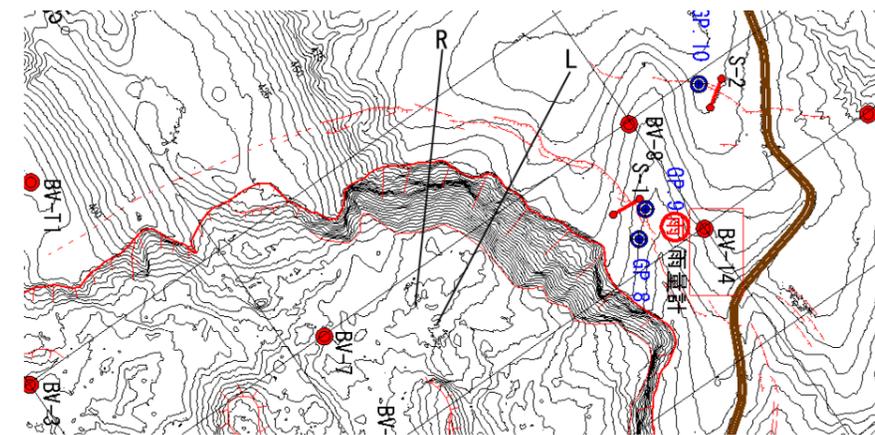


図 1.9 解析測線位置

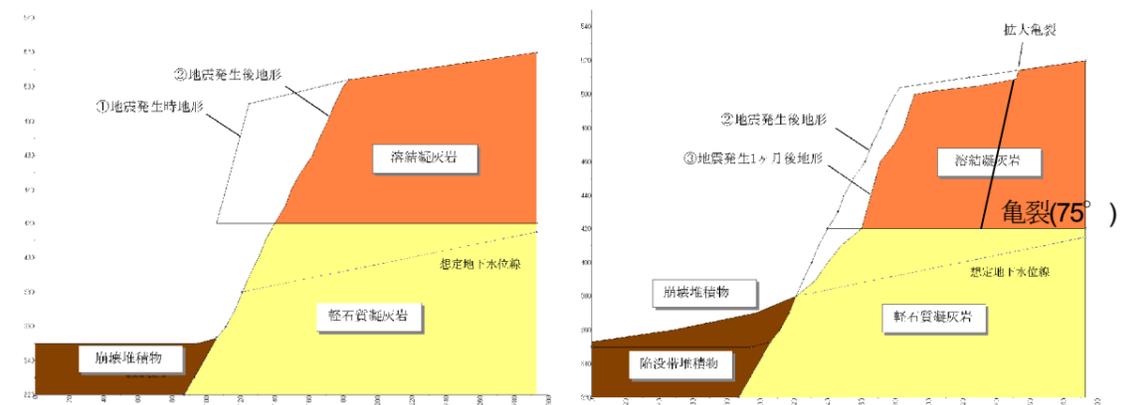


図 1.10 地震発生から1ヶ月後の地形変化

4) 土質強度

①溶結凝灰岩

土質試験による強度は、 $c=90\sim3570\text{kN/m}^2 \cdot \phi=64\sim51^\circ$  である。ここでは、両者の間のやや低めの値を用い、 $c=500\text{kN/m}^2 \cdot \phi=55^\circ$  とする。単位体積重量は、 $\gamma=19\text{kN/m}^3$  (試験値) とする。

②溶結凝灰岩 (節理面強度)

粗さのある不連続面のせん断強度は次式で求めた。

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

ここに、 $\tau$  : せん断強度

$\sigma_n$  : 不連続面にかかる垂直応力 0.25Mpa (土かぶり 50m 程度・すべり面傾斜角  $75^\circ$ )

$\phi_r$  : 残留せん断抵抗角 ( $\phi_b$  基本摩擦角)  $35^\circ$  (コアのチルト試験)

$i$  : ダイレクション角  $i = \text{JRC} \cdot \log_{10}(\text{JCS} / \sigma_n)$

ここに、JRC : 粗さ係数 10 (1m の測定長に対し節理面の起伏 20mm)

JCS : 壁面強度 (一軸圧縮強度の 1/4 で、1.00MPa) 未風化岩で 20.0MPa, 強風化部で 0.75MPa

よって、溶結凝灰岩の不連続面のせん断抵抗角は、 $\phi_b + i = 35 + 6 = 41^\circ \approx 40^\circ$

・節理面の強度 :  $c=0\text{kN/m}^2 \cdot \phi=40^\circ$

③軽石質凝灰岩

$c \cdot \phi$  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、逆算値を用いた。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 :  $\gamma=16.5\text{kN/m}^3 \cdot c=95\text{kN/m}^2 \cdot \phi=35^\circ$

・ $\gamma=16.5\text{kN/m}^3$  (試験値)

④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

地震発生時期と H.20/10/24 の豪雨時の水位差を考慮する。

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) で検討

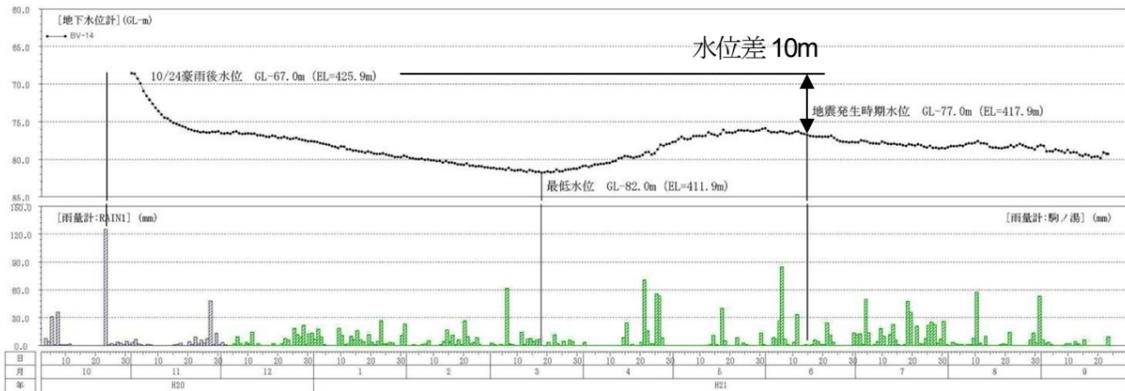


図 1.11 冠頭部 BV-14 の地下水位データ

6) 安全率

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。

1.4.2 中小規模崩壊の検討条件

拡大崩壊よりも規模の小さな中小規模崩壊について検討した。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 : 1.4.1 と同じとする。

③節理条件 : 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) を検討。

④水位 : HWL

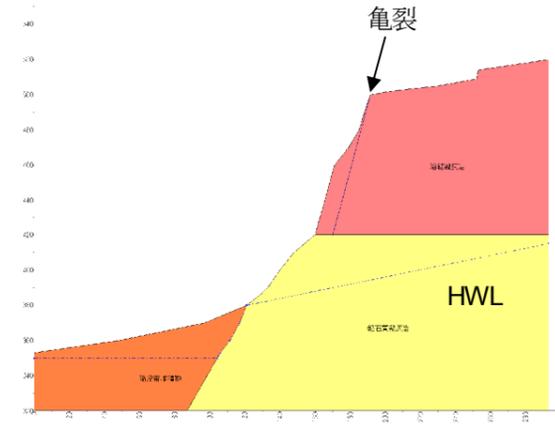


図 1.12 中小規模崩壊の解析モデル (左 : 亀裂あり, 右 : 亀裂なし)

1.4.3 溶結凝灰岩の切土による効果試算の検討条件

切土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  $40\sim60^\circ$  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 : 1.4.1 と同じ

③節理条件 : 拡大亀裂と法先から 40m の位置の 2 通りについて検討する。

④水位 : HWL+10m

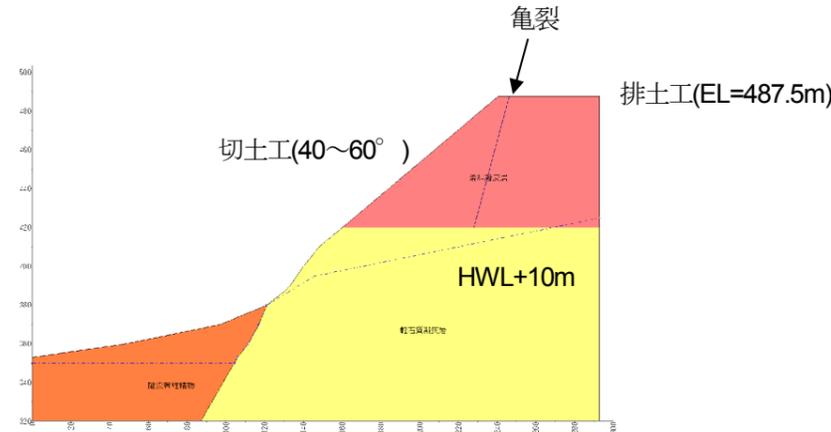


図 1.13 溶結凝灰岩の切土による効果の安定解析モデル

1.5 安定解析結果

1.5.1 拡大崩壊

安定解析結果は表 1.2のとおりである。

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=100m 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 1.2 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=200kN/m <sup>2</sup> φ=35°	
地震発生時 (地すべり発生時) 6/14	1.03	1.13	1.08		
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	7/19逆算値 c=95kN/m <sup>2</sup> φ=35°	岩石(試験値) c=500kN/m <sup>2</sup> φ=55° 節理(チルト試験他) c=0kN/m <sup>2</sup> φ=40°
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)		

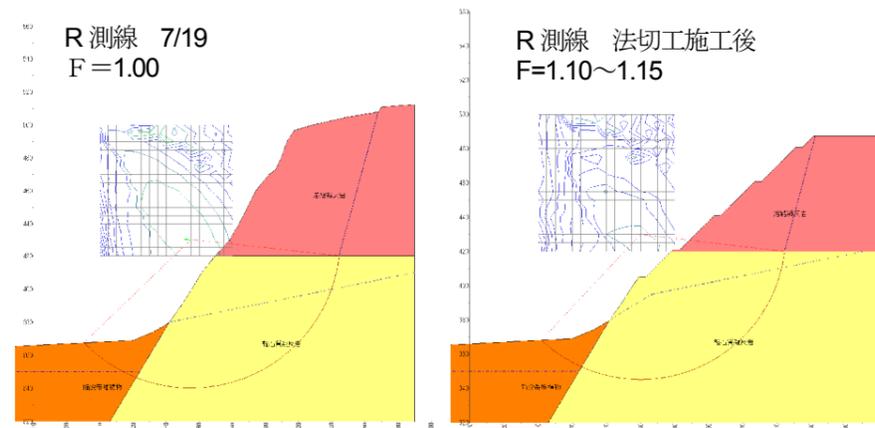


図 1.14 R 測線の拡大すべり (7/19) と計画切土工施工後の最危険すべり (HWL+10m)

1.5.2 中小規模崩壊の検討

(i) 亀裂が連続する場合

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 1.3 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、極めて小さくなることから、溶結凝灰岩全深度にわたって連続する亀裂は少ないと考えられる。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の確認できる。

亀裂がある程度連続しているような箇所は、図 1.7 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り、対策が必要である。

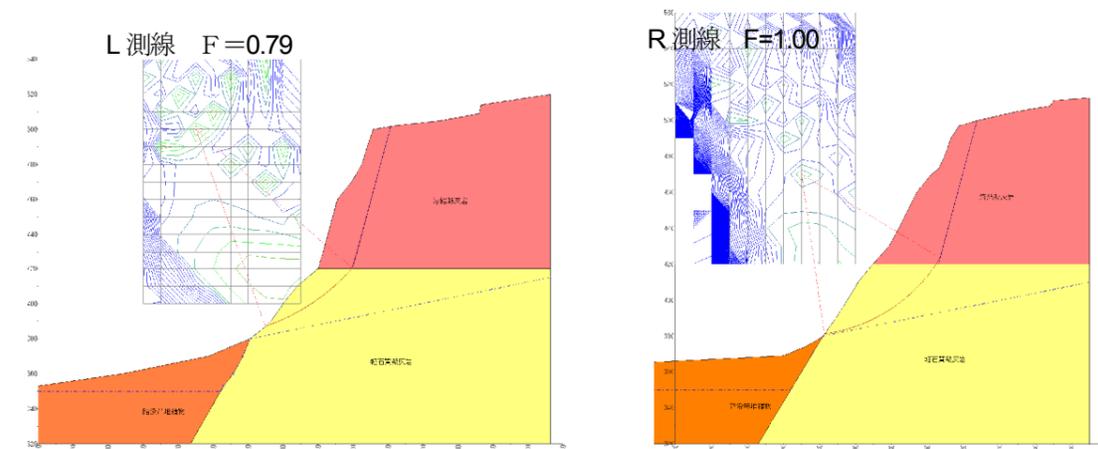


図 1.15 L 測線と R 測線の中小規模崩壊の最危険すべり (遷急線から 10m に亀裂・HWL)

(2) 溶結凝灰岩の法切による効果

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。

また、拡大亀裂の条件のほうが危険となる。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。

表 1.4 法切による豪雨時斜面の安定度 (HWL+10m)

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

## 2.2 拡大崩壊による全体ブロックへの影響の検討手法

2. 拡大崩壊による全体ブロックへの影響

2.1 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3つのシナリオを想定した。これらのシナリオ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。

表 2-1 拡大崩壊が全体ブロックへ影響するシナリオ

ケース	内容
ケース 1	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	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 3	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。

(1) シナリオ (ケース 1) 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。

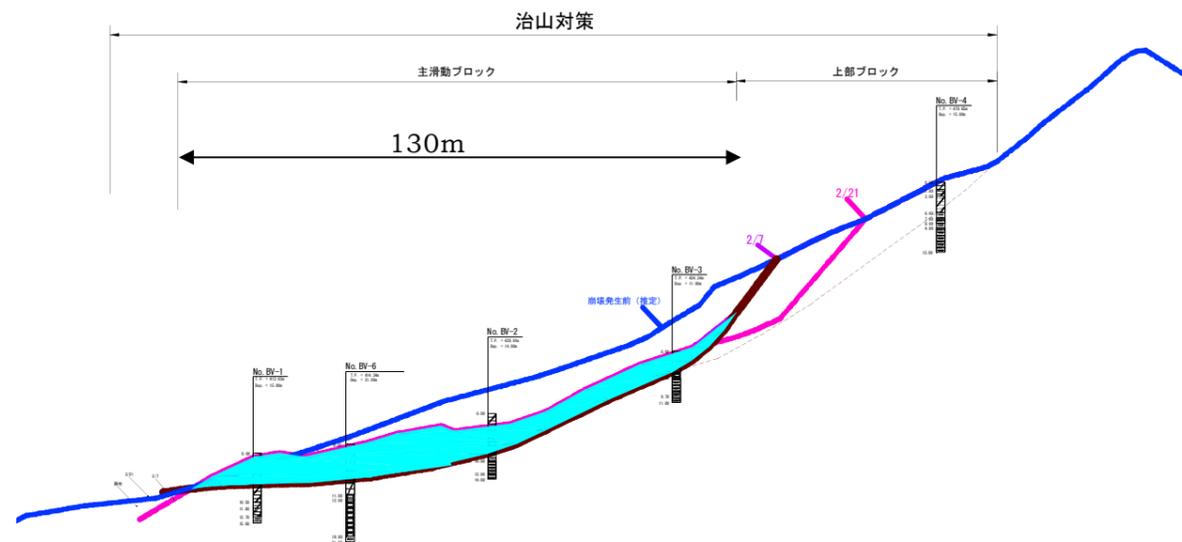


図 2.1.1 福島県小栗山地すべりの事例 (断面図)

(2) シナリオ (ケース 2) 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。

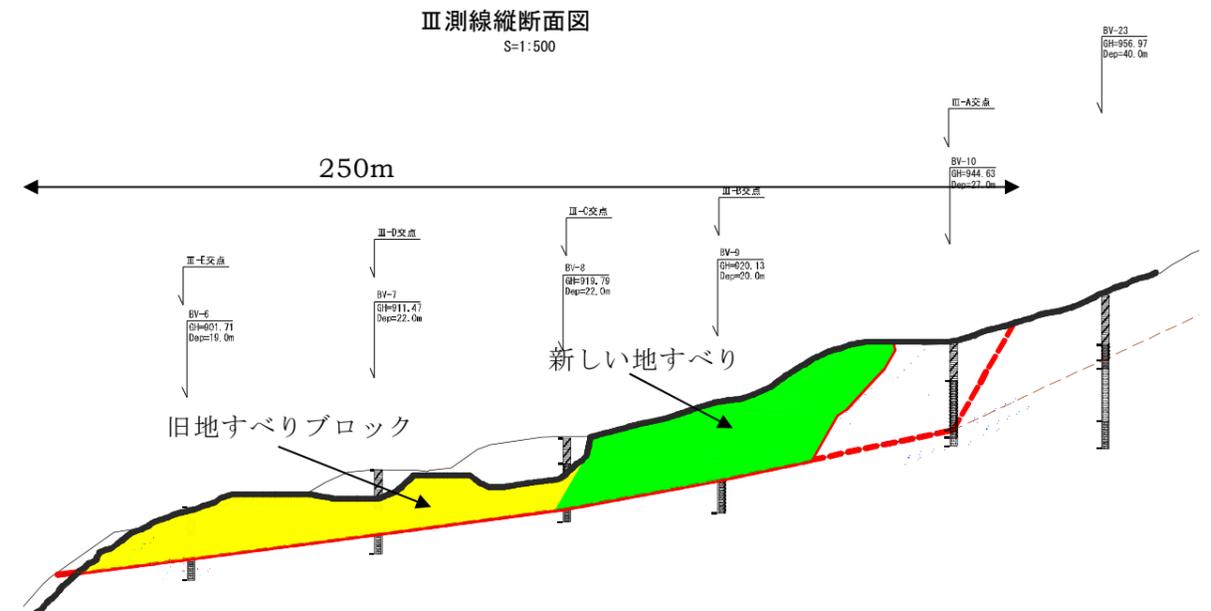


図 2.1.2 兵庫県大久保地すべりの事例 (断面図)

(3) シナリオ(ケース3)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、毎年の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、毎年の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 2.1.4 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。

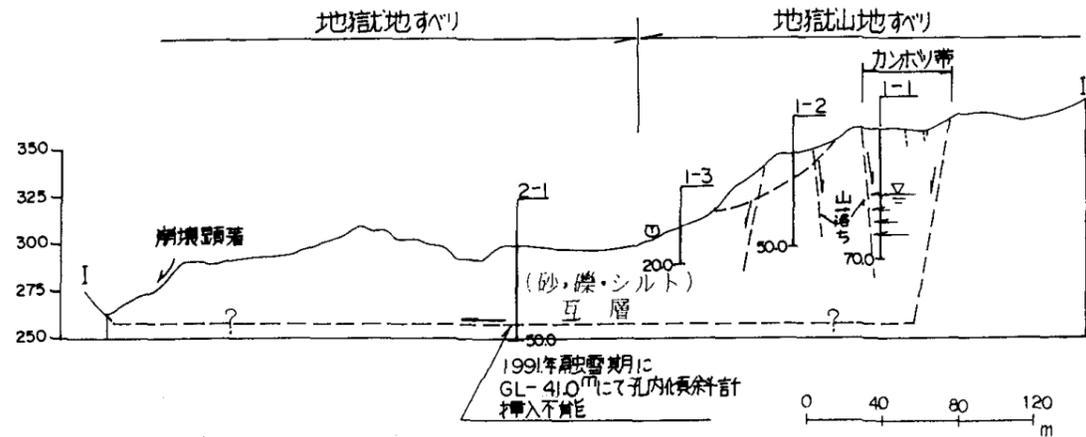


図 2.1.3 新潟県地獄山地すべりの事例(断面図)

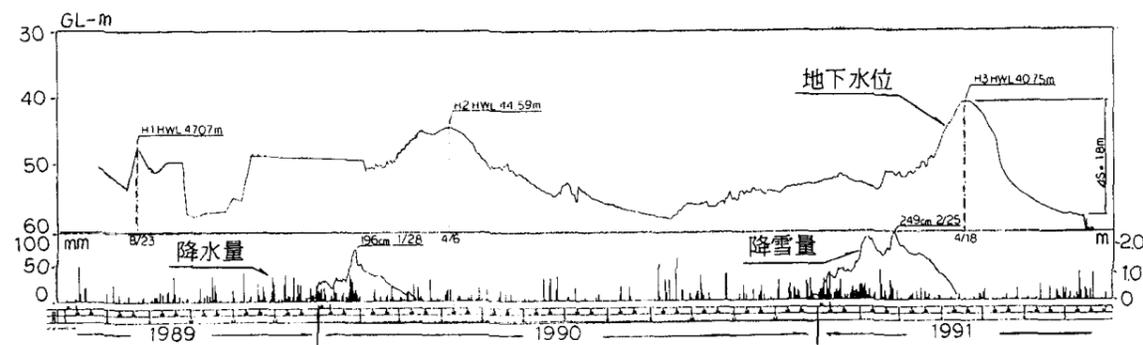


図 2.1.4 新潟県地獄山地すべり地での地下水位変動

2.2 シナリオ(ケース1)の検証結果

福島県小栗山地すべりの事例をもとに以下のような流れで検証を行った。

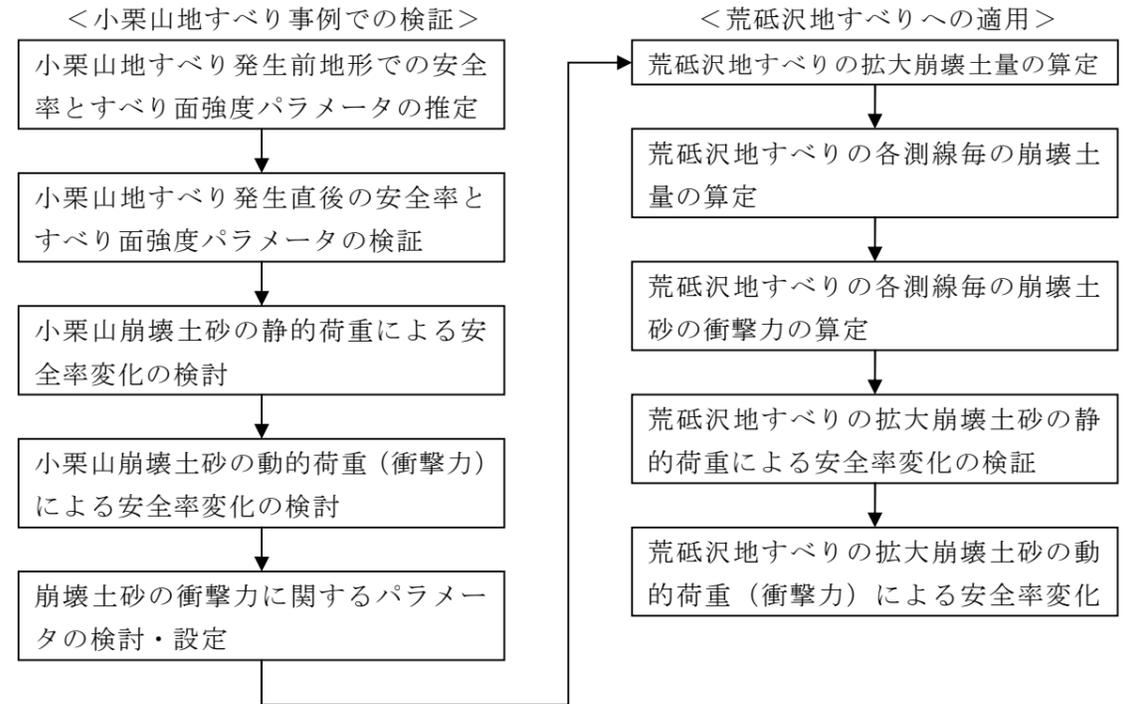


図 2.2.1 検証の流れ

2.2.1 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 2.2.2)の安全率を  $F_0=0.95$  とし、すべり面の最大深度約  $h=11\text{m}$  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:  $c = 17.9344, \phi = 20^\circ$

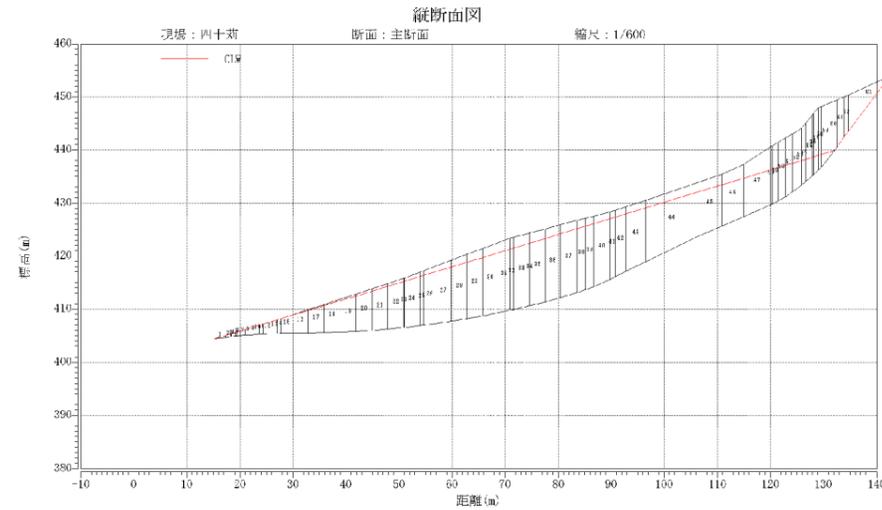


図 2.2.1 小栗山地すべり発生前の断面図

(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 2.2.2 に示す。

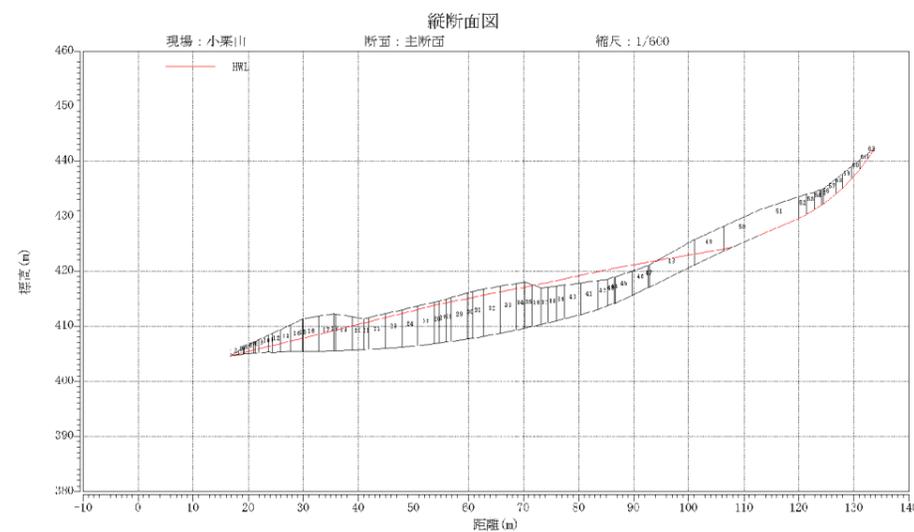


図 2.2.2 小栗山地すべり発生直後の断面図

3) 滑落崖崩壊土砂による安全率の変化の検証

図 2.2.3 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。

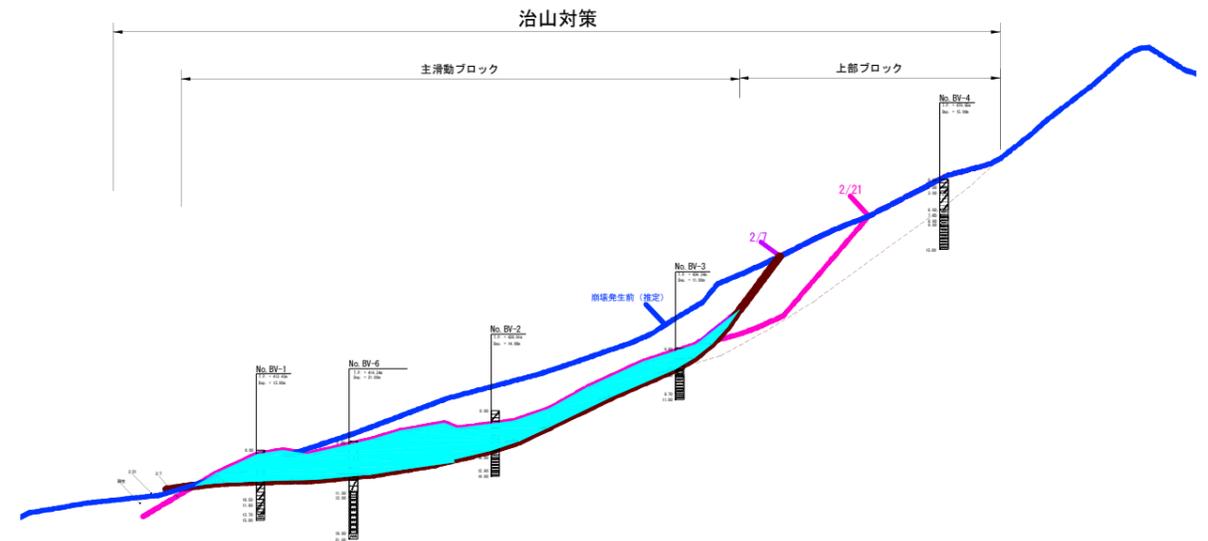


図 2.2.3 小栗山地すべりの断面

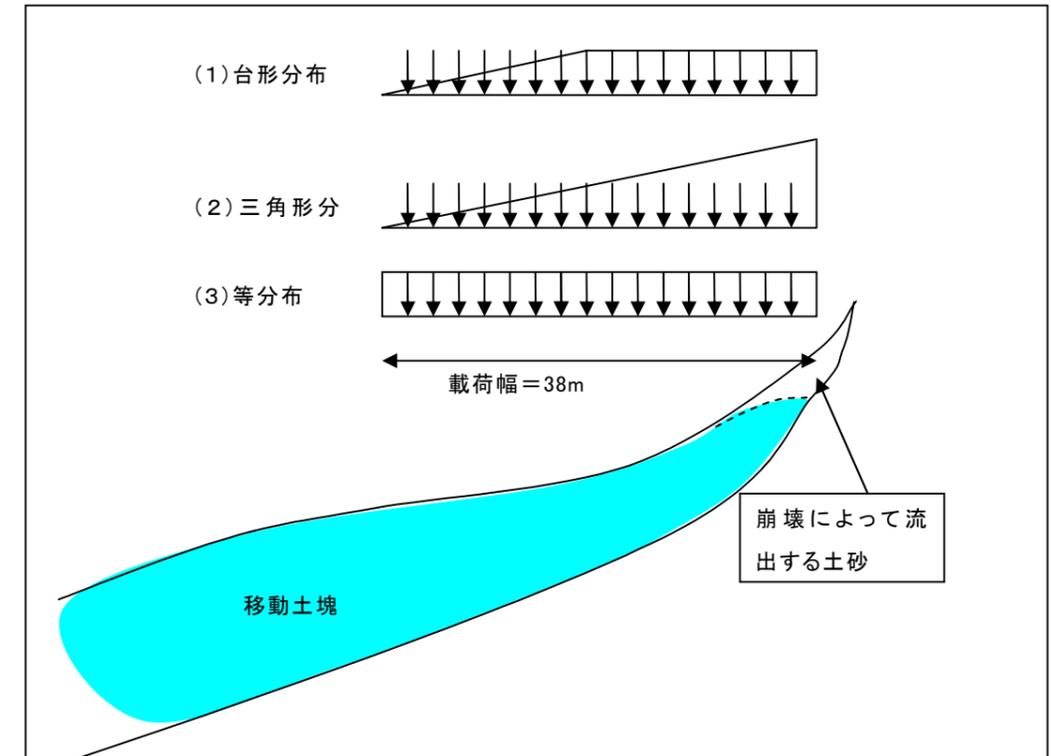


図 2.2.4 滑落崖崩壊土砂による荷条件の検討

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 2.2.4 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。ここでの荷重幅 38m は滑落崖崩壊土塊の斜面長と同値を採用している。

いずれの荷重条件でも静的荷重による荷重後の安全率は  $F > 1.0$  となっており、頭部荷重による再滑動は発生しないことになる。

表 2.2.1 崩落土砂の静的荷重による安全率の推移

荷重条件	荷重前安全率	荷重後安全率
台形分布	F=1.38	1.12
三角形分布		1.09
等分布		1.12

頭部荷重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、崩落土砂荷重時の安全率が  $F < 1.0$  となるための動的荷重を求めた。

その時の動的荷重と静的荷重の比率を以下に示す。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。

表 2.2.2 崩落土砂荷重時に  $F < 1.0$  となる動的荷重の推定値と静的荷重との比率

荷重条件	静的荷重後安全率	動的荷重÷静的荷重
台形分布	1.12	2.1
三角形分布	1.09	1.7
等分布	1.12	2.2

(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 70% 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 70% の衝撃力が発生するためには、衝突時間  $\Delta t$  は約 2.23 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, 崩落土砂の衝突時間 = 2.23 秒

2.2.2 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。

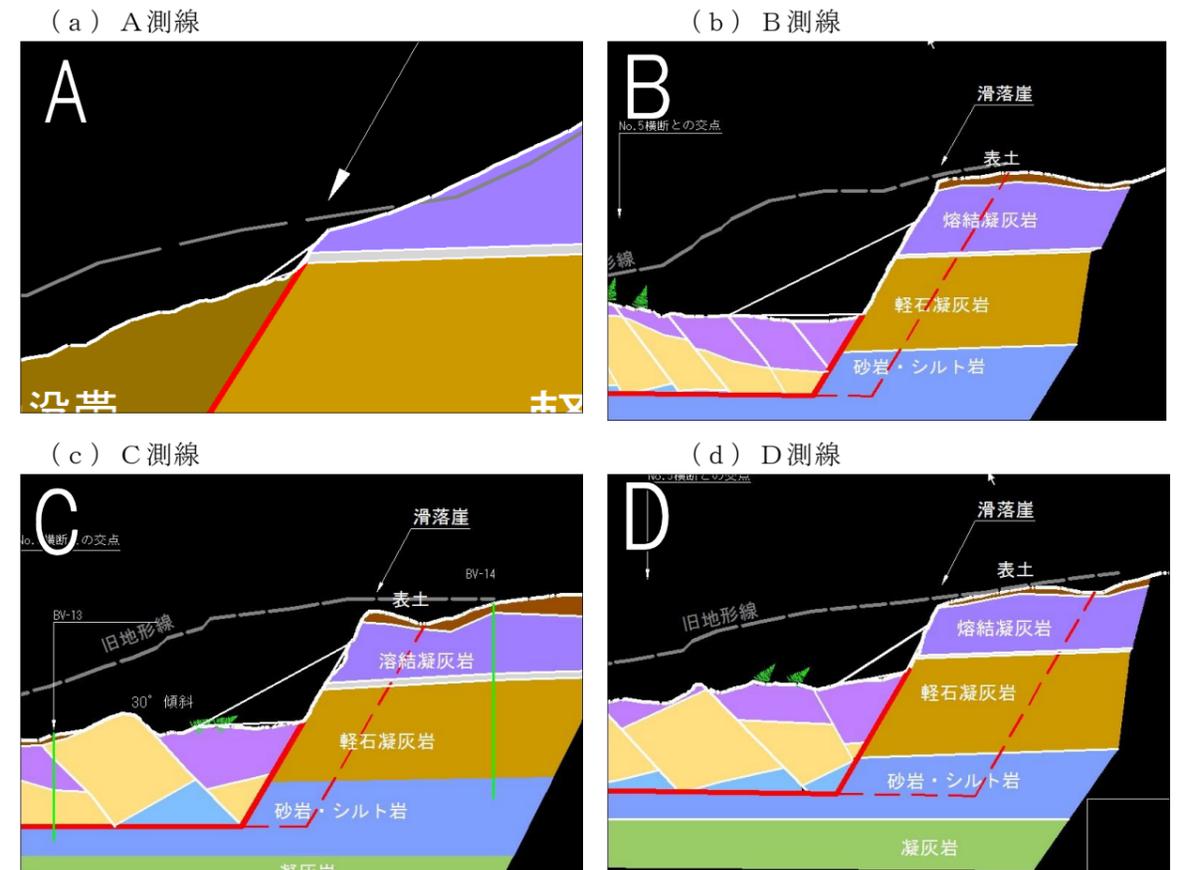


図 2.2.5 荒砥沢地すべり頭部の滑落土砂の分布の推定

表 2.2.3 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 $m^2$ )
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秒として、衝撃力を算定すると、静的荷重の0.6~1.7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  $F=2.96 (>>1.0)$  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。

(注:この試算結果は一例であり、条件を検証しさらに試算を行う。)

表 2.2.4 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 ( $m^2/m$ )	静的荷重 ( $kN/m$ )	落下高さ ( $m$ )	衝撃力 ( $kN/m$ )	動的荷重 ( $kN/m$ )
A測線	31	558	7.25	299	857
B測線	6,945	125,010	72.00	210,653	335,663
C測線	3,626	65,268	56.25	97,212	162,480
D測線	1,526	27,468	32.75	31,217	58,685
E測線	0	0	0	0	0

表 2.2.5 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