

応力解放を受けた斜面の地質構造の違いによる
変形のしやすさの定量化の試み

平成 16 年度～平成 18 年度科学研究費補助金 (基盤研究(C))
(課題番号: 16510138)

研究成果報告書



平成 20 年 3 月

研究代表者 海堀 正博
(広島大学大学院総合科学研究科准教授)

<総括>

応力解放を受けた斜面の地質構造の違いによる変形のしやすさの定量化の試み

研究代表者 海堀 正博

崩壊や地すべりは残留斜面に対して一種の応力解放の作用を及ぼす。この傾向は花崗岩類地質の分布する地域においても、また、層構造の発達した堆積岩・変成岩地質の分布する地域においても同様に見られるが、その結果として新たな弱面の生成をへて、次の崩壊や地すべりの発生につながっていくようである。

本研究においては、花崗岩類地帯の事例として、広島県内の採石場と道路開設計画現場における亀裂や小崩落発生箇所を現地調査し、応力解放の量や雨と斜面上に発生する異常の量との関わりについて検討した。採石場のデータからは切土斜面上に出現した亀裂の長さの累計量が切土の深さに応じた量だけ比例的に発生していることが指摘できた。一方で、降雨によって出現した地すべりの挙動については、挙動の進行が単純に雨量だけによらず、粘土細脈の方向や粘土鉱物の種類など地質構造と応力解放の方向性、また、時間経過等をあわせて検討する必要があることがわかった。また、道路工事現場のデータからは、切土による応力解放の影響に加えて、水みちの推定と湧水量の把握、また、それに基づく排水対策が斜面異常発生とその対策の効果との関係を説明する上で必要であることがわかった。一方、堆積岩類地帯の事例として、徳島県内の地すべり地における局所的な人工改変や切土にともなう異常の発生をトータルステーション測量により明らかにすることを試みた。その結果、測量にともなう誤差を考慮したうえで、道路建設のあった区域のすぐ下方や地すべり斜面脚部において特に大きな異常として出現しやすい傾向があることが認められた。

また、2004年に上陸した10個の台風のうち4つが大きな土砂災害の発生につながった四国・中国地方において、雨量と土砂移動現象の発生、ならびに、土砂移動を一種の応力解放とみなしての地盤の異常挙動の拡大について調査した。その結果、豪雨にともなう土砂移動の発生しやすさの地質による違いは明瞭であること、過去の豪雨の頻度や程度と土砂移動発生の閾値とに関係が認められる可能性があること、崩壊等の土砂移動が拡大する現象が応力解放の観点で解析できるものと思われること等がわかった。本報告書ではそのうちの一部についてまとめた。

また、豪雨や地震動によって崩壊が発生する場がそのような応力解放の影響をかつて直接的にも間接的にも受けていて、結果的に粘土鉱物を生成・蓄積させ弱部となっている場合があることを現地調査と電子顕微鏡を使った詳細な解析により指摘することができた。

また、2004年以前に大規模に崩壊したいくつかの現地(1999年に集集地震により大規模崩壊の発生した台湾の草嶺地区、九分二山地区や加走寮溪沿いの斜面のほか、2004年の台風により大規模な崩壊が発生した徳島県那賀川上流地域、愛媛県や香川県の瀬戸内沿岸地域、また、徳島県や鳥取県のいくつかの地すべり地など)において、崩壊面と崩壊周縁部に不安定化と崩れなどが拡大する傾向が引き続き生じていることを確認した。これらは必ずしも新たな粘土鉱物の生成と結びついているわけではなく、一種の応力解放の影響による不安定化であると考えている。本報告書では台湾での事例からその一部をまとめた。

以上のように、本研究においては応力解放事象とその後の斜面異常との関係についてさまざまな角度から考察した。しかし、その後の斜面異常の多くは豪雨などのイベントの際に発生しており、必ずしも、その前の応力解放事象との直接的な関係が定かになったわけではない。その点は土質試験によって確認できた事項もある一方で、十分にはわからなかった部分もある。すなわち、時間の概念を取り込んだ弱化の解析が必要であることがわかった点である。そのためには経時的な変化の追跡が重要である。これについては課題として今後とも検討していきたいと考えている。

最後に、研究の遂行にあたり多くの方々のご協力を得ることができた。特に、三重大学大学院生物資源学研究科教授の林拙郎先生には、台湾における調査に同行させていただいた。また、国内の土砂災害調査においては広島県や徳島県ほかの職員の方々、応用地質(株)や日本工営(株)、四航コンサルタント(株)の方々にもたいへんお世話になった。また、調査や議論の機会を与えていただいた(社)砂防学会、(社)地すべり学会、(社)地盤工学会にも感謝したい。また、広島大学総合科学部と理学部の学生諸君にも実験や測定を手伝っていただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

研究組織

研究代表者：海堀正博(広島大学 大学院総合科学研究科 准教授)

研究分担者：末峯 章(京都大学 防災研究所 准教授)

研究分担者：北川隆司(広島大学 大学院理学研究科 教授)

交付決定額(配分額)

平成16年度	直接経費	1,500,000円	間接経費	0円
平成17年度	直接経費	800,000円	間接経費	0円
平成18年度	直接経費	800,000円	間接経費	0円
総計		3,100,000円		

研究発表

(1) 学会誌等

日浦啓全・海堀正博・末峯章・里深好文・堤大三：2004年台風10号による徳島県木沢村と上那賀町における土砂災害緊急調査報告(速報)．砂防学会誌、57(4)、39-47、2004年11月1日．

Gonghui Wang, Akira Suemine, Gen Furuya, Masahiro Kaibori, & Kyoji Sassa: Landslides in Kisawa area, Tokushima Prefecture during the 2004 Typhoon Namtheun. *Annals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, No.48B, 413-420, 2005年4月1日、.

海堀正博：瀬戸内沿岸地域における台風豪雨による土砂災害の実態－香川県大野原町における平成16年の台風災害調査より－．日本研究、特集号3：瀬戸内の傾斜地域、その暮らしと景観、95-101、2005年10月1日．

海堀正博・中井真司・大本直樹・森田耕司・作野裕司：2005年台風14号による広島での土砂災害とその原因、第3回土砂災害に関するシンポジウム論文集、土木学会西部支部、187-192、2006年8月7日．

海堀正博：広島地域における土砂災害危険度の高い要因と警戒避難のための降雨情報伝達における課題．広島大学大学院総合科学研究科紀要Ⅱ、『環境科学研究』、1、55-69、2006年12月1日．

宮原正明・松井章弘・北川隆司・西戸裕嗣・地下まゆみ：マサ化花崗岩に発達する粘土細脈について－六甲花崗岩での調査事例－．地すべり学会誌、43(5)、70-76、2007年1月1日．

(2) 口頭発表等

日浦啓全・海堀正博・末峯章・里深好文・堤大三：平成16年台風10号豪雨による徳島県木沢村・上那賀町周辺での土砂災害とその特徴．平成17年度砂防学会研究発表会、名古屋市、2005年5月25日．

海堀正博・末峯章・日浦啓全：台風豪雨により稜線付近から発生した崩壊と土砂移動の特徴．平成17年度砂防学会研究発表会、名古屋市、2005年5月26日．

海堀正博：平成17年台風14号豪雨による中国地方における土砂災害とその特徴．平成18年度砂防学会研究発表会、和歌山市、2006年5月24日．

北川隆司・地下まゆみ・井上勝史：花崗岩斜面の微細割れ目中の充填物と斜面崩壊との関係．第45回日本地すべり学会研究発表会、鳥取市、2006年8月31日．

目 次

1. 広島県三原市河内町入野地区の事例解析	
1.1 経緯	1
1.2 山腹斜面のマサ土採取状況の変遷	3
1.3 表面に見える亀裂(クラック)の状況	4
1.4 考察	6
1.5 粘土シームの分布と土砂災害(北川隆司・地下まゆみ・吉富健一)	7
2. 花崗岩地域の斜面崩壊に係わる誘因としての雨量と素因としての粘土細脈との関係	
2.1 研究目的および手法	14
2.2 誘因としての雨量との関係	16
2.3 花崗岩中の微細割れ目中の物質と斜面崩壊との関係	17
3. 徳島西井川での事例	
3.1 経緯	22
3.2 地すべり挙動の観測	22
3.3 地すべり地内での作業道建設による影響	34
3.4 まとめ	37
4. マサ土を使った土質試験からの考察	
4.1 はじめに	38
4.2 基本的な物理特性確認のための実験	38
4.3 応力解放との関係についての考察	41
4.4 マサ土分布地域での現地事例の考察	43
4.5 まとめ	44
5. 花崗岩類以外の地質分布地域における事例調査	
5.1 2004年台風10号豪雨により発生した大規模崩壊	45
5.2 2004年台風15号と台風21号豪雨による崩壊の発生のパターン	46
5.3 台湾国での事例	51
引用文献	54

1. 広島県三原市河内町入野地区の事例解析

1.1 経緯

マサ土採取のために花崗岩残丘を切土している現地での斜面異常について見ていくことにする。河内町入野にあるこの場所は一帯が広島型花崗岩の分布地域で、良質のマサ土採取のために昭和 50 年代後半から山に手が加えられている。また、対象となっている斜面の背後の山頂部は平坦にならされた上で平成 4 年度前後から住宅地として開発され、現在に至っている。河内町入野地区のり面崩落に関わる調査委員会(委員長: 朽木省二広島大学名誉教授)資料(広島県、2002)によると、2001 年 3 月 24 日発生 of 芸予地震において切土斜面頭部の一部に亀裂(クラック)が発生していたということである。2002 年 5 月 10 日以降、その亀裂の拡大傾向がみられたこと、斜面の他の部位にも亀裂がみられるということを確認、採石業者自らで対処を試みたが、亀裂の拡大が加速する傾向を見せたことから、採石業者は斜面が崩れて被害が広範囲に及ぶことを心配し、役所に届けることになる。これを受けて、広島県、河内町、JR などが斜面および亀裂の拡大を監視し始めた。5 月 20 日ごろから特定の亀裂についてメジャーで計測を始め、24 日からは伸縮計を設置しての観測も始められた。

広島県の治山管轄の旧河内町入野雨量観測点データをみると、2002 年 3 月の月雨量が 121 mm、4 月 1 日から 20 日までの合計は 59 mm だったが、4 月 21 日から 5 月 10 日までの 20 日間に 107 mm の降雨が記録されている。また、この間で 3 月 5 日の 36 mm、3 月 27 日の 32 mm、4 月 15 日の 23 mm と 5 月 10 日の 29 mm の 4 日間は日雨量が 20 mm 以上になっており、このような雨が 5 月 10 日以降の亀裂拡大の誘因のひとつであった可能性がある。

切土斜面の一部を除く多くの部分はモルタル吹き付けがなされており、そこには多数の亀裂が確認できた。当時の調査委員会資料によると、切土斜面の高さは約 60 m、斜面の



写真 1-1 崩れかけたまま異常変位が停止した状態の切土斜面
(広島県三原市河内町入野地区。2006 年 6 月 12 日撮影)

長さは約 100m、勾配は 1 : 1.2 の長大斜面である。切土斜面は北西向きのもの（以降、北西向き斜面とよぶ）と西向きのもの（同、西向き斜面）に分かれている。結果的には、斜面の異常変位は終息し、完全に崩落することはなかった（写真 1-1）。

亀裂の動向は 2002 年 5 月 24 日に設置された伸縮計によると、5 月 24～25 日頃は亀裂の拡大速度は 1mm/h 程度、5 月 26～27 日は 2mm/h 程度、5 月 28 日は 3mm/h 程度、5 月 29 日には 4.5mm/h、5 月 30 日には 8mm/h、5 月 31 日には 10mm/h、6 月 1 日 01:30 には最大速度 13mm/h まで上昇した。このころの加速は非常に急激で、降雨も全くない気象条件下での加速であったため、この傾向を斉藤式にあてはめて予測した結果、近日中に崩落に至るものと考えられた。しかし、その後、減速傾向に転じ、7 月中旬以降には 1mm/h を超えることが少なくなり、その後も加速することなく 10 月 15 日には観測は打ち切りとなった。

切土斜面を構成する花崗岩は風化が進んでいるものの、たとえば斜面脚部に露出している部分には白色の際立った長石類を伴う花崗岩が見られ、比較的硬質である。逆に、斜面上方の亀裂周辺部の花崗岩は黄褐色になった部分が見られ、ハンマーで容易に砕ける程度に軟質化している。

前出の委員会資料によると、特に発達した節理について次のように記されている（図 1-1）。

西北西－東南東系・・・当地区で支配的な高角度節理のひとつで、空中写真判読でみられるリニアメントの方向性と一致する。法面上部での変状の北側側部を規制している。

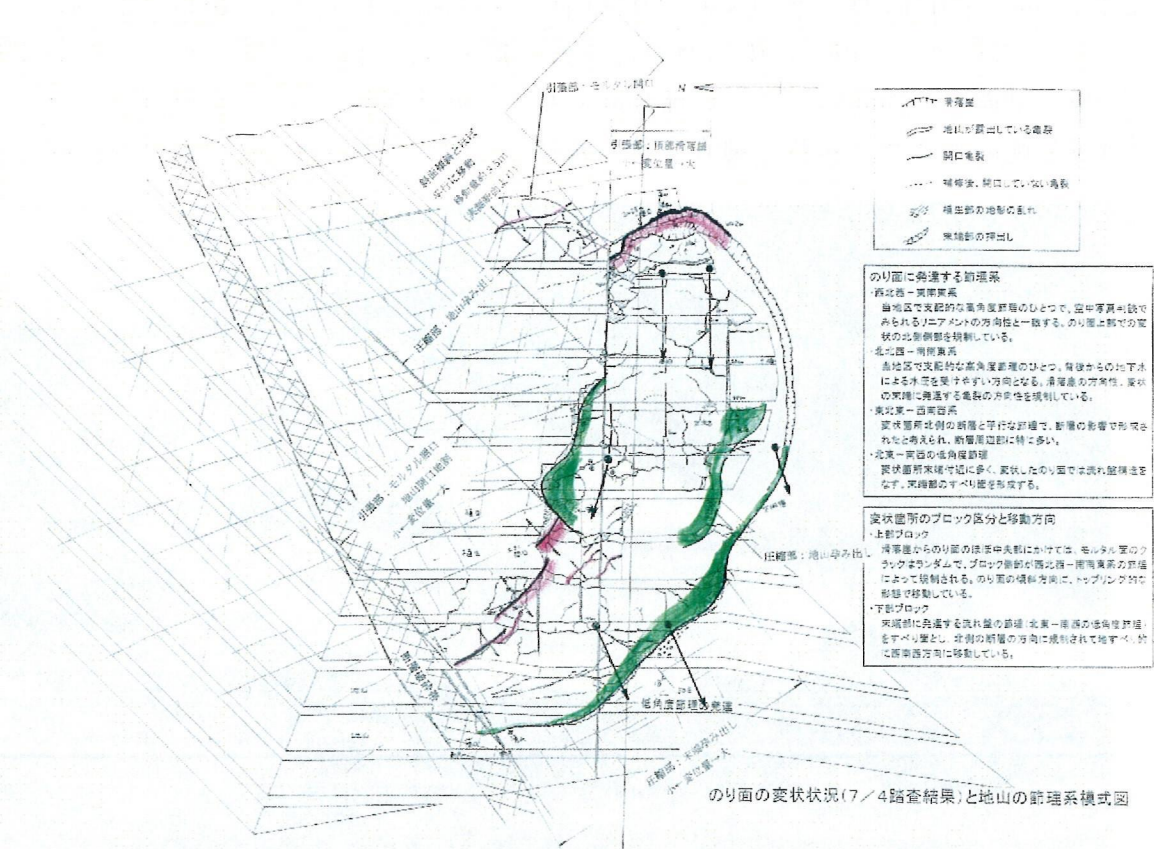


図 1-1 法面の変状状況のスケッチと地山の節理系
(河内町入野地区のり面崩落に関わる調査委員会資料より。7 月 4 日調査結果)

北北西－南南東系・・・当地区で支配的な高角度節理のひとつ。背後からの地下水による水圧を受けやすい方向となる。滑落崖の方向性、変状の末端に発達する亀裂の方向性を規制している。

東北東－西南西系・・・変状箇所北側の断層と平行な節理で、断層の影響で形成されたと考えられ、断層周辺部に特に多い。

北東－南西の低角度節理・・・変状箇所末端付近に多く、変状した法面では流れ盤構造をなす。末端部のすべり面を形成する。

また、変状箇所のブロック区分と移動方向については次のように記されている(図 1-1)。

・上部ブロック

滑落崖から法面のほぼ中央部にかけては、モルタル面のクラックはランダムで、ブロック脚部が西北西－東南東系の節理によって規制される。法面の傾斜方向に、トップリング的な形態で移動している。

・下部ブロック

末端部に発達する流れ盤の節理(北東－南西の低角度節理)をすべり面とし、北側の断層の方向に規制されて地すべり的に西南西方向に移動している。

1.2 山腹斜面のマサ土採取状況の変遷

1990年、1993年、2000年作成の当該斜面を含む周辺の地形図を前出の委員会資料として入手した。これらの重ね合わせから、1990～1993年の約3年間、1993～2000年の約7年間、1990～2000年の約10年間の標高差(掘削量とみなした)を求めた。ただし、それぞれの年代に作成された地形図が完全に精度良く重ねられるわけではなかったので、10m程度の誤差も入りうるものと思われる。

1990～1993年の間は西向き斜面の中央部より北側が主に掘削されている。最も掘削量が多いのは北西向き斜面の中央部から脚部にかけての付近で最大で40～45m程度と見積もられる(図 1-2)。

1993～2000年の間はほぼ全体で掘削が進んでいるが、主として西向き斜面脚部、および、それより西側が掘削されており、最大で55～60m

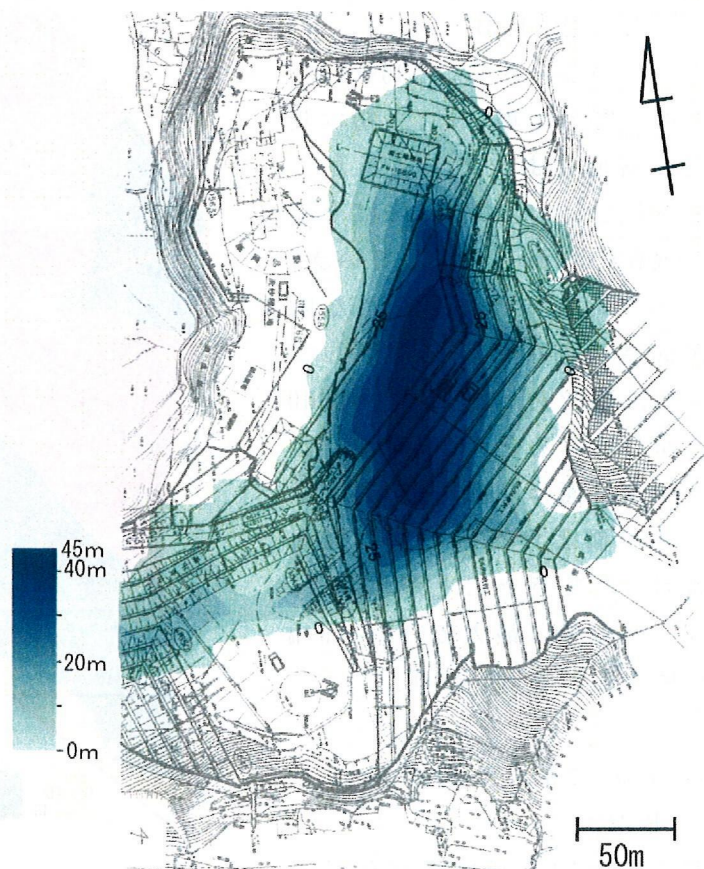


図 1-2 1990～1993年での掘削状況

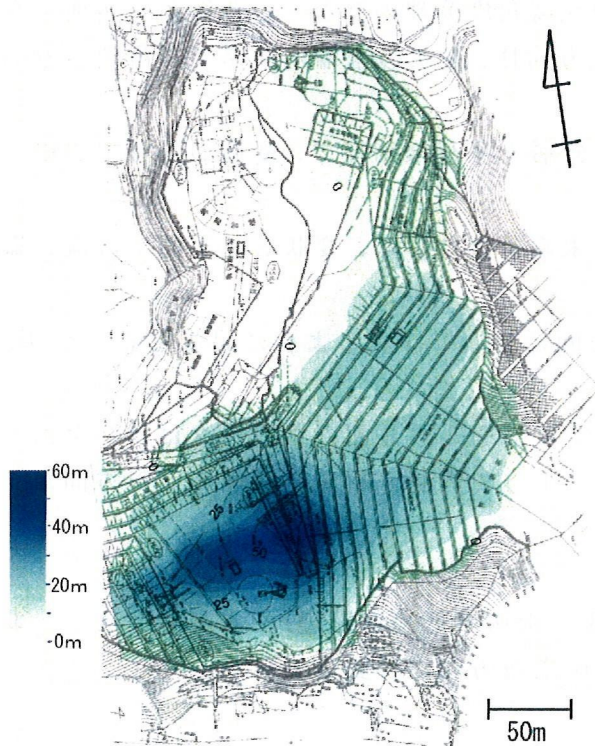


図 1-3 1993～2000 年での掘削状況

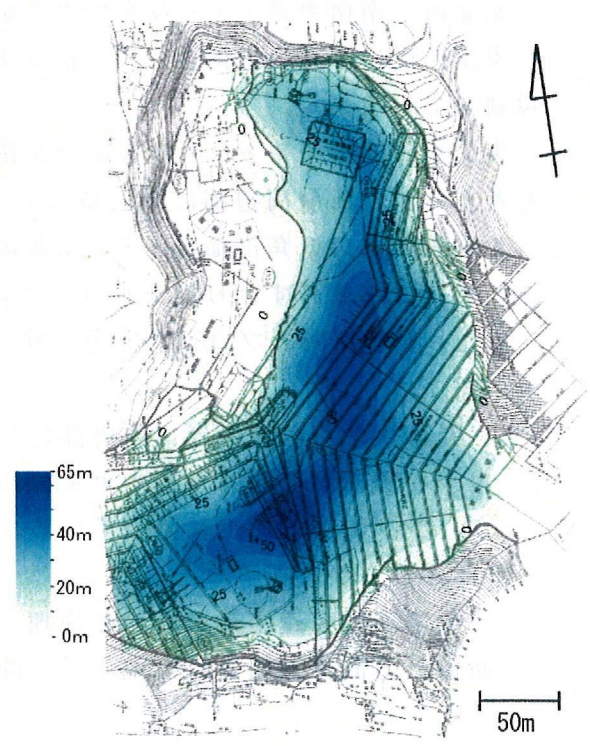


図 1-4 1990～2000 年で見た掘削状況

と見積もられる。しかし、その他の部分はせいぜい 15 m までの掘削量である(図 1-3)。

これらのことから、1990～2000 年を通して見た場合は、当初は北西向き斜面にあたるところから掘削を行い、1993 年以降は上部から現在の斜面を形成していき、地すべり的な挙動が見られた頃は西向き斜面の脚部を掘削しつつある段階であった。1990～2000 年を通してみると、北西向き斜面と西向き斜面の脚部周辺、および、西向き斜面より西側で主に掘削が進められてきたことがわかる。また、その量は最大で 60～65 m と見積もられる(図 1-4)。

1.3 表面に見える亀裂(クラック)の状況

地すべり的な斜面異常が見られた 2002 年の 6 月 4 日段階のス



図 1-5 掘削深さ領域分布とクラック発生状況

ケッチ(前出委員会資料より)をもとに、クラックの発生状況と前節で扱った掘削深さとの関係を見ることにした。掘削深さについては、0～10 m、10～20 m、20～30 m、30～40 m、40～50 m、50～65 m の領域に分け、それぞれの領域面積および領域内のクラック長さの総和からクラック密度(単位面積あたりのクラック長さとした)を求めた。ただし、モルタル吹き付けのなされていない草本植生でおおわれた部分についてはそれ以外の部分と比べてクラックが不明瞭であるため、便宜上除外することとした。なお、面積や長さを求めるにあたり地図上に投影された水平面積や水平長さとはせず、斜面上での面積やクラック長さを採用することとした。

図 1-5 は掘削深さの領域分布とクラックの発生状況を示している。掘削深さの領域分布は掘削による応力解放の大きさの違いを斜面上に描いたものと見ることができる。

図 1-6、図 1-7 には掘削深さ領域ごとの面積と各領域内のクラック長さの和を示した。また、図 1-8 には掘削深さ領域ごとのクラック密度を示す。これらの図から、この度の地すべりの挙動を引き起こしていない北西向き斜面におけるクラック密度の大きさが掘削深さとの間で強い相関関係を示していることがわかる。一方、地すべりの挙動を引き起こした西向き斜面においては、北西向き斜面に認められたようなクラック密度の大きさと掘削深さとの間の相関関係が認められないことがわかる。

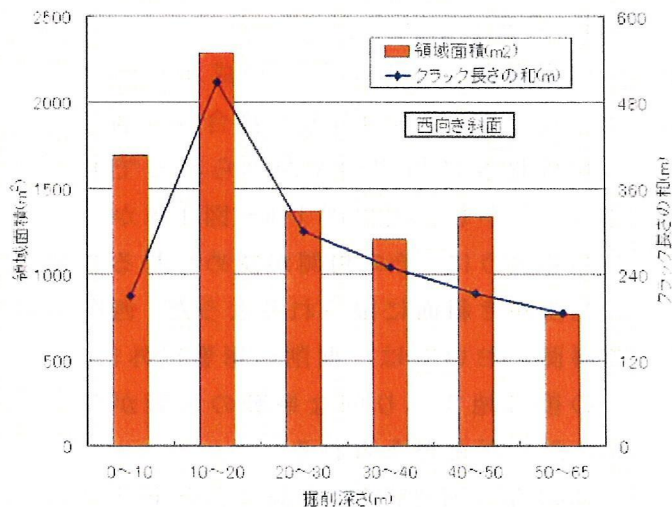


図 1-6 掘削深さ領域の面積とその領域内にあるクラック長さ(西向き斜面)

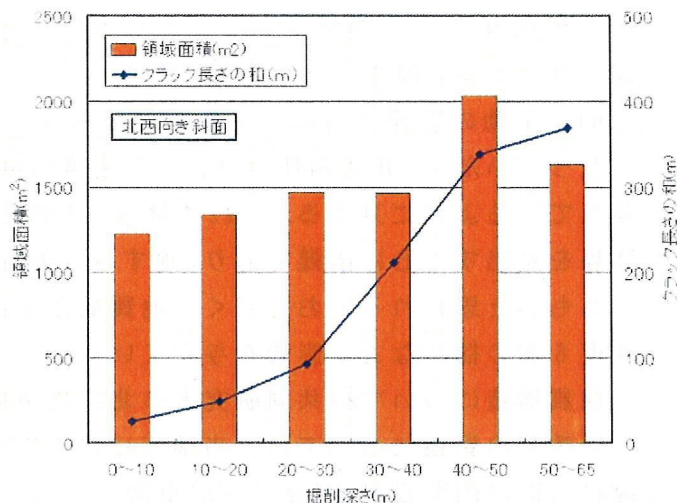


図 1-7 掘削深さ領域の面積とその領域内にあるクラック長さ(北西向き斜面)

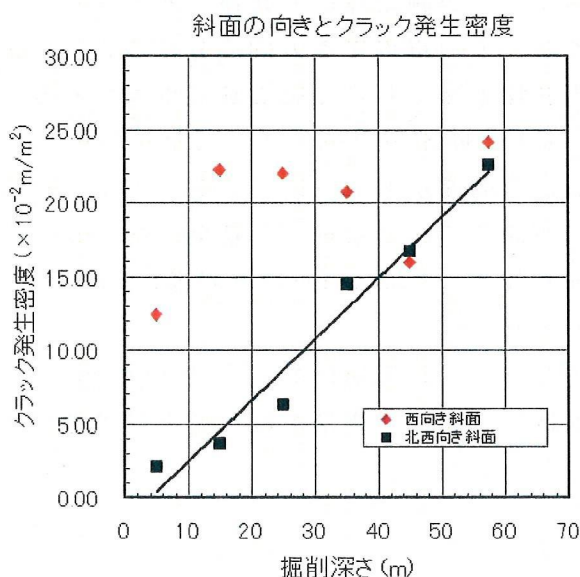


図 1-8 斜面の向き別の掘削深さとクラック発生密度の関係

1.4 考察

応力解放により弱部の形成がなされたと考え、応力解放の度合いと弱部の形成程度に相関関係がみられるであろう。しかし、先の図 1-6～図 1-8 からわかるように、その相関が認められるのは北西向き斜面に限られるようだ。西向き斜面においては、掘削の影響以外に、その後の地すべり的な挙動の影響が現れたためだと考えられる。

2002年5月23日に実施されたあるコンサルによる調査時に活動性の大きなクラックが識別されたが、この位置や長さや掘削深さとの関係を示したものが図 1-9 である。図 1-8 において、地すべり

り的な挙動の影響で西向き斜面では掘削深さとクラック発生密度との間の相関が見えなくなっていたが、非活動性のクラック密度の掘削深さとの関係としてわずかながら傾向が現れているように見える。これに対し、活動性のクラック密度の現れ方には掘削深さとの関係を見出すことは困難であり、地すべり的な挙動につながる何らかの別の要因が働いているものと思われる。おそらく、地質構造や近い過去に起きた平成 13 年芸予地震による震度 6 弱の揺れなどが影響を与えていると考える方が理解しやすい。

地質構造については共同研究者の北川隆司教授が調査し、1.5 節において説明する。

地震動の影響については、当地区には地震動を計測するセンサー等がなく、約 4～5km 離れた旧河内町役場（現在は三原市河内支所）や広島空港の地震計、あるいは、約 8km 離れた椋梨ダムの地震計ほかによる強震動記録から推定することになった。強震動についてはいずれの観測記録にも共通であることから、当該採土場においても同様であると考えられるが、その卓越する方向成分については必ずしも一定の傾向が見いだせたわけではなく、当該採土場における強震動の卓越する方向を推測することは困難であった。

結局、断定できるまでには至らなかったが、採土行為という応力解放により残存する斜面には弱部が形成され、クラックの発生となったが、そこに芸予地震による強震動の影響が西向き斜面に卓越した結果、それがもとで方向性を有する応答を示し、地すべり的な挙動を起こした部分（西向き斜面）と起こさなかった部分（北西向き斜面）とに分かれたのであろう。

なお、この現地に対しては 2007 年 3 月に三次元レーザー測量を実施したが、その後、継続して同種の測量を行うことができず、その後の精密な経時的変化を得ることにはならなかった。

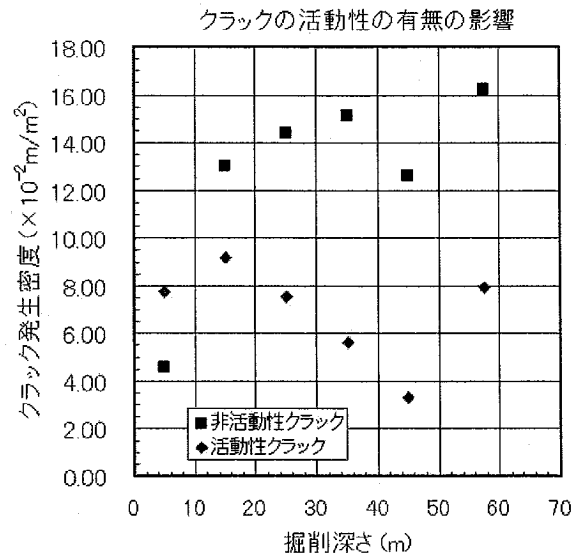


図 1-9 西向き斜面における活動性で分けたクラック密度と掘削深さとの関係

1.5 粘土シームの分布と土砂災害

1.5.1 はじめに

2004 年は例年になく台風が日本列島を縦断し、全国各地で大小の土砂災害が数多く発生し、人的・物的被害を被った。また、地震による土砂災害も発生している。土砂災害の大きな要因は雨である。台風や梅雨時における大量の降雨の結果、土砂災害が発生する。しかし、同じような場所にありながら被害が発生する場合と、被害が発生しない場合がある。その原因の一つに地形や地質の違いがある。自然斜面が崩壊する場合、斜面が急斜面であるか、あるいは緩らかであるかによって、同じ雨量であっても崩壊の有無は異なる。また、地質に関しては、例えば、岩石や地層の種類が異なっていたり、断層などの破碎帯があったり、斜面を覆う岩石の風化物、いわゆる土砂が厚く残されていたり、逆にほとんどない場合もある。表層からは同じように見えても、その足元の地盤内部は千差万別で均質ではなく、不均質である。しかし、このような違いは草木が繁茂している地表からは直接見ることはできない。

ところで、広島県を中心に地質と土砂災害について考えてみる。広島県の地質は他の地域と異なり、比較的単純である。そのほとんどが花崗岩と流紋岩や安山岩を主とした火成岩である。これまで土砂災害の発生が特に多く発生している呉市、広島市をはじめ、東広島市の地盤は花崗岩分布地域である。この花崗岩が風化すると、いわゆるマサになる。このマサが土砂災害の素因になっていることはしばしば言われている。しかし、マサにはさまざまな状態がある。花崗岩の風化初期の、割れ目が発達したのみで、変質はほとんど進んでいない状態から、割れ目はほとんど見えなくなり、変質が著しい状態までさまざまな風化状態を含んでいる。さらにマサの生成メカニズムの違いがある。同じマサ化している花崗岩であっても、深くマサ化している場所と、斜面の表層がマサ化している場合とは異なる。広域に深くマサ化しているいわゆる深層風化は、地質時代の広域応力場のもとで花崗岩が破碎し、変質したもので、斜面表層のマサは比較的最近の除化作用と変質による風化現象である。前者のマサ化の場合は斜面崩壊にはほとんど影響していないが、後者の場合にはその影響は大きい。すなわち、花崗岩地域で発生している多くの崩壊斜面は、斜面上のマサとその下のマサ化していない岩盤との境界から、上のマサ化した部分が滑り落ちる現象である。そこで次のような疑問が残る。

「同じ場所で崩壊が発生した斜面と崩壊が発生しなかった斜面と何が異なるのか？」

この疑問に答えることができれば斜面崩壊の予知・予測をするための方法を発見することができるであろう。

この答えの一つに斜面中の花崗岩の地質学的不均質による可能性が考えられる。その不均質現象の一つに割れ目を埋めて主として粘土鉱物から構成されている、いわゆる粘土細脈がある。粘土細脈の産状を写真 1-2 に示す。粘土細脈はマサ化した花崗岩中に多い。粘土細脈を構成している粘土鉱物はイライト、スメクタイト、カオリナイト、ハロイサイトである。その中で特に斜面崩壊と関係しているのは、スメクタイトである。スメクタイトは水を層間に吸収し、全体に体積が膨張する性質があり、その膨張圧は非常に高いことが知られている。

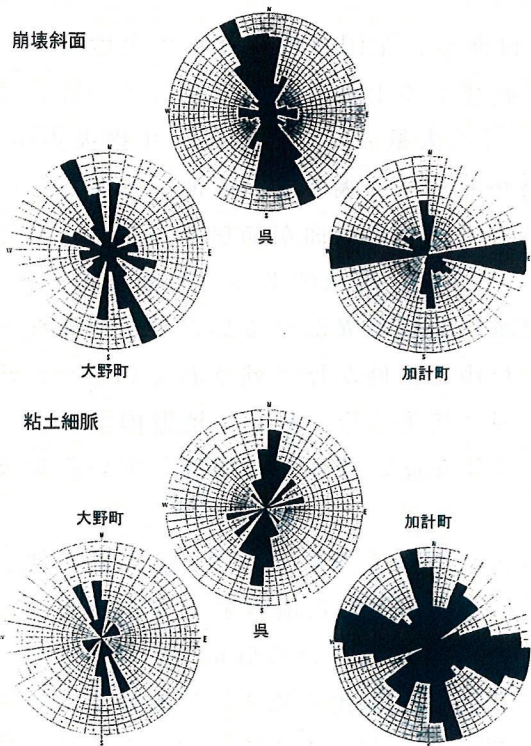


図 1-10 崩壊斜面の走向と粘土細脈の走向との関係

粘土細脈と崩壊とが関係すると考えられるデータを以下に示す。図 1-10 は呉（1967 年）、三次（1988）、大野町（1972）で発生した崩壊斜面の走向と、周辺地域の露頭で見られる粘土細脈の走向をローズダイアグラムにしたものである。両者の走向パターンを比較すると両者は非常に類似している。このことは両者が密接に関係している可能性を示していると考えられる。

実際に粘土細脈が斜面崩壊に関わった可能性の高い例がある（写真 1-3）。1998 年に尾道で発生した斜面崩壊である。当時の新聞報告によると、崩壊発生の前に崩壊斜面源頭部近くの「地質境界」から水が噴出し、これが崩壊の発生の引き金になったとされている。そこで我々は崩壊斜面を調査した結果、この「地質境界」とは我々の問題にしている幅約 20 cm 程度の粘土脈であった（図 1-11）。また、構成粘土鉱物は主としてスメクタイトである。

上述のように、崩壊前に自然斜面内の地質学的状況がわかる例はほとんどない。自然斜面の崩壊のメカニズムを考えるには、斜面の内部の挙動を直接見ることである。しかし、

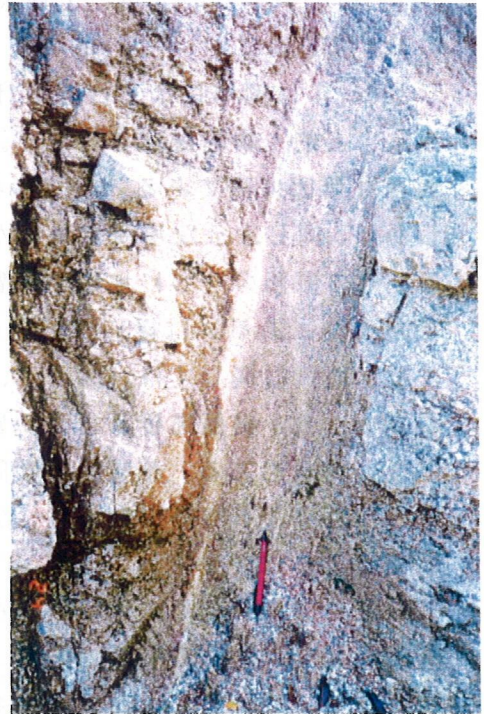


写真 1-2 花崗岩中の粘土細脈の産状



写真 1-3 尾道で発生した斜面崩壊
(1998 年 10 月 17 日)

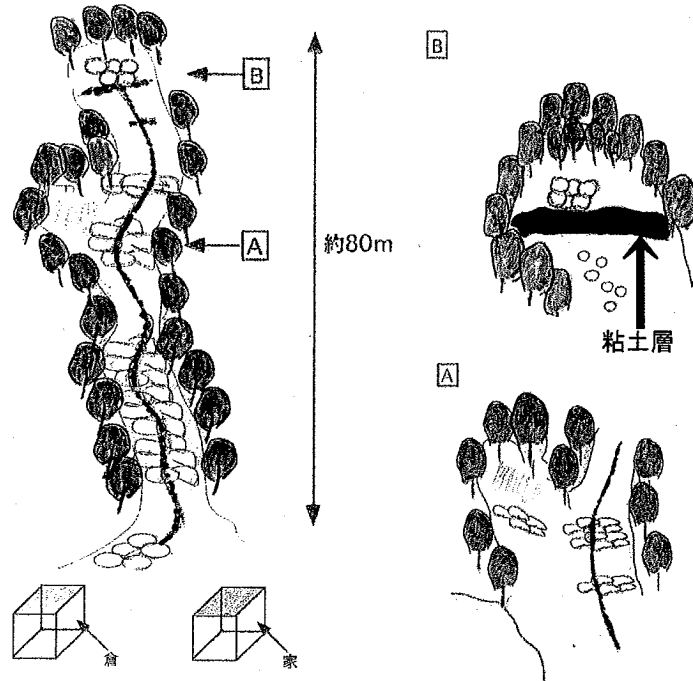


図 1-11 崩壊斜面に残されていた粘土層の位置

それは実際にはできない。そこで切土法面においてスメクタイトからなる粘土細脈の挙動を知ること、推定できると思われ、以下にそれらの事例を示す。

1.5.2 粘土細脈が崩壊や変状に関係する法面の例

実際に粘土細脈が斜面でどのような現象を引き起こしているか、法面での例を紹介する。一つは法面の変状に関係し、もう一つは崩壊を引き起こした例である。

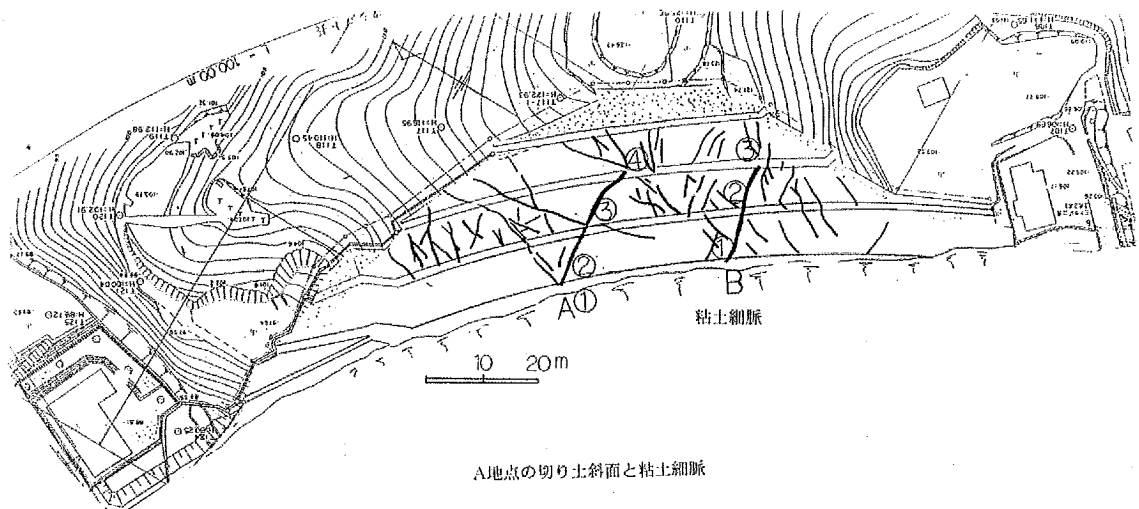


図 1-12 粘土細脈が多数認められる法面

崩壊が発生しなかった例

図 1-12 はある法面の平面図で、黒線は粘土細脈の入っている状況を示す。この法面の場合、太い主とした粘土細脈を境として斜面が膨れ上がる現象が発生し、一時は法面が崩壊するのではないかと危惧された。しかし、しばらくすると斜面の膨れはおさまった。この盤膨れや粘土細脈の表層の膨れは、スメクタイトの粘土鉱物学的特徴が反映されている。この法面では粘土細脈は法面に対して鈍角に交わっている。すなわち粘土細脈は法面の奥方向に延びている。その様子を図 1-13 のローズダイアグラムに示す。

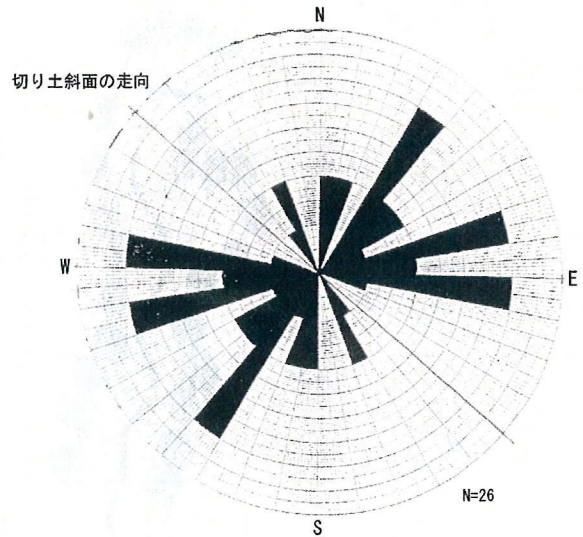


図 1-13 変状が発生した法面の走向とそこに発達している粘土細脈の走向

崩壊が発生した例

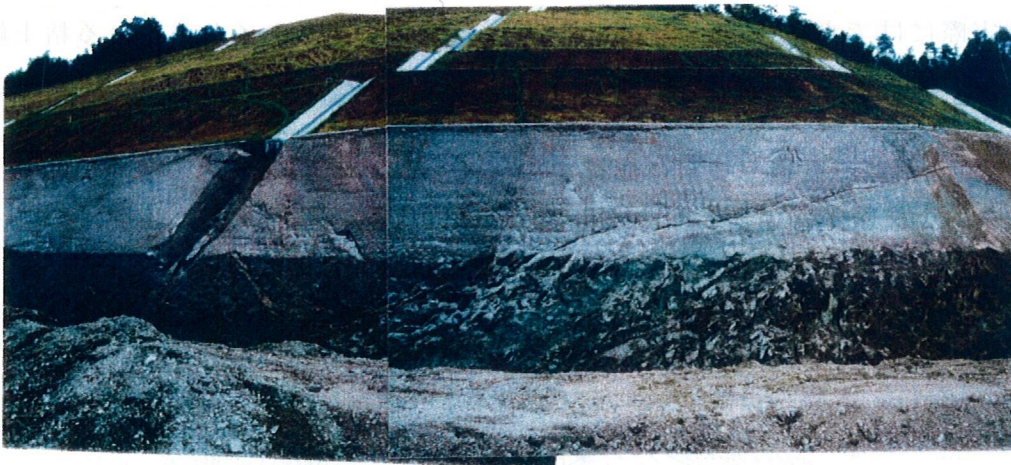


写真 1-4 粘土細脈の存在により崩壊する直前の法面

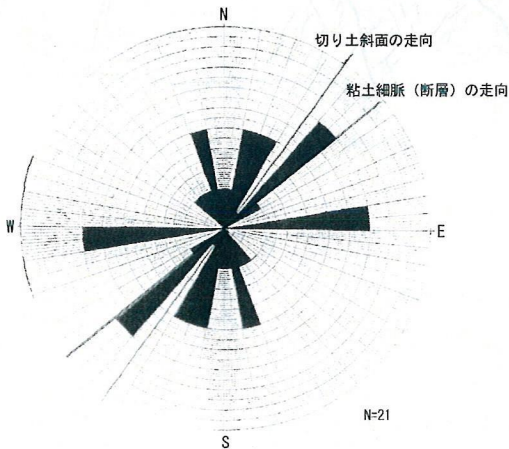


図 1-14 崩壊した斜面の走向とその斜面に見られる粘土細脈の走向

法面の走向が粘土細脈の走向と同じか鋭角で交わる方向で、粘土細脈の傾斜が法面と同じ傾斜の場合に崩壊が発生した(写真 1-4)。写真 1-4 では、法面に斜めに走る粘土脈と割れ目が見られる。この写真が撮影された後、しばらくして割れ目から崩壊した。この斜面に見られた粘土細脈と法面の走向をローズダイアグラムに示した(図 1-14)。

両者の例を比較すると斜面が崩壊する可能性が高いのは、法面の走向と粘土細脈の走向が類似している場合には斜面が不安定で

あることを示している。

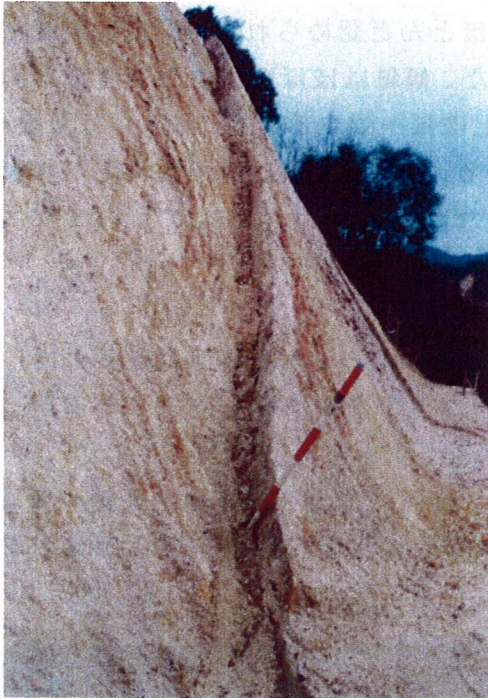


写真 1-5 マサ斜面の走向方向に発達している粘土細脈を境に変状が発生

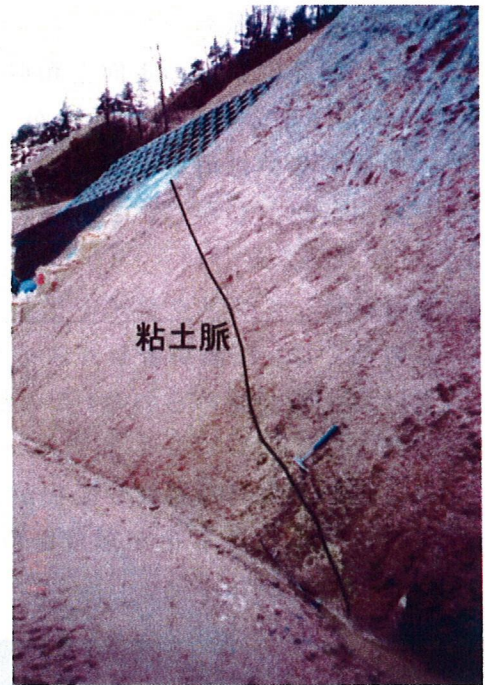


写真 1-6 著しく粘土細脈の発達している斜面。法面は著しいスメクタイト化

粘土細脈が法面の走向とほぼ同じであるが、崩壊が発生しなかった例

次に粘土細脈の走向は斜面にほぼ平行であるが、傾斜が斜面の傾斜と逆方向の場合の法面変状を紹介する。写真 1-5 は法面の粘土細脈（スメクタイト）を境にして、下盤が盛り上がっている。このような場合、斜面がすべり落ちるような崩壊は発生しない。しかし、場合によっては大きな変状が発生する。この場合の粘土細脈の傾斜は法面の傾斜方向と逆方向である。いわゆる受け盤方向である。

斜面が著しくスメクタイト化し、変状が発生した例（断層）

法面が著しくスメクタイト化しているため、スメクタイトの膨張により、斜面が膨れ上がり不安定になり、崩壊する場合がある。その例を示す。写真 1-6 は著しく粘土細脈（スメクタイト）

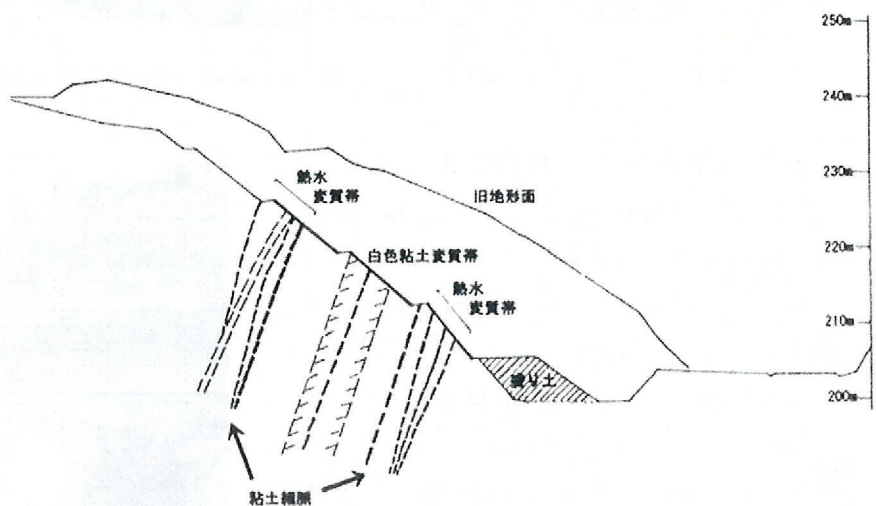


図 1-15 法面の粘土細脈とスメクタイト化

イト)は入っており、法面全体がスメクタイト化している例である。この法面と反対側の法面には粘土細脈も少なく、スメクタイト化もほとんど認められない。変状が発生した法面の粘土細脈は斜面の走向と類似している。また、傾斜はほぼ垂直かやや受盤方向である(図 1-15)。この法面には地形から法面の走向とほぼ一致する断層、あるいは弱線がある。その断層あるいは弱線部がスメクタイト化している。この例では法面が膨れ上がり大きく変状が発生した。しかし、この場合崩壊は発生しなかった。

斜面が著しくスメクタイト化し、崩壊が発生した例

この例では、法面が著しくスメクタイト化し部分がある。また斜面の流盤方向に低角度の太い粘土脈が認められる。この法面では著しくスメクタイト化した部分が崩壊している(写真 1-7)。

このように、法面の崩壊や変状が発生するのは、法面に認められる粘土細脈や断層、弱線などにスメクタイト化が形成されているような場合に斜面の崩壊や変状が発生する可能性が高いことがわかる。

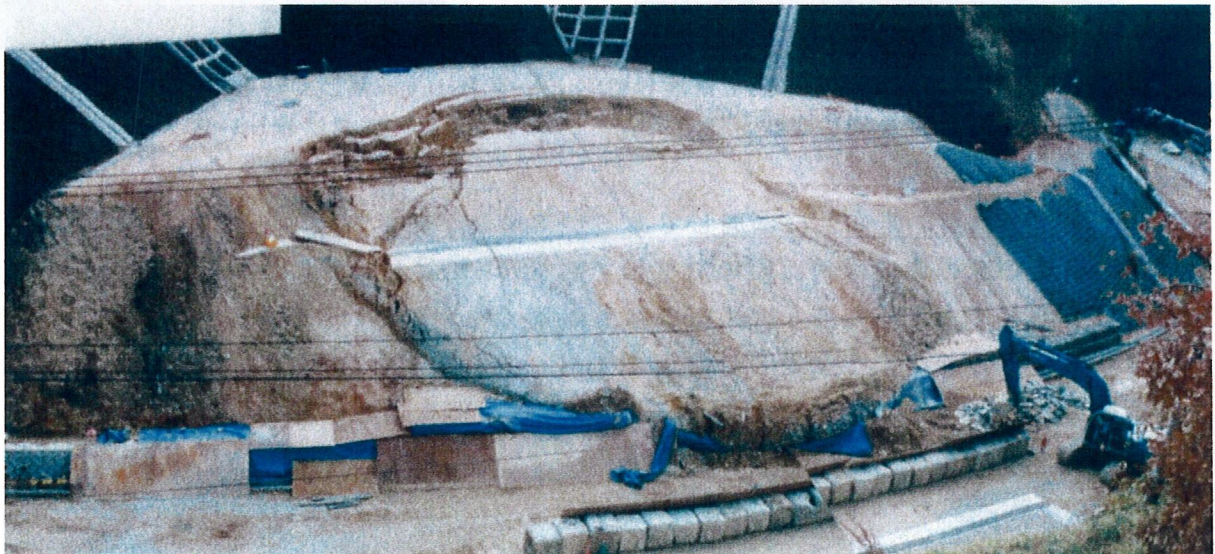


写真 1-7 著しくスメクタイト化した斜面の崩壊、粘土細脈の走向は斜面方向

1.5.3 入野地区での事例にあてはめて

このような事例を基にして、2002年に大きな斜面崩壊が発生する可能性が高いとして、大騒ぎとなった河内町のマサ土斜面について考えてみる。

この斜面はモルタルが拭きつけられた斜面で、そのモルタルに2001年、3月24日に発生した芸予地震後モルタルに縦方向の割れ目が発生した。その割れ目は次第に大きくなりはじめた。そこで崩壊の危険が発生した。そのため、この



写真 1-8 マサ土斜面のモルタルに発生した変状

下のマサに伸縮計がつながれ、測定を継続したところ、その伸縮計が斜面の変形の大きさを示し始めたことによる。それにより崩壊の危険性が迫っていると指摘され、大きな騒ぎとなった。

このモルタルに発生している変状を写真 1-8 に示す。写真に見られるように、モルタルの割れ目は斜面の縦方向に認められる。これはこれまで述べてきたように、モルタルの下に粘土細脈があることを示している。また、その粘土細脈の方向は斜面の奥の方に入っていると推定される。その粘土細脈の部分が膨張してモルタルの割れ目を発生させていると考えられる。もし、斜面の横方向にモルタルの割れ目があるなら、粘土細脈は法面とほぼ同じ走向の粘土細脈があることをしめしている。もし、このような割れ目であるなら斜面に小さな崩壊は発生した可能性はある。しかし、縦方向に粘土細脈がある場合には、前述した粘土細脈と法面の走向とが鈍角に交わっていることを示している。先の事例のようにこの場合には変状は発生するが、しばらくすると変状は止まり、崩壊は発生しない。

実際、我々が推定したようにしばらくすると法面の変状は止まった。

1.5.4 粘土細脈の事前調査の重要性

さらに我々はこれまでのこの地域の粘土細脈の分布とその走向を調べた。図 1-16 にその結果を示す。この図に見られるように、この地域の粘土細脈は、北西から南東方向にほとんどが入っている。問題の斜面はほぼ南北方向である。よって問題の斜面に入っている割れ目の下の粘土細脈の走向は、斜面の奥方向に入る可能性が高いことを示し、実際の斜面から推定した方向に一致している。

このように前もって粘土細脈の主な走向を知っておくことにより、崩壊しやすい斜面を前もって指摘することができるのではないかと考える。そこで、このよう粘土細脈の走向傾斜を 5 万分の一の地形図に記録する作業を続けている。

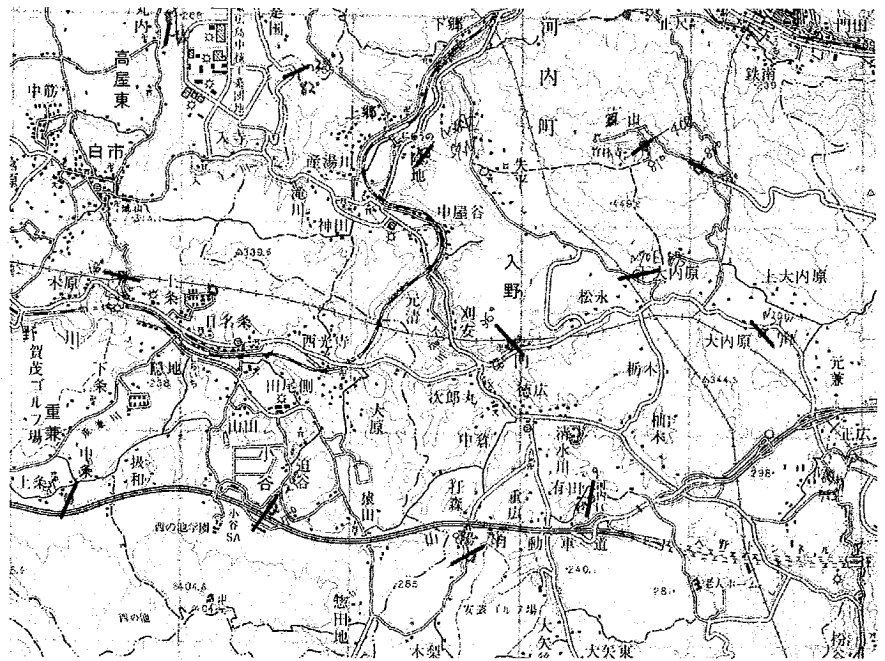


図 1-16 河内町周辺の粘土細脈の分布と走向

このような変形の発生は自然斜面においても同じであり、これらの事例を理解した上で粘土細脈の走向・傾斜とそれらの構成粘土鉱物を調査し、事前に地形図上に示すことにより、防災に役立つ活用法の一つになると信じている。

2. 花崗岩地域の斜面崩壊に係わる誘因としての雨量と素因としての粘土細脈との関係

2.1 研究目的および手法

花崗岩地域における斜面崩壊の発生原因として、まだ多くの素因や誘因の問題が残されている。たとえば、花崗岩地域の斜面崩壊は、同じ雨量があった地域で、なぜ崩壊する斜面と崩壊しない斜面があるのか？

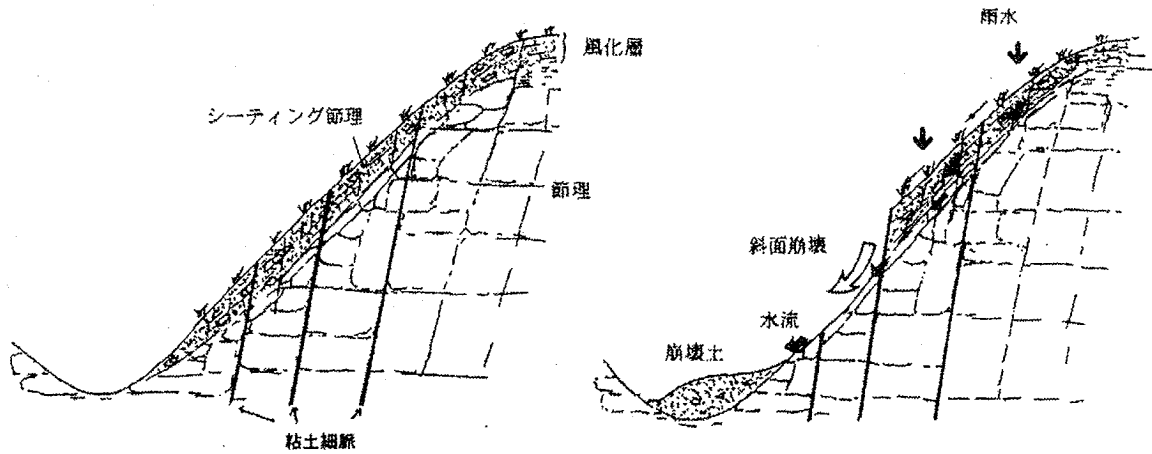


図 2-1 粘土細脈が存在する場合の斜面崩壊

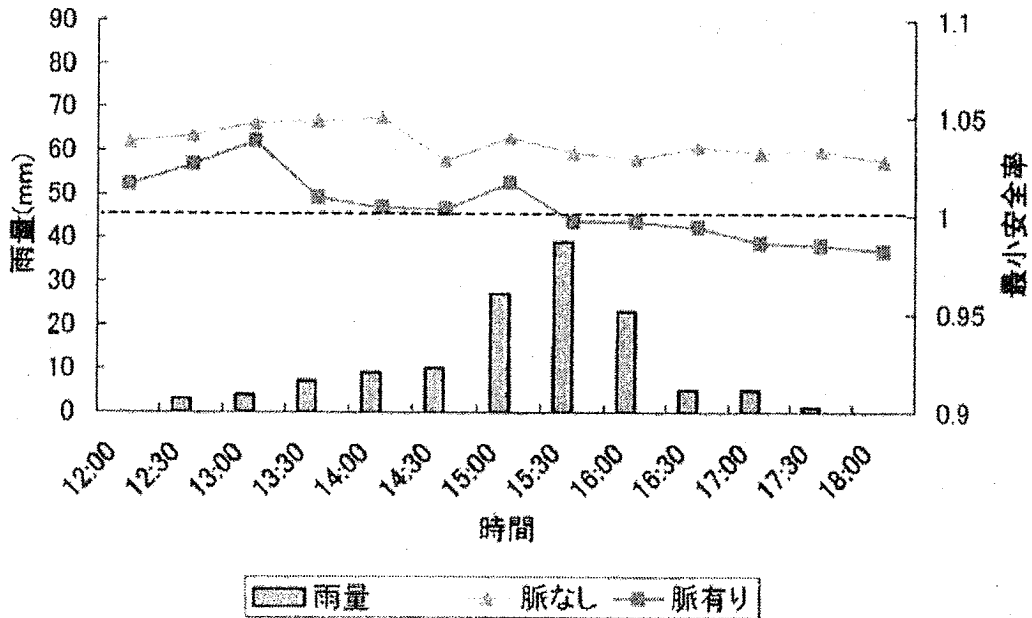


図 2-2 粘土細脈の有無と雨に伴う最小安全率の変化

この問題に関しては、素因としての地質学的不均質性が重要であると考えられる。不均質性に関しては、Kitagawa (1989)、北川 (1999) は花崗岩にしばしば認められる粘土細脈の存在に着目した。粘土細脈は 1mm から数 cm の割れ目を埋めた熱水性粘土から構成されている。この粘土細脈を境として、それより斜面上部は降雨時に地下水面が急速に上昇し、図 2-1 に示すように、崩壊が発生しやすくなると考えられる。その粘土細脈の走向は斜面の走向に近いほど崩壊が発生する可能性が増すであろう (北川ら、1995)。一方、粘土細脈の走向が斜面内部に向かう方向であれば、崩壊する可能性は低くなると推定される。実際、粘土細脈の存在が確認され、崩壊が発生した斜面をモデル化し、粘土細脈が存在する場合と存在しない場合の斜面の最小安全率をシミュレーションした (植田ら、2003)。その結果を図 2-2 に示す。図に見られるように、崩壊当日の実際の雨量変化と、それぞれの斜面の最小安全率を計算した結果、粘土細脈が認められないと仮定した斜面の最小安全率は、雨の降り始めから止むまで、ほとんど変化が認められなかった。すなわち、この程度の雨では崩壊しないことがわかる。一方、粘土細脈が存在したと仮定して計算すると、ある時間経過後、斜面の最小安全率は 1 より小さくなった。すなわち、崩壊が発生する可能性を示唆していた。このことは、斜面の地質学的不均質性が崩壊に係わることになり、同じ雨量であっても崩壊する斜面と崩壊しない斜面が存在する一因となるであろう。

また、別の不均質性として考えられるのは、実際に崩壊土砂となる風化斜面の地質学的不均質性である。崩壊斜面の両サイドに崩壊から免れた風化花崗岩が残されている。この風化花崗岩を調べることにより、崩壊した斜面がどのような岩石学的状況になっていたかを推定することができると考えられる。そこで、その風化花崗岩の薄片を作成し、光学顕微鏡で観察すると、写真 2-1 に示すように、割れ目の内部がほとんど細粒粘土物質と鉱物の微細な破片で埋められていた。斜面上に降雨があった場合、雨は表層から下部に浸透し、割れ目にたまったり、割れ目内を移動すると考えられる。花崗岩の水の通り道は割れ目以外に考えられないからである。このように考えると、崩壊直前の斜面の花崗岩には、割れ目は存在するが、充填物により割れ目が埋められていることにより、降雨による雨水を斜面内部にほとんど蓄えることができない状態になっていると推定される。このような状況では、雨の降り始めから早い時間に斜面の地下水は飽和し、地表面まで上昇することになるであろう。よって、このような状況になっている斜面では崩壊が比較的早く発生すると推定される。割れ目内部の物質の充填状況は、割れ目をほぼ完全に埋めた状況から、やや

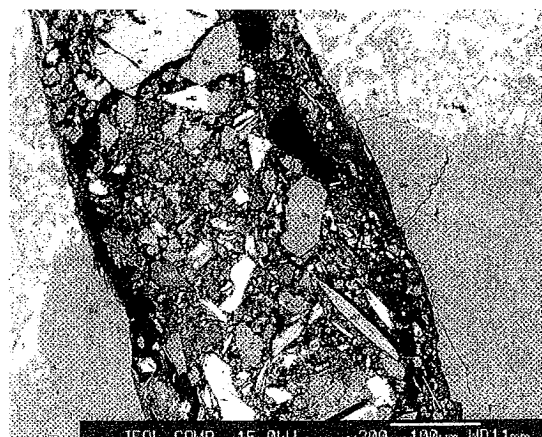


写真 2-1 割れ目中を充填物(粘土、鉱物破片)が埋めている状況を示す反射電子像

充填物が存在し割れ目の幅が狭くなっている場合などさまざまである。充填物が存在したとしても割れ目の空隙がまだ残されているならば、雨水を蓄えることのできる状態にあり、完全に埋められた場合に比べて崩壊発生は遅れるか、あるいは、崩壊までには至らない、ということが推定される。

実際に、1999年6月29日に発生した広島県呉・吉浦の斜面崩壊は割れ目をほぼ充填物が埋めていた例であり、また、2005年9月6日に宮島で発生した土石流堆積物の堆積していた斜面の基盤となっている花崗岩の割れ目の発達著しく、それらの割れ目はほぼ完全に粘土鉱物に埋められていた。このことは、土石流発生時には降雨はほとんど地下に浸透せず、堆積物(花崗岩の風化物)内部に急速に貯留し、流動しやすくなり、下方に崩壊移動したものと推定される。

しかし、このように割れ目を粘土物質や鉱物の破片で埋めるまでの時間経過に関しては、今のところわからない。このような地質学的状況の違いが、容易に崩壊する斜面が存在したり、まだ崩壊しない斜面が存在する一因となっていると考えられる。この問題については後の節でもう少し詳しく触れることにする。

2.2 誘因としての雨量との関係

上述したように、素因としての地質学的不均質性が崩壊の発生・非発生に係わっているとすると、どのくらいの雨が降れば、粘土細脈や岩石の不均質性に関係なく崩壊の発生につながるのだろうか。

もし、地質学的不均質性に関係なく崩壊が発生したとすると、粘土細脈の走向に関わりなくあらゆる方向に崩壊が発生すると考えられる。たとえば、2002年8月31日から9月1日の台風により、韓国・江陵市で発生した土砂災害は斜面一面、あらゆる方向に発生した。この時の雨量は3日間ではほぼ900mmに達した。また、時間雨量の最大は約100mmに達した(Hwang Jin Yeanら、2004)。

1999年6月29日の広島・呉で発生した斜面崩壊と降雨との関係を粘土細脈との係わりで考えてみる。6月29日前は広島周辺で2日間の無降雨状態が続き、29日未明から降り始めた雨は午前中には時間雨量10mm前後に推移した。ところが正午を過ぎたあたりから雨脚が急速に強まり、14時から17時を中心として1時間に60mm以上の非常に強い雨が観測された。広島市西部では時間雨量70mmを超える地域も現れた(図2-3)。また、呉市でも16時までと17時までの1時間雨量がともに60mmを超え、狭い地域に

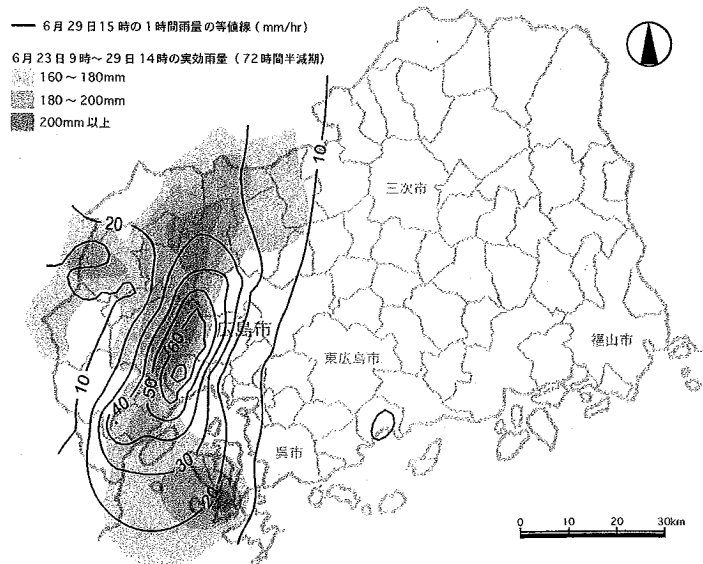


図 2-3 広島県における1999年6月29日豪雨の一例(14時までの先行雨量分布に15時までの1時間雨量を重ねて表示したもの)

大雨が集中した。

斜面崩壊の発生地空中写真から崩壊地源頭部の斜面の走向を測定し、崩壊の走向とした。花崗岩地域の崩壊の走向を測定した箇所数は777箇所である。なかでも1時間雨量が70mmを超えた広島市佐伯区から廿日市市周辺地域の崩壊地は83箇所確認され、その走向を測定した結果を図2-4に示す。図に示されるように、崩壊斜面の走向は粘土細脈の走向とは異なった方向に卓越していた。ちなみにこの地域の粘土細脈の卓越する方向はN-SとNE-SW方向である。一方、時間雨量60mmに達していた崩壊地は524箇所確認され、その走向はN-S方向に卓越しており、この地域の粘土細脈の卓越する方向に一致していた。

以上のことから、時間雨量が70mmを超えた地域では斜面崩壊が粘土細脈の方向とは関係なく発生し、70mm以下では崩壊の方向は粘土細脈の方向に規制されていることがわかった。

2.3 花崗岩中の微細割れ目中の物質と斜面崩壊との関係

2.3.1 研究目的および手法

土砂災害が発生した斜面や渓流にはかつての崩壊土石が残されており、以前からその場所ではしばしば斜面崩壊や土石流が発生していたことを示している。このことは斜面崩壊が発生した後、斜面上にそのときの崩壊から免れた風化層や崩壊までには至らなかった風化層が残されており、それらが次の崩壊に関わることが考えられる。また、崩壊により新たに現れた岩盤やそれまでも風化していた斜面が新しい条件下でも再び風化が進行し、次の崩壊土となるものと推定される。よって、崩壊直後の崩壊斜面上にある崩壊から取り残された風化層や崩壊までには至っていない風化層を詳細に観察すること、さらに、それが時間の経過とともにどのように変化していくかを観察すること、等が必要であり、その結果から、どのような風化状況になった場合に崩壊が発生する可能性があるのか、また、どのくらいの年月で崩壊が再び発生する可能性があるのかを推定することが重要であると考えられる。

そこでまず、崩壊直前の状態を保っていると考えられ、崩壊から免れた斜面に残されている風化花崗岩の風化状態の異なる試料を採取し、薄片を作成後、崩壊直前の内部状態とそれ以前の風化花崗岩の内部状態を偏光顕微鏡、EPMAにより比較検討することにした。

2.3.2 試料採取場所

今回観察した崩壊斜面に残されている風化花崗岩の採取場所は以下の3地点である。

- a) 1999年6月29日に斜面崩壊が発生した広島県呉市吉浦町の崩壊斜面に残されている風化花崗岩(発生から6年後に採取)

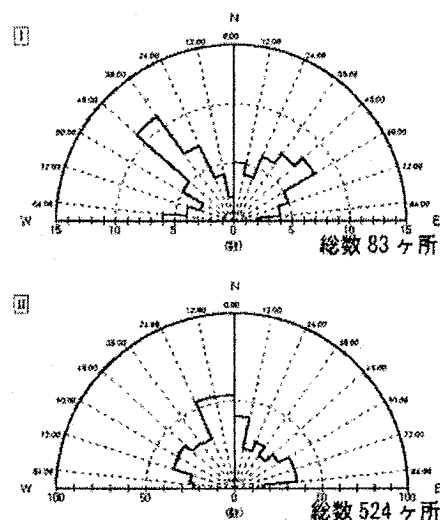


図 2-4 時間雨量別崩壊斜面走向分布
(上) 時間雨量 70mm 以上
(下) 時間雨量 70mm 未満

b) 2005年9月6日に土石流が発生した広島県廿日市市宮島町白糸川の上流、崩壊源頭部の斜面と周辺の著しく風化した花崗岩

c) 同じく2005年9月6日に広島県廿日市市佐伯で発生した崩壊斜面に残されている風化花崗岩

2.3.3 風化花崗岩試料の割れ目の状態

呉市吉浦で採取した風化花崗岩は、新鮮な岩盤の直上にあるシーティングジョイントの著しく発達した風化花崗岩である(写真2-2)。この部分は微細な割れ目が著しく発達しており、特に斜面の傾斜方向の割れ目が著しい。その薄片観察からは、黒雲母がわずかに変質しているが、斜長石、カリ長石にはほとんど変質が認められない。しかし、0.1~0.5mmほどの割れ目がたくさん発達



写真 2-2 崩壊から残された風化花崗岩中に発達しているシーティングジョイント

している。その割れ目は花崗岩の構成鉱物である石英、カリ長石、斜長石、黒雲母の微細な破片やさらに微細な物質によって埋められている(写真2-3)。

ほぼ同じ状況であった別の場所における崩壊発生から6年後の試料の薄片観察を行った。その結果、割れ目に鉱物の破片が埋まっている状況は同じであったが、割れ目のみならず岩石全体が著しく褐色化している。

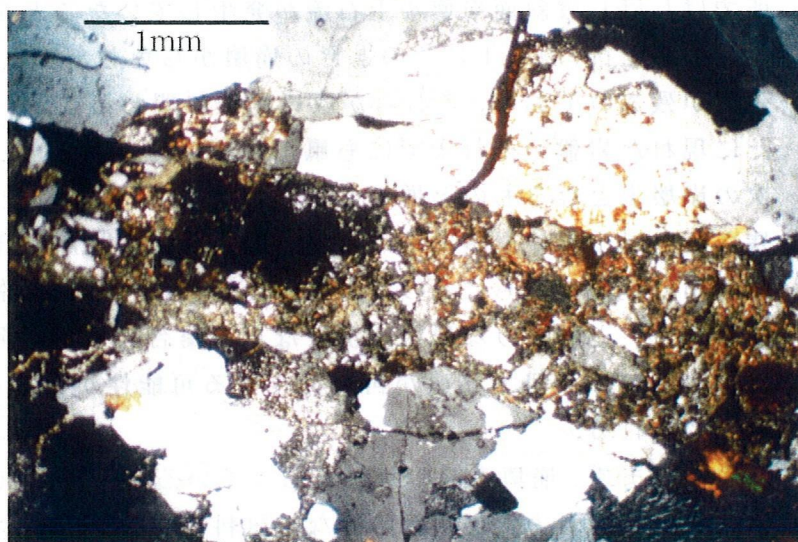


写真 2-3 割れ目を埋めている粘土鉱物と鉱物破片の偏光顕微鏡写真(呉市吉浦地区)

それより風化の遅れている花崗岩の割れ目には、鉱物の破片や微細な物質による充填は認められない。しかし、割れ目の周

辺は褐色の物質が割れ目に沿って形成されている(写真2-4)。細い割れ目中には全体的に粘土物質が埋まっている(写真2-5)。

これらの観察結果から、斜面に発達する割れ目は破碎によりずれた形跡はいずれも認められず、引張応力により形成されており、比較的幅の広い割れ目は除荷作用によるものと

推定される。

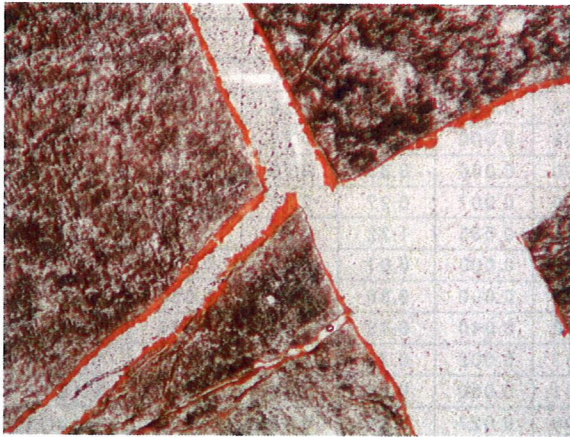


写真 2-4 割れ目の周囲に沈殿している粘土鉱物の偏光顕微鏡写真(呉市吉浦地区)

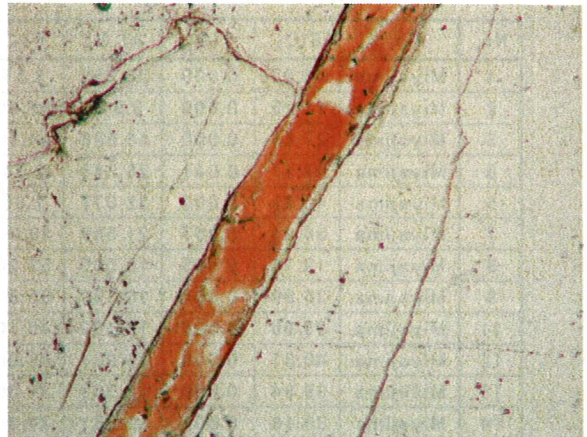


写真 2-5 石英の割れ目を埋めている粘土鉱物の偏光顕微鏡写真(宮島白糸川地区)

2.3.4 割れ目を埋める粘土物質

EPMA による割れ目中の物質の BSE 像を写真 2-6、写真 2-7 に示す。また、割れ目を埋めているそれらの粘土物質の化学分析を実施した。その結果を表 2-1 に示す。

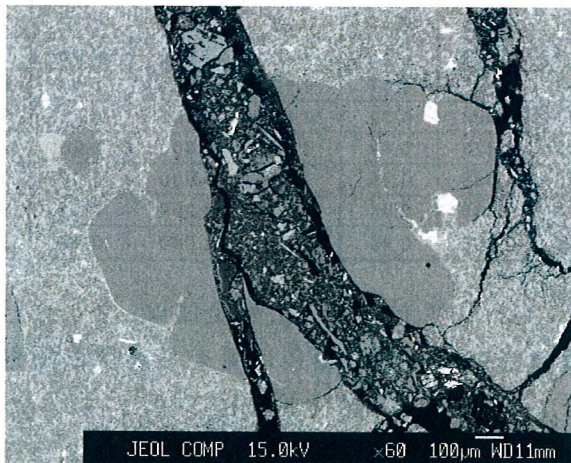


写真 2-6 石英とカリ長石の割れ目の BSE 写真(呉市吉浦地区)

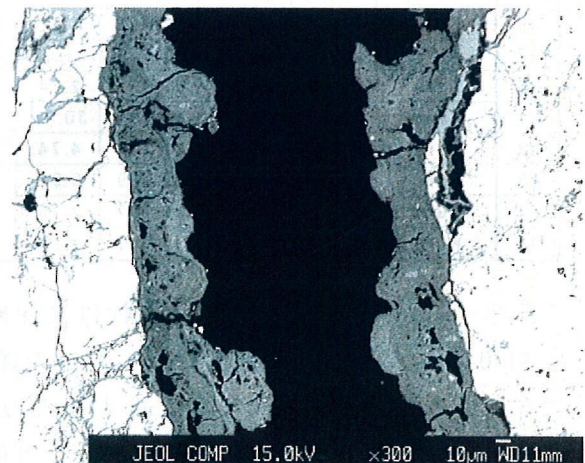


写真 2-7 割れ目の中に沈殿している粘土物質の BSE 像(呉市吉浦地区)

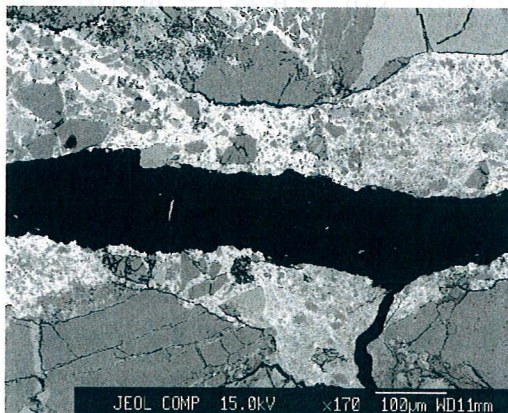


写真 2-9 割れ目に沈殿している鉱物破片と粘土物質・鉄物質(宮島白糸川地区)

表 2-1 割れ目中に沈殿している粘土物質の化学分析結果

No.	Field	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	FeO	MnO	Cr ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	Total
1	Miyajima	48.07	0.000	28.253	3.57	0.05	0.003	0.74	0.40	0.029	0.08	81.18
2	Miyajima	15.25	0.000	3.913	52.60	0.03	0.000	0.03	0.26	0.166	0.06	72.26
3	Miyajima	27.66	0.000	15.626	44.10	0.08	0.000	0.15	0.25	0.184	0.05	88.07
5	Miyajima	47.17	0.041	26.948	2.54	0.00	0.000	0.83	0.79	0.137	0.07	78.53
6	Miyajima	46.79	0.000	32.075	2.05	0.00	0.007	0.27	0.33	0.576	0.49	82.59
7	Miyajima	30.04	0.057	21.669	28.30	0.74	0.035	1.22	0.25	0.137	0.14	82.58
8	Miyajima	19.75	0.005	10.500	53.20	0.00	0.000	0.07	0.13	0.124	0.07	83.89
9	Miyajima	36.99	0.004	15.190	33.80	0.00	0.000	0.80	0.29	0.080	0.05	87.23
11	Miyajima	35.06	0.000	12.107	40.10	0.00	0.040	0.79	0.87	0.000	0.07	89.00
12	Miyajima	40.31	0.000	13.937	33.90	0.07	0.002	0.72	0.69	0.136	0.11	89.92
13	Miyajima	39.94	0.000	13.703	31.60	0.01	0.000	0.94	0.71	0.000	0.12	87.07
14	Miyajima	39.19	0.002	12.961	34.30	0.00	0.027	0.79	0.69	0.120	0.19	88.23
15	Miyajima	30.84	0.000	13.879	40.70	0.00	0.000	0.62	0.62	0.135	0.08	86.83
19	Kure	35.42	0.381	39.711	4.38	0.02	0.000	0.34	0.07	0.021	0.37	80.71
20	Kure	33.87	0.218	34.323	2.77	0.03	0.000	0.26	0.02	0.000	0.26	71.75
21	Kure	33.27	0.282	35.512	3.02	0.00	0.000	0.30	0.07	0.093	0.37	72.92
22	Kure	47.55	0.008	35.663	1.25	0.05	0.000	1.14	0.09	0.158	0.03	85.94
23	Kure	48.26	0.000	35.281	1.37	0.03	0.023	1.30	0.10	0.000	0.04	86.39
27	Kure	34.18	0.295	34.686	2.91	0.09	0.022	0.21	0.09	0.106	0.26	72.86
29	Kure	31.36	0.239	31.894	3.10	0.00	0.000	0.27	0.06	0.000	0.29	67.21
30	Kure	44.06	0.012	31.220	3.34	0.02	0.012	0.76	0.41	0.323	0.23	80.39
32	Kure	30.87	0.316	31.889	3.65	0.04	0.000	0.31	0.07	0.031	0.28	67.46
33	Kure	33.15	2.774	16.491	27.80	0.55	0.000	2.35	0.47	0.000	1.68	85.22
36	Kure	41.51	0.317	32.476	2.81	0.05	0.000	0.37	0.22	0.171	0.32	78.24
37	Kure	25.70	0.723	17.158	21.60	0.19	0.004	3.52	0.23	0.064	0.23	69.46
39	Kure	50.93	0.121	29.827	2.84	0.09	0.000	1.37	0.60	0.064	0.03	85.87
41	Kure	17.97	0.597	17.992	30.40	0.22	0.003	0.32	0.20	0.205	0.78	68.66
42	Kure	35.04	0.367	33.701	4.74	0.00	0.028	0.49	0.15	0.000	0.25	74.76
43	Kure	47.84	0.032	37.669	0.95	0.02	0.058	0.30	0.16	0.000	0.02	87.05
44	Kure	50.26	0.068	31.787	2.75	0.04	0.000	0.91	0.32	0.290	0.01	86.44
45	Kure	49.59	0.096	36.947	1.20	0.03	0.000	0.46	0.23	0.000	0.00	88.55

表 2-1 に示されるように、割れ目に沈殿している粘土物質の化学組成は、ほとんど SiO₂ と Al₂O₃ および FeO (Fe₂O₃) である。偏光顕微鏡観察により、褐色に見える物質は酸化鉄による汚染と考えられる(写真 2-5 および写真 2-8)。また、粘土物質は SiO₂ と Al₂O₃ からなる粘土鉱物としてカオリン鉱物である可能性が高い。試料から粘土鉱物を水ひにより取り出し、X 線粉末回折を実施すると、ほとんどがハロイサイトであることがわかる。また、X 線回折によると、ギブサイト (Al(OH)₃) の生成も認められ、分析点に対応して考えると、化学分析値において、Al₂O₃ の値がハロイサイトの、SiO₂ に比較して相対的に多い場所にはギブサイトの存在が推定される。

2.3.5 まとめ

花崗岩の割れ目の周辺に形成されているカオリン物質(主としてハロイサイト)は、周辺の造岩鉱物に関わりなく沈殿しており、鉄の濃集も認められることから、これらは割れ目に浸入した地表水により花崗岩の風化生成物が運ばれ沈殿したものと考えられる。おそらくこの場合、水流は非常にゆっくりとした動きであったと推定される。その後、水流が比較的速い状況になった時(豪雨などの場合)に構成鉱物の破片が運ばれた。再び水流が穏や

かな時期にカオリン物質が運ばれ、破片状物質の周辺に沈殿していった。このような過程を何度か繰り返し、現在見られるような状況になったものと考えられる。したがって、崩壊が発生する直前にはすでに風化斜面中に十分に水を蓄えうる状況ではなくなっており、さらに雨が降ることにより斜面はすぐに飽和状態になったものと推定される。

このような斜面では、雨が降る前からすでに崩壊発生に対して危険状態にあることになる。もし、このような状態にある斜面を事前に知ることができれば、斜面崩壊発生場の予測ができる可能性がある。

3. 徳島西井川での事例

3.1 経緯

西井川地すべり地は徳島県の西部、三好市池田町と井川町の境界部にあり、中央構造線に沿って東向きに流れる吉野川の右岸側の北西方向斜面に位置する。地質は三波川帯に属し、灰色の泥質片岩が主であるが、白色の珪質片岩や緑色片岩なども見られる。地表部にはこれらが風化し酸化して形成されたと思われる赤茶色の粘性をもった土層も分布している。土層の下部に現れる岩は地すべり挙動の影響もあるからであろうが比較的風化が進んでいてハンマーで容易に壊すことができるほどのものが多い。

地すべりの大きさは、幅が約 100m、長さが約 200m、平均傾斜が約 19° である。地すべり地の植生は、中央部から下部にかけての比較的傾斜の緩いところは落葉広葉樹林、上部の傾斜が急になるところは人工のスギ林となっている。測量を行っている地すべり地は地形図から見ると比較的小さな流域のなかに存在している。この小流域の最高標高は 436m、幅は約 250m、長さは約 700m である。しかし、背後には標高 822.6m の五ノ丸山など 700～800m 前後の山々が連なり、付近一帯が地すべり挙動を示している地帯であることから、流域境界が明瞭に固定されたものとは考えにくい。すなわち現在の地表地形から得られる集水範囲や流域の概念は必ずしも長期間にわたってはあてはめられないように思われる。

この地すべり地においては京都大学防災研究所により早くから種々の計測がなされてきた(末峯、1999; 新井場・末峯、2000)。特に、地表面の形状変化を捉える目的で、伸縮計や傾斜計が数列、各測線上に 3～数本が連続して設置され観測されている。伸縮計は計器の張られた 2 点間の伸縮の情報を非常に精密に捉えてくれるが、面的に地すべり地に現れる挙動を見るには地表面上にいくつもの伸縮計を張りめぐらせることが必要になる。また、2 点間をインバー線をつないで計測しているので、動物の行動や植生の成長過程でインバー線に地すべり挙動とは無関係の衝撃が入ってしまうこともあり、維持管理の作業はかなりたいへんなものとなる。

また、この地すべり地の脚部には工場および山側に駐車場があり、その造成の際、地すべり土塊の脚部を一部切土した形となっている。したがって、安定化を図るために脚部に井桁よう壁が設置されている。しかし、井桁よう壁には明らかに骨組に変化が見られることから、よう壁が作られた後にも地すべり脚部には局所的に押し出しや沈下のあったことがわかる。これらの変化が現在も継続しているとすれば、その大きさはどのくらいであるのか、また、どのような場合に変化が生じているのかを知ることは非常に重要である。なお、地すべり地の上部にあたる位置に道路が建設されたが、そのときの地すべり観測記録も使って、切土の影響を考察していくことにする。

3.2 地すべり挙動の観測

3.2.1 観測手法

筆者らが使用したトータルステーション(ソキア製 SET3100S)は、測角精度が 3"、測距精度は $\pm(2+2\text{ppm}\times D)\text{mm}$ である。観測地における測点間距離 D を 70m 以下としたことによって、上記の測角・測距精度から直接測量している測点間について十分に 1mm 精度での座標測量は可能であるといえる。

なお、トータルステーション測量における人為誤差の要因には下記にあげるものがある。

- (a) 器械の据え替えにともなう誤差
- (b) 視準高(反射プリズム高)による誤差
- (c) 反射プリズムを正対させなかったときの誤差
- (d) 座標算出にともなう四捨五入による誤差

まず(a)については整準・求心がずれることにより座標がずれる可能性があり、また器械高をコンベックスで手観測し入力しているため精度良い測量には限界がある。(b)は反射プリズムの設置位置が高ければ高いほど、円形気泡管の感度にも限りがあるため誤差が大きく生じてしまう。(c)は反射プリズムを正対させなかったことにより視準する十字線が測点からずれてしまうことにより生じる誤差である。(b)、(c)はともに測点上の誤差であるため1mm以上のオーダーで直接座標に影響を与えてしまう(海堀、2000)。(d)については座標値が0.1mm単位を四捨五入することにより1mm単位で表示しているため、常に測定値が0.5mm以下の誤差を含んでしまう。これらの誤差が蓄積されてトラバースにおける閉合差として現れるものと考えられる。

(d)を除く(a)(b)(c)の誤差の要因については、くり返し測量を行った経験から次のようにすることで十分に1mm精度の測量ができることを確認した。すなわち、(a)については、器械設定時にX軸方向、Y軸方向とも水平からのずれを10"程度以下に調整すること、器械高を後視点で確認しつつ設定し直すこと。(b)については、できる限り測点に近い低い位置で、かつ間違いの少ない0.100m高さで反射プリズムをつけることを標準とすること。(c)については、観測者の指示のもと、水平方向、上下方向ともほとんど完全に正対させること。ただし、(d)については四捨五入による切り上げ、切り下げのためどうしても1mm前後の変動が起こりえた。

測量にあたり、図3-1に示すように合計64箇所の測点を設けた。このうち13箇所は器械点であり、それ以外は反射プリズムだけを設置する測点である。測量時期は枝葉の影響の少ない11月中旬～12月上旬(秋期)と2月下旬～3月(春期)の2時期とした。

図3-1にもあるように、器械点のうち測点K0を固定座

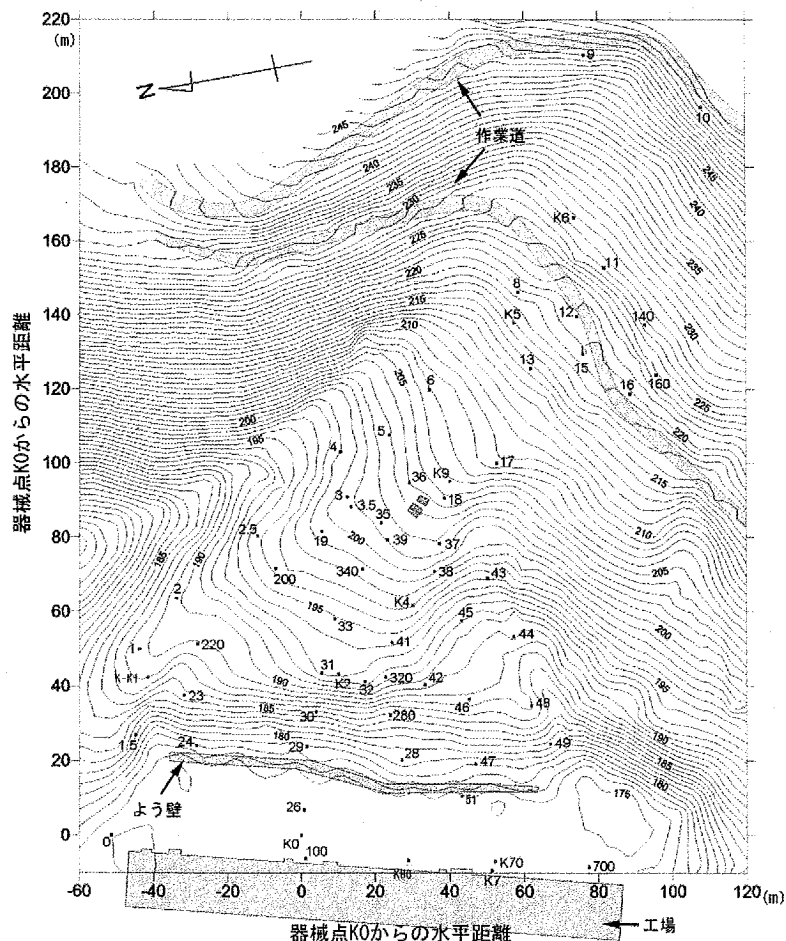


図3-1 西井川地すべり地に設けた測量点

標 (0.000, 0.000, 175.000) とし、もう一つの測点 0 との間で X 軸、Y 軸、Z 軸の設定を行うことにした。座標軸を器械に認識させた後はそれぞれの測点へ順に反射プリズムを設置し、誤差が入らぬよう注意しつつ座標測定を行った。また、測量の精度をより向上させるため、入力値の影響を受けず 0.1mm 単位の表示である、直接視準した測点間の水平距離の生値をデータシートに転記し、その後自動的に四捨五入されたメモリー上の座標値の検討に用いることを心がけた。なお、測定は精密測定 5 回の平均値が座標値として出力されるように設定した。

この方針で、全ての測点について座標測定を行った。

3.2.2 測量の結果と地すべり挙動の考察

3.2.2.1 結果の考察にあたっての方針

トータルステーション測定の結果は 1999 年 11 月から 2004 年 2 月のものがあるが、それぞれの測量時においてトラバースの閉合差が異なるため、単純に XYZ 座標を比較することは難しい。そのため斜距離と鉛直角のみにより算出されるため一回の測量精度が一様とみなせる、直接視準した測点間の水平距離を XY 座標から算出し変動を分析する。また各器械点間の関係はトラバース調整した座標値から斜距離を算出し変動を分析する。なお、トラバース調整はトータルステーション測量において測角と測距の精度が非常に良いため、閉合差を各測線の長さに比例して分配するコンパス法則を用いる。

直接視準した測点間の水平距離と器械点間斜距離を用いるとき、経年変化とともに最も挙動が顕著であり測量方法の安定していた 2004 年を参考に挙動を比較することにした。

3.2.2.2 直接視準した測点間の水平距離の変化からの解析

表 3-1 器械点ごとの各視準点までの水平距離の変化

器械点	視準点	区間水平距離 (m)		差 (mm)
		2004 年 2 月	2004 年 12 月	
15	8	24.0233	24.0220	-1
15	11	23.9869	24.0211	34
15	12	10.2343	10.2391	5
15	13	14.5234	14.5222	-1
15	16	16.8489	16.8519	3
15	140	18.7024	18.7343	32
15	160	20.8336	20.8501	17
15	K6	36.7831	36.8083	25
15	K9	49.6179	49.6106	-7
3.5	2.5	26.5373	26.5319	-5
3.5	3	2.9121	2.9121	0
3.5	4	15.1173	15.1278	11
3.5	5	21.9648	21.9491	-16
3.5	6	37.9633	37.9429	-20
3.5	19	10.3305	10.3326	2
3.5	36	17.0851	17.0722	-13
3.5	39	13.2057	13.2216	16
K0	0	51.3807	51.3800	-1
K0	1.5	52.1639	52.1594	-4
K0	24	37.3544	37.3405	-14
K0	26	6.9092	6.9076	-2
K0	28	33.7815	33.7602	-21
K0	29	23.7308	23.7109	-20
K0	K70	52.6036	52.6057	2
K0	K80	29.2641	29.2673	3
K0	KK1	59.0022	59.0045	2
48	42	29.1228	29.1408	18
48	43	36.2302	36.2137	-16
48	46	16.8307	16.8405	10
48	49	11.4639	11.4599	-4
48	K4	41.4821	41.4999	18
48	K70	42.9453	42.9221	-23

上記のようにトータルステーション測量では XYZ 座標を使用できるメリットがあるが、トータルステーションそのものが座標算出時に 0.1mm の桁を四捨五入するため 1mm 単位の精度しか認められない。また実際の測量においても偶然誤差により XYZ 座標が 1~2mm の変動をきたすことから、XY 座標から算出される直接視準した測点間の水平距離が 3mm 以上変動した場合、誤差ではなく地すべり挙動として考えることにする。

挙動について概ね傾向が認められたため、特に挙動の顕著だった 2004 年 2 月から 12 月にかけて、夏季を挟む測量のデータを利用した(表 3-1)。その結果を図 3-2~図 3-6 に示す。

(a) 器械点 15 から各視準点までの区間における水平距離について

測点 11、140、K6、160、12、16 との間は時間経過とともに伸びの傾向がある。特に 2004 年には測点 11 で 34mm、測点 140 で 32mm、測点 K6 で 25mm、測点 160 で 17mm、測点 12 で 5mm、測点 16 で 3mm 伸びている。よって、測点 11、140 で大きく伸び、測点 12、16 で小さく伸びていることから器械点 15 は測点 11、140 から離れるように斜面下向きに動いていると判断される(図 3-2)。

(b) 器械点 3.5 から各視準点までの区間における水平距離について

測点 6、5、36 とは時間経過とともに縮む傾向があり、特に 2004 年には測点 6 で 20mm、測点 5 で 16mm、測点 36 で 13mm 縮んでいる。また測点 39、4 とは時間とともに伸びる傾向があり、特に 2004 年には測点 39 で 16mm、測点 4 で 11mm 伸びている。よって、測点 6、5、36 は一体となって器械点 3.5 に近づくように斜面下向きに動いている。一方、器械点 3.5 は測点 39、4 から離れるように 6、5、36 より小さな動きとして斜面下向きに動いている可能性がある(図 3-3)。

(c) 器械点 K0 から各視準点までの区間における水平距離について

測点 28、29、24、1.5 とは時間経過とともに縮む傾向があり、特に 2004 年には測点 28 で 21mm、測点 29 で 20mm、測点 24 で 14mm、測点 1.5 で 4mm 縮んでいる。このうち測点 28、29、24 との間は縮みの傾向が似るが測点 1.5 との間はやや異なるため、測点 1.5 のみ別の要因で動いていることが推測される。なお測点 1.5 は崩壊の進みつつある急傾斜地にあるため、それが原因ではないかと考えられる。また、測点 KK1 との間の距離についても変動がないため、器械点 K0 に対して測点 KK1 は相対的な動きがないと考えられる(図 3-4)。

(d) 器械点 48 から各視準点までの区間における水平距離について

測点 42、K4、46 とは時間経過とともに伸びの傾向があり、特に 2004 年には測点 42、K4 との間で 18mm、測点 46 との間で 10mm 伸びている。測点 K70、43 とは時間経過とともに縮む傾向があり、特に 2004 年には測点 K70 との間で 23mm、測点 43 との間で 16mm 縮んでいる。ここで測点 49 との間は経年的に変動が見られないため、器械点 48 と 49 は一体となって測点 42、K4、46 から離れ、かつ測点 K70 に近づく向き、したがって斜面下向き(谷筋の方向)に動いていると考えられる。しかも測点 43 との間も近づいているため、測点 43 を含む土塊が器械点 48 を含む土塊より大きく動いたことやその方向も斜面の下向きであると考えられる(図 3-5)。

その他の器械点から各視準点までの区間についても同様の検討を行った結果、図 3-6 のように A~E の 5 つのブロックに分けることが妥当であると考えられた。

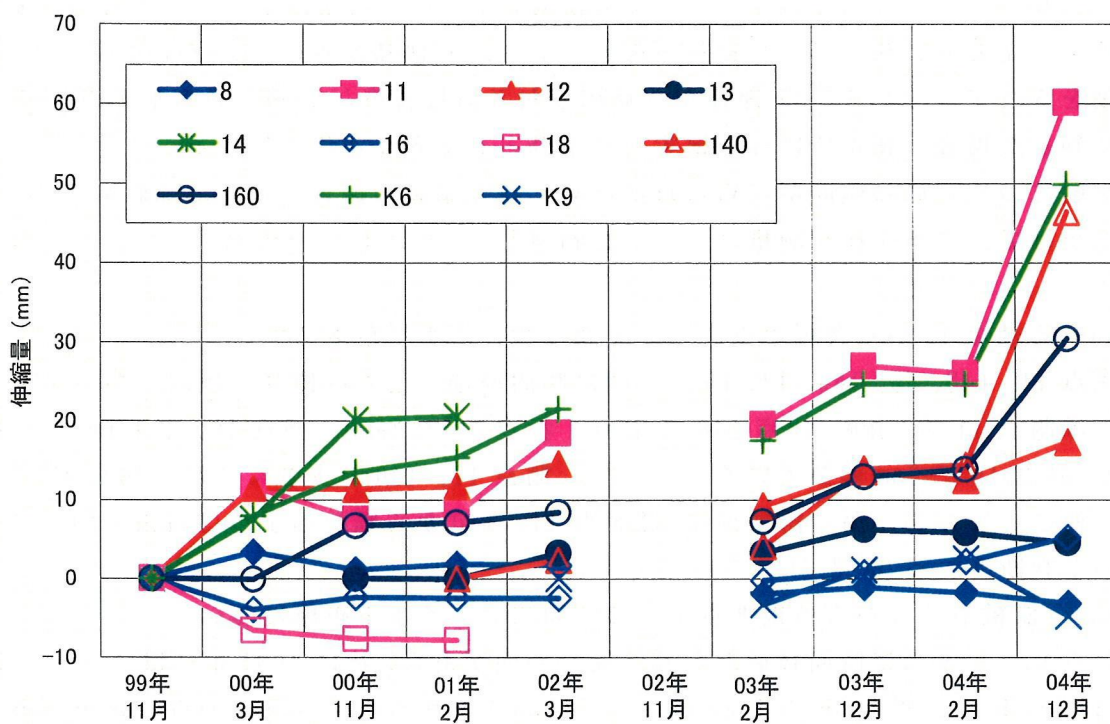


図 3-2 器械点 15 から各視準点までの水平距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

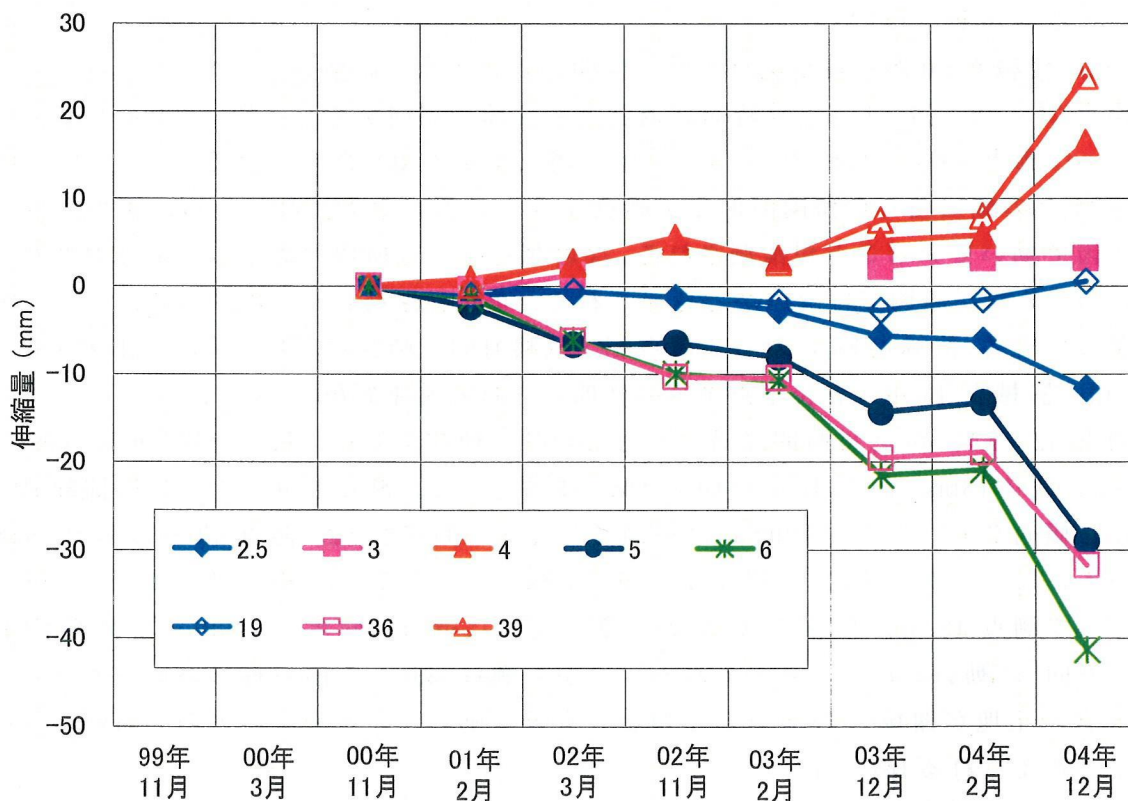


図 3-3 器械点 3.5 から各視準点までの水平距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

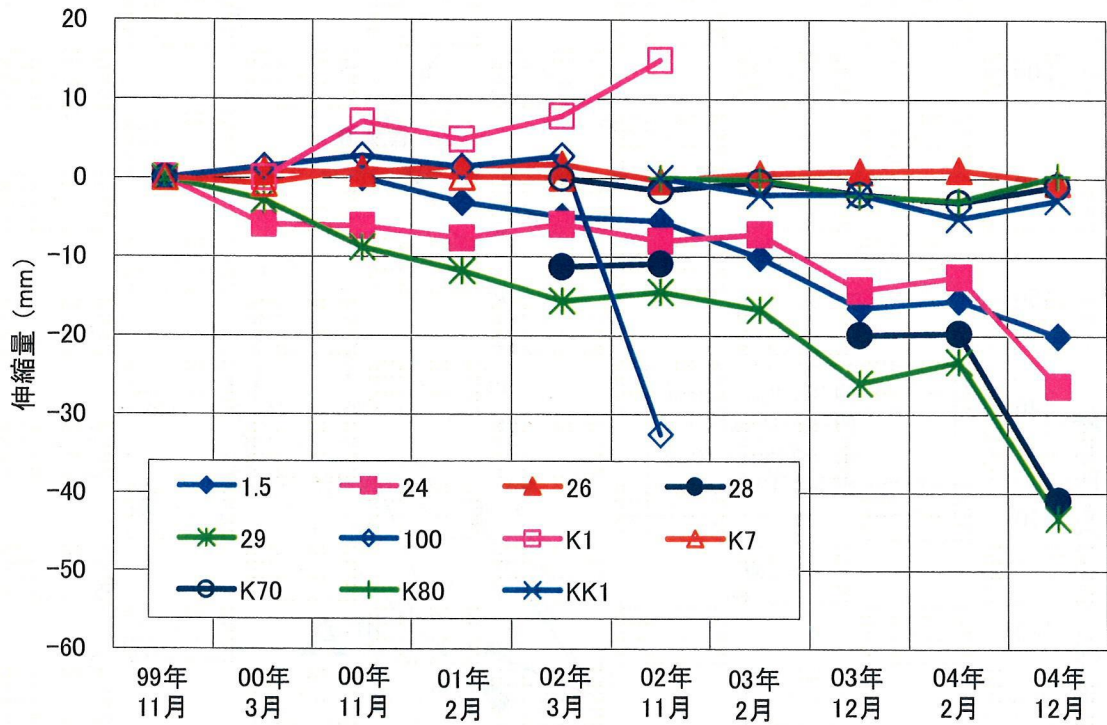


図 3-4 器械点 K0 から各視準点までの水平距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

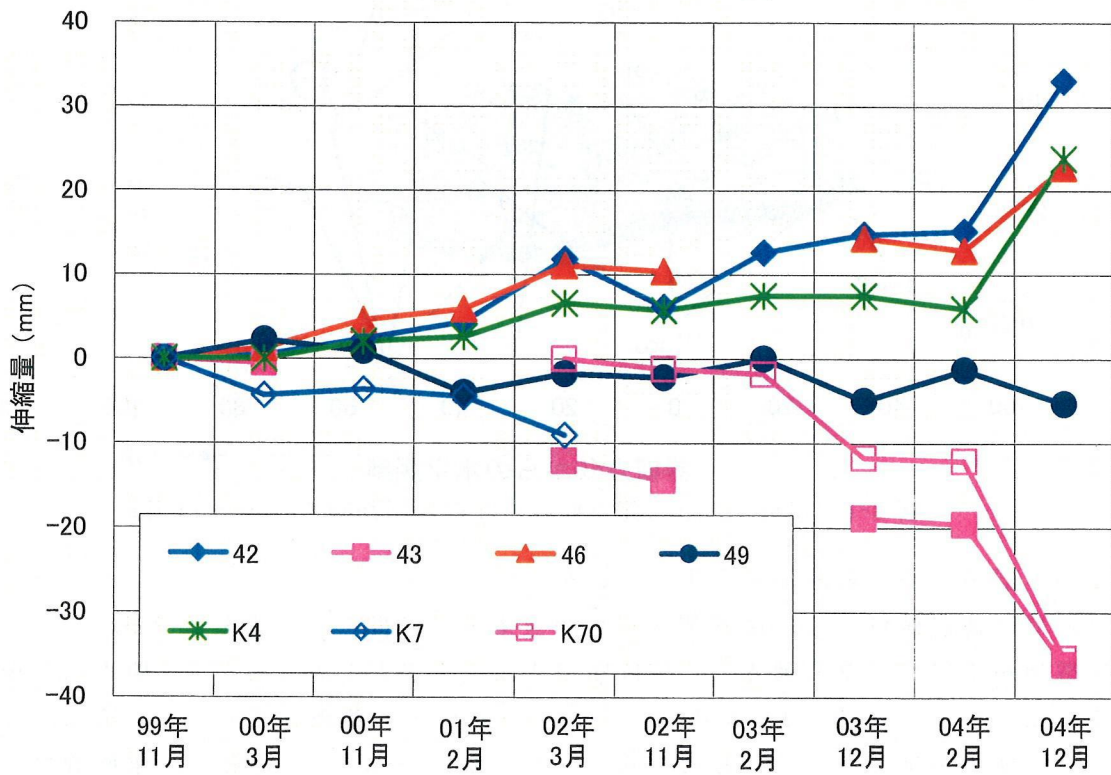


図 3-5 器械点 48 から各視準点までの水平距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

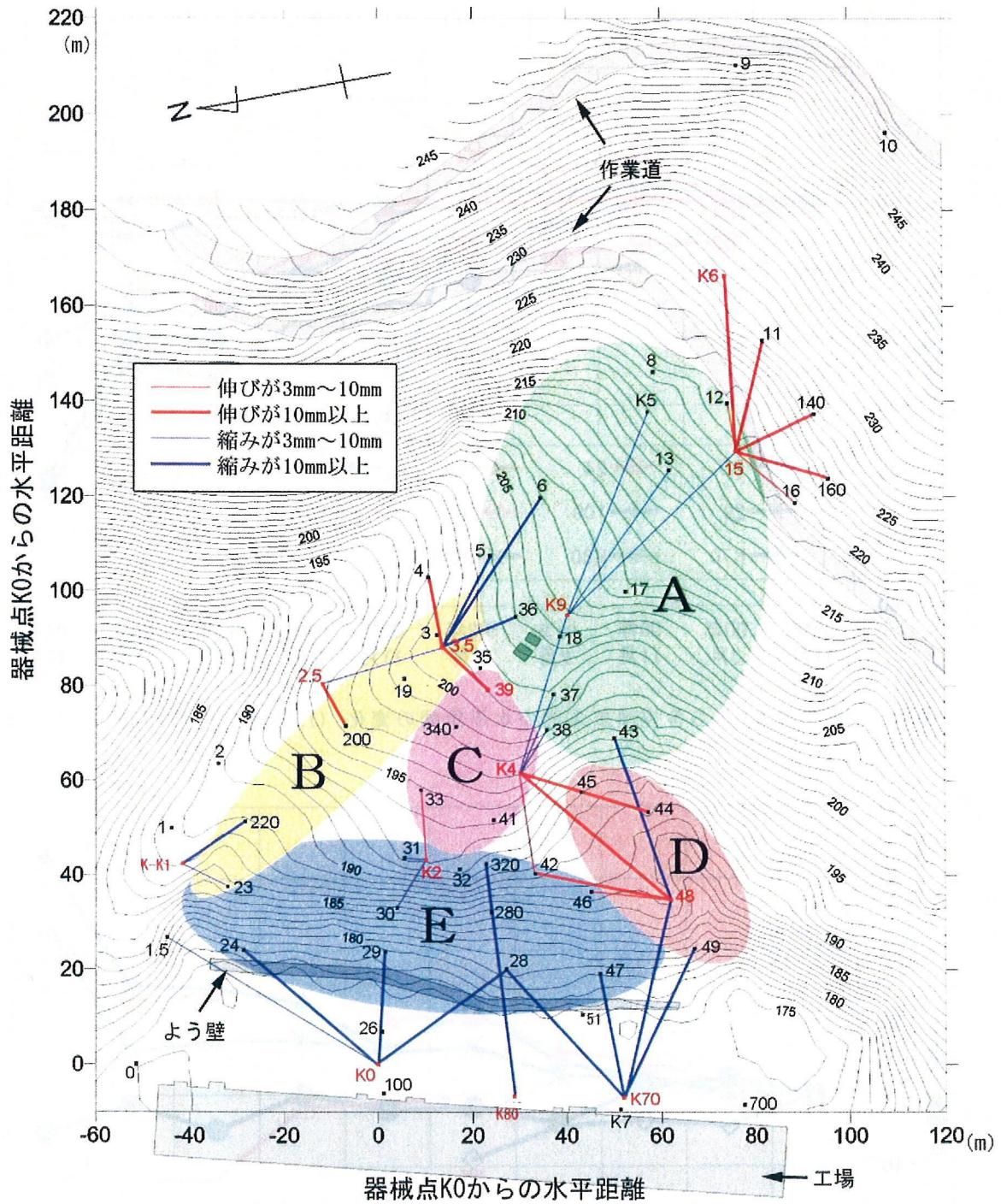


図 3-6 器械点ごとの測点間の伸び縮み (2004年2月~12月)

3.2.2.3 器械点間の斜距離の変化からの解析

前節では各器械点から直接視準された測点までの区間の水平距離の変化によって、地すべり挙動が小ブロックの動きとして区別できることを示した。しかし、地すべり地全体としての動きを見るには、直接視準していない測点同士の距離の比較検討も必要である。本地すべり地で実施したトータルステーション測量においては、器械点の座標測量をより精密に行えていることから、直接視準できない器械点間の斜距離の比較検討をすることにより、地すべり地全体の挙動を把握できるものと思われる。器械点間の斜距離を用いる際は、器械の据え替えによる誤差や四捨五入による誤差の蓄積を考えなければならない。本測量

においてはトラバースの閉合差が 10mm 以内に概ね収まっているため、XYZ 座標から算出される器械点間の斜距離が 10mm 以上変動した場合、誤差ではなく地すべり挙動と考えることにする。

すべての器械点についてそれぞれの間の斜距離を計算し、測量時期ごとの変化を調べた。挙動について概ね傾向が認められたため、特に挙動の顕著だった 2004 年 2 月から 12 月にかけて、夏季を挟む測量のデータを利用した(表 3-2)。4 つの器械点を起点とした斜距離の変化について以下のような傾向が認められた。(図 3-7~図 3-10)

(a) 器械点 3.5 から他の器械点までの区間における斜距離について

器械点 39、K4、K6 との間は伸びの傾向があり、特に 2004 年には器械点 39 との間で 16mm、器械点 K4 との間で 15mm、器械点 K6 との間で 6mm 伸びている。一方、器械点 15、K9、2.5 との間は縮む傾向があり、特に 2004 年には器械点 15 との間で 33mm、器械点 K9 との間で 18mm、器械点 2.5 との間で 7mm 縮んでいる。以上のことから、前節で提示した A ブロック上部の境界は器械点 K6 と器械点 15 の間にあることは確実に、器械点 3.5 と近い位置にある器械点 K9 よりも、遠方に位置する観測点 15 の方が速い速度で接近してきていること、また、観測点 39 と K4 とは一体となって観測点 3.5 に対して遠ざかる動きをしていること、さらに器械点 3.5 と 2.5 との間はわずかながら近づく動きをしていることなどがわかる(図 3-7)。

(b) 器械点 K2 から他の器械点までの区間における斜距離について

器械点 K6、2.5、48、3.5 とは時間経過とともに伸びの傾向があり、特に 2004 年には器械点 K6 との間で 26mm、器械点 2.5 との間で 21mm、器械点 48 との間で 20mm、器械点 3.5 との間で 19mm 伸びている。逆に、器械点 15、K9 との間はやや縮む傾向が出ている。特に、2004 年には器械点 15 との間で 13mm、器械点 K9 との間で 9mm の縮みが見られる。一方、器械点 K4 や 39 との間では顕著な変動が見られない(図 3-8)。

表 3-2 器械点間の斜距離の変化 (2004 年 2 月~12 月)

器械点	器械点	斜距離 (m)		差 (mm)
		2004 年 2 月	2004 年 12 月	
3.5	2.5	26.4441	26.4373	-7
3.5	15	74.8552	74.8221	-33
3.5	39	13.2109	13.2266	16
3.5	K4	31.3849	31.4003	15
3.5	K6	98.6453	98.6516	6
3.5	K9	27.5477	27.5299	-18
K2	2.5	43.1087	43.1300	21
K2	3.5	45.0815	45.1005	19
K2	15	108.4728	108.4595	-13
K2	39	38.3164	38.3175	1
K2	48	52.4198	52.4396	20
K2	K4	27.1485	27.1500	1
K2	K6	138.4722	138.4982	26
K2	K9	59.8780	59.8690	-9
48	2.5	86.7442	86.7728	29
48	3.5	72.1456	72.1748	29
48	15	95.8862	95.8891	3
48	39	59.0257	59.0378	12
48	K4	41.5986	41.6152	17
48	K6	132.1019	132.1355	34
48	K9	64.1975	64.2080	11
K0	2.5	81.2654	81.2735	8
K0	3.5	89.2768	89.2753	-2
K0	15	150.1513	150.1214	-30
K0	39	82.6362	82.6165	-20
K0	48	71.1141	71.1142	0
K0	K2	44.6083	44.5877	-21
K0	K4	68.6221	68.6031	-19
K0	K6	181.8901	181.8967	7
K0	K9	103.2298	103.2014	-28
K0	KK1	59.1079	59.1121	4

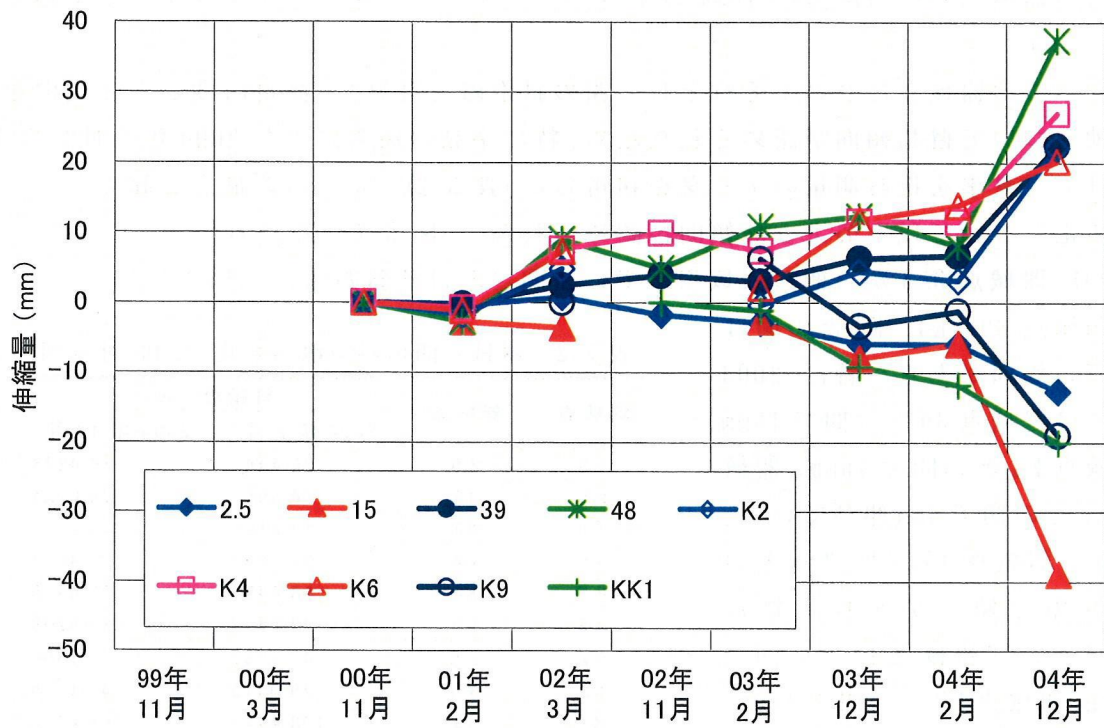


図 3-7 器械点 3.5 から他の器械点との間の斜距離の変化 (1999年11月～2004年12月)

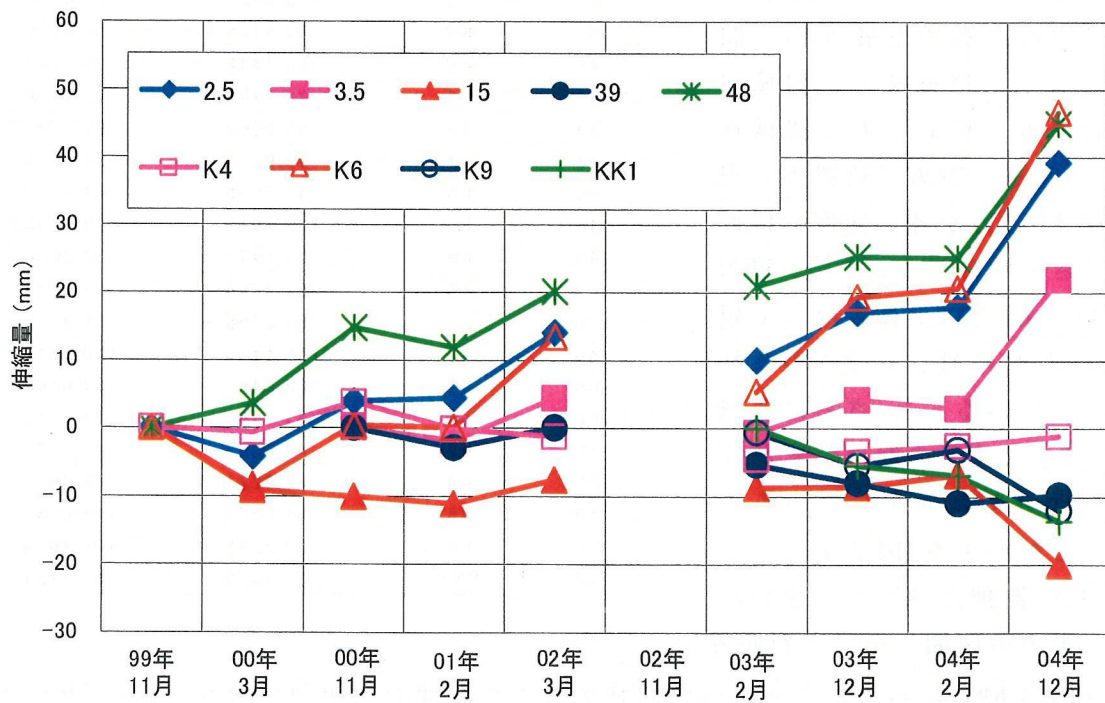


図 3-8 器械点 K2 から他の器械点との間の斜距離の変化 (1999年11月～2004年12月)

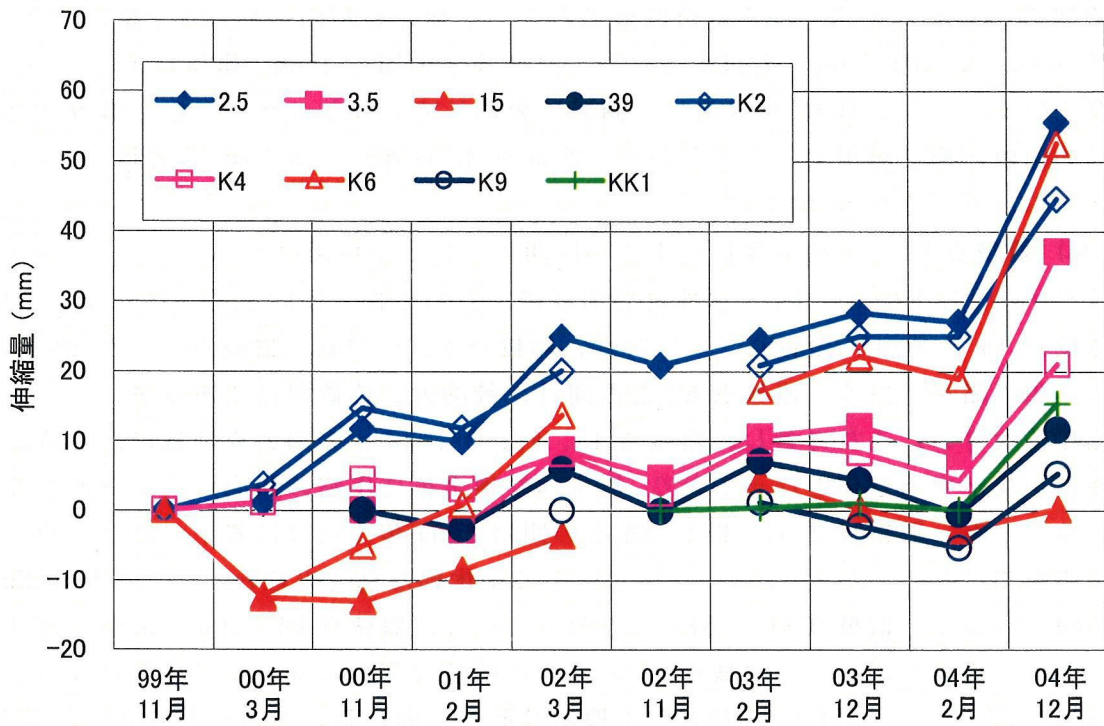


図 3-9 器械点 48 から他の器械点との間の斜距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

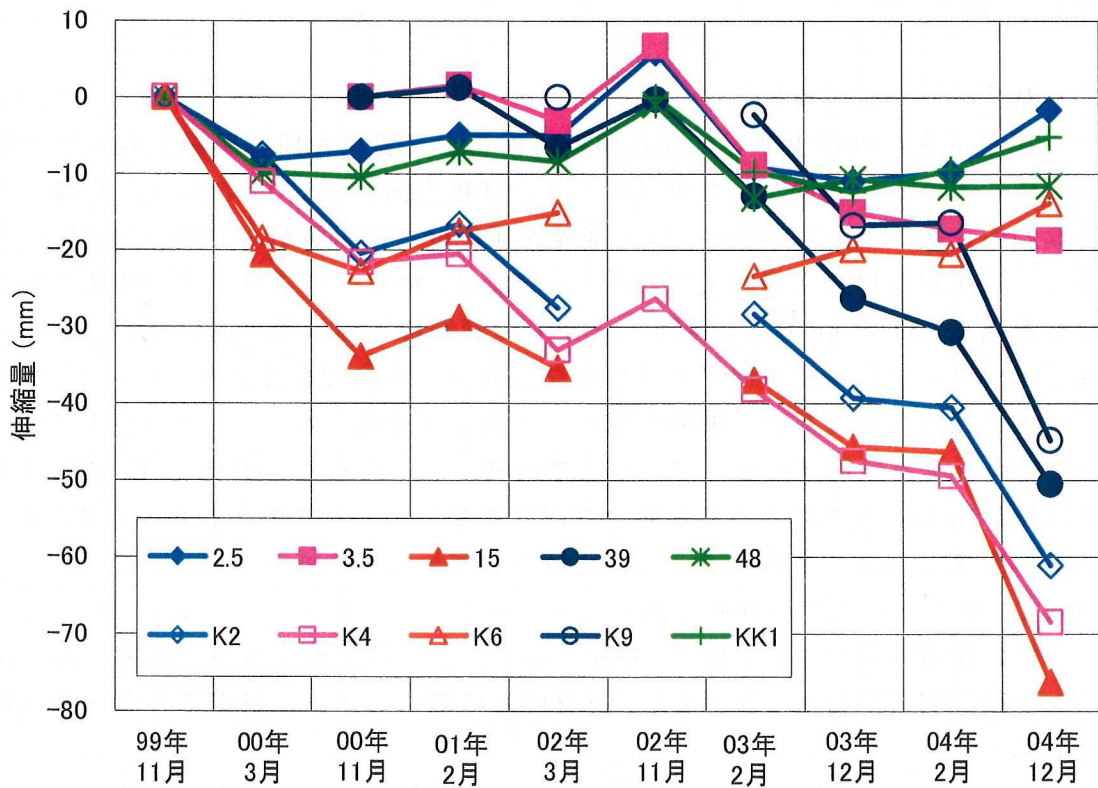


図 3-10 器械点 K0 から他の器械点との間の斜距離の変化 (1999 年 11 月～2004 年 12 月)

(c) 器械点 48 から他の器械点までの区間における斜距離について

器械点 K6、3.5、2.5、K4 とは時間経過とともに伸びの傾向が見られ、特に 2004 年には器械点 K6 との間で 34mm、器械点 3.5 および 2.5 との間で 29mm、器械点 K2 との間で 20mm 伸びている。また、2004 年以前には顕著に変動していなかったその他の器械点との間も比較的明瞭に伸びが出ていることから、器械点 48 付近が斜面下向き(谷筋の方向)に移動したものと考えられる(図 3-9)。

(d) 器械点 K0 から他の器械点までの区間における斜距離について

器械点 15、K9、K2、39、K4 との間に時間経過とともに縮む傾向が見られ、特に 2004 年には器械点 15 で 30mm、器械点 K9 で 28mm、器械点 K2 で 21mm、器械点 39 で 20mm、器械点 K4 で 19mm 縮んでいる。器械点 K2 との間は比較的近い位置関係にあるが、その縮み傾向は比較的大きい。これに対し、器械点 15、K9、39、K4 との間の変動量は、距離に応じて変動量が変化する傾向となっており、地すべり地全体に圧縮の傾向が出ているものと考えられる。一方、器械点 2.5、KK1、K6 との間は 2004 年にだけは若干の伸びの傾向が見えるが明瞭ではない。このことから、地すべりの全体的な動きのほとんどは器械点 K0 と 2.5 との間で、かつ、器械点 K0 と KK1 との間で、かつ、器械点 K0 と K6 との間で起きていることが考えられる。なお、器械点 48 との間は明瞭な変化はほとんど見られないといえるが、前述したように器械点 48 付近の土塊が谷筋の方向に動いていると考えられるものの、この方向が器械点 K0 との関係で見ればちょうどこれら二つの器械点間の距離を半径とする円周上にあたることから、結果的に明瞭な変化としてとらえられていないだけであると思われる(図 3-10)。

3.2.3 地すべり挙動の解析

以上述べてきた直接視準した測点間の関係および器械点間の関係をあわせて地すべり挙動を解釈すると、先に示した小ブロックの移動方向が図 3-11 のように推測できる。

すなわち、A ブロックにおいては上部境界部付近には引張が、下部の B ブロックとの境界付近には圧縮が明瞭に現れていること、および、地すべりブロックの外部であると考えられる器械点 KK1 や K0 および K70 などからの斜距離の縮み量の違いなどから、少なくとも A ブロックの主な移動方向が B ブロックに向かう方向であると考えられる。このことは地形図上に見られる等高線の間隔が広がる方向とも矛盾しない。一方で、A ブロックの下部、D ブロックとの境界付近における圧縮傾向から、少なくとも測点 43 付近の土塊については地形図上にも現れている谷筋の方向に移動していることがわかる。すなわち、A ブロックの土塊はブロック内部で 2 方向に分かれていく傾向を有する。

同様に、地すべり土塊の移動が顕著なブロックとして E ブロックがあげられる。このブロックは急傾斜部に位置し、特に、斜面の脚部において土塊が斜面の前方に押し出されるような挙動が明らかになった。また、斜面肩の位置もしだいに斜面下方向に沈み込む傾向も明かである。

一方、D ブロックと B ブロックが地形図上に描かれたそれぞれ別の谷地形の方向に移動していく傾向が明らかになった。特に、D ブロックの動きは顕著である。また、それらには含まれた C ブロックが一体となって A ブロックから E ブロックに続く方向でわずかに移動する傾向が見える。

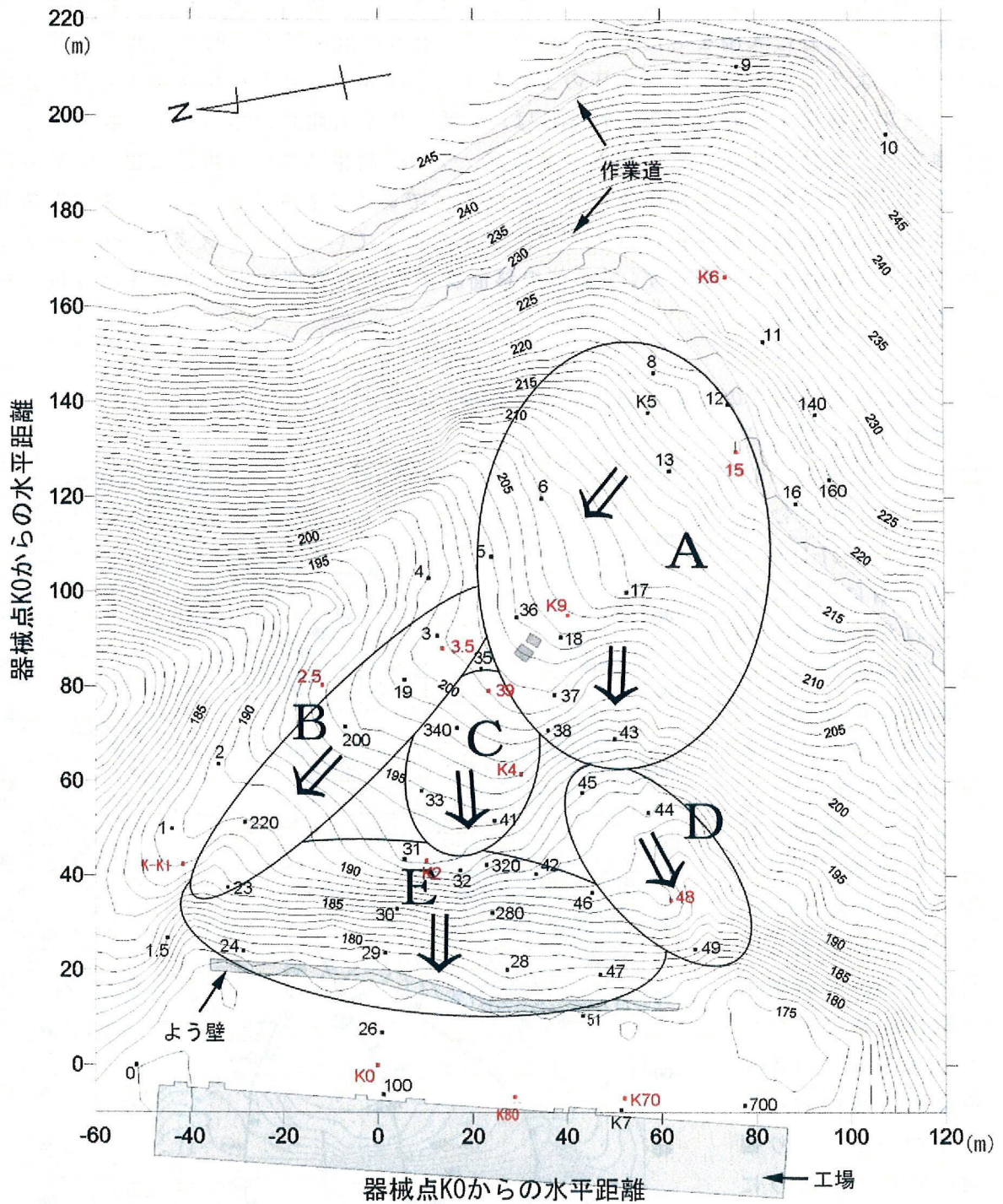


図 3-11 測量結果から推定された地すべりの挙動

移動量の比較から、地すべり斜面全体に縮み傾向が現れているが、上部の A ブロックの動きが顕著で、その押し出しが E ブロックにつながっていると見ることができる。また、その間に位置する C ブロックは大きな地すべり挙動の中間部にあたるブロックであると考えられる。また、B と D のブロックは中心部の A から E のブロックへの押し出しの結果として、外側に向かう動きが形成されたものと考えられる。

地すべり挙動を引き起こす素因については地すべり粘土を形成しやすい地質であった

ことが最も重要なものとしてあげられるが、地すべり挙動を活発化させる誘因は、多くの台風がこの地方に大雨をもたらせていた 2004 年の測量結果でも明かであるように、雨量とそれによる地下水位または水圧の上昇であるといえる。地すべり地内で工場や駐車場のスペースを確保する際の切土、あるいは、上部の作業道開設の際の切土・盛土などの影響も地すべり挙動に及ぶことは明かであるが、今回の測量結果の解析からは、作業道の位置よりも下側での動きのみが顕著に見られただけであることから、少なくとも、作業道の開設は地すべり挙動の活発化には大きな影響を及ぼしていないといえる。一方で、よう壁が作られているにもかかわらず、工場前の斜面脚部における押し出しの動きは今後とも継続するものと思われる。

3.3 地すべり地内での作業道建設による影響

前掲の図 3-1 などにも見られるように、地すべり地内には 1999 年 8 月 17 日から 12 月 15 日にかけて建設された作業道がある。道路建設のための掘削規模は幅約 4 m、深さは多いところで約 1 m であった。したがって、観測を行っている地すべり土塊（奥行き約 200 m、深さ約 8 m）に対して見た場合、この掘削土量は非常に少ないといえる。この作業道建設が建設前後の数年間の地すべり観測記録にどのように影響を残していたかについて検討する。検討に用いた期間は 1995 年 4 月 1 日から、2002 年 3 月 31 日までの 7 年間である。

この地すべり地での観測計器の配置を図 3-12 および図 3-13

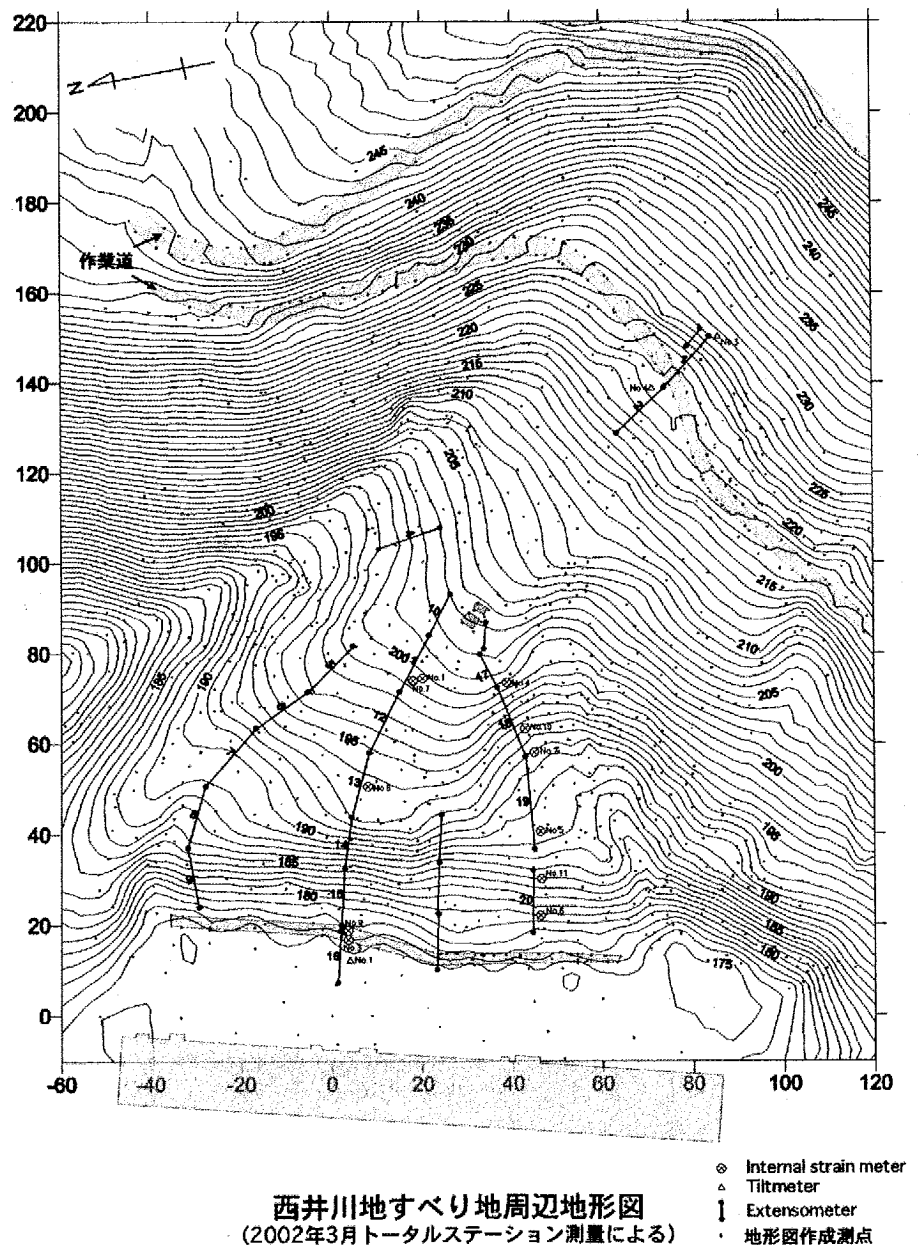


図 3-12 地すべり地における伸縮計他の観測機器の配置

に示す。この作業道建設によって地すべりの動きに変化が現れたかどうかを調べるためにここでは伸縮計の記録に着目した。

図 3-14～図 3-19 に伸縮計の観測結果を示す。

上部滑落崖をはさんだ伸縮計 Ext. 1 では、道路建設が行われた 1999 年度途中から伸長の動きが明らかに大きくなっている(図 3-14)。また、その急激な伸長傾向は 2000 年度初旬まで続くが、それ以降はやや動きが治まっていることがわかる。

それに対して、斜面中央部にあたる位置にある伸縮計 Ext. 17 では、それまで続いていたゆるやかな圧縮の動きが加速し大きくなっている(図 3-15)。また、その傾向は 2002 年度初旬まで続き、その後、少し移動速度が小さくなっている。

伸縮計が必ずしも地すべり斜面全体に連続的に張り巡らされたものとはなっていないため、これら両者の動きが 1 つの地すべりブロックの動きとして読みとって良いかどうかは定かではない。しかし、その後になされているトータルステーション測量結果からのブロック分けによると、たとえば、図 3-6 や図 3-11 に示されているように、伸縮

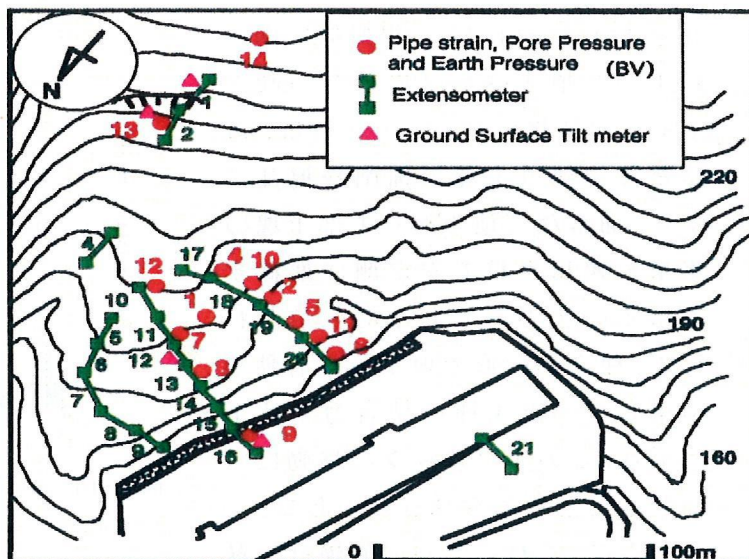


図 3-13 西井川地すべり地の観測機器配置図

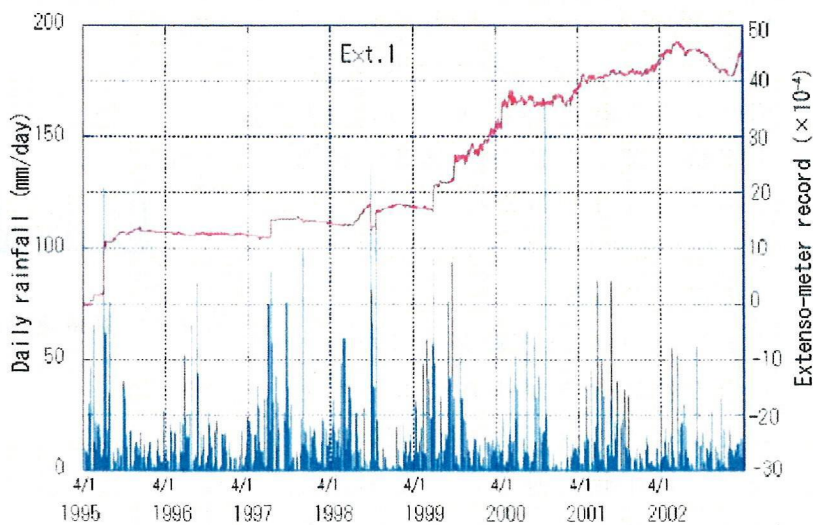


図 3-14 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録 (Ext. 1)

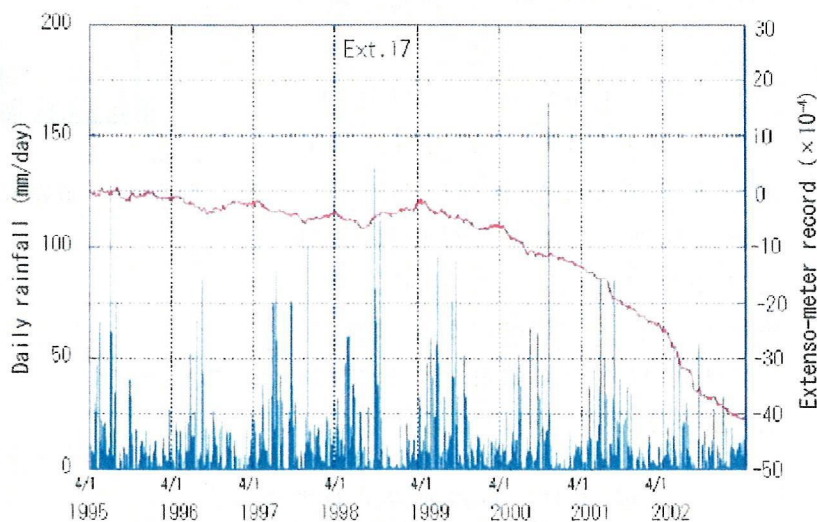


図 3-15 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録 (Ext. 17)

計 Ext. 1 と Ext. 17 の相対的な動きは 1 つの地すべりブロックの動きである可能性が高い。すなわち、道路建設に伴う土塊の掘削や攪乱により、通常なら地すべり上部土塊の重量が緩和されて安定側に推移するはずのところであるにもかかわらず、何らかの形で地すべり活動を拘束していた土塊の結合力が低下に至り、この小ブロックの移動につながったと考えられるのである。

さらに、これら 2 つの伸縮計記録のように動きが増大したものとは逆に、動きが小さくなったものも見られる。たとえば、斜面の末端部に位置する伸縮計 Ext. 16 では、それまで続いていた圧縮の動きが顕著に小さくなっている(図 3-16)。また、その減速した動きはその後ずっと継続している。

また、これらほど顕著ではないものの他に動きが小さくなったものとしては、Ext. 15、Ext. 20 などの 2 つは圧縮の動きだったものにブレーキがかかっているような傾向(図 3-17、図 3-18)が、また、Ext. 13 などでは逆に、伸長の動きだったものにブレーキがかかったような傾向が認められる(図 3-19)。これらはいずれも、この地すべり斜面の末端部の急傾斜部における挙動を反映したものと思われ、上部の滑落崖付近における道路工事の影響なのかどうかは定かではない。

これら以外の伸縮計については、1999 年度の道路建設の期間をはさ

図 3-19 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録 (Ext. 13)

んだ記録からは、それまでの動きに

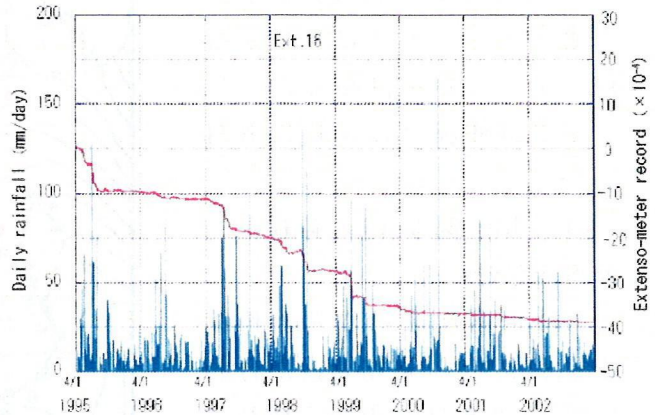


図 3-16 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録 (Ext. 16)

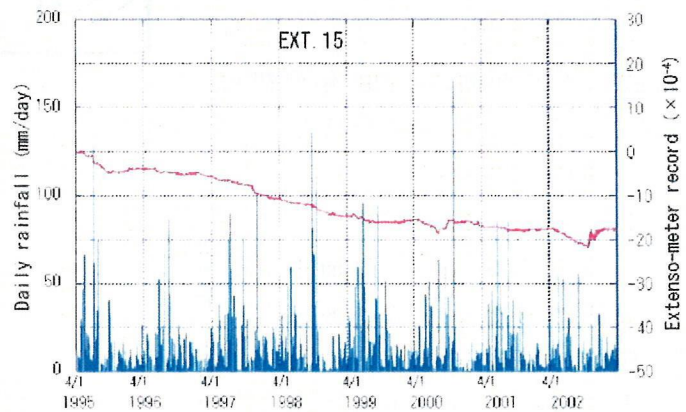


図 3-17 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録 (Ext. 15)

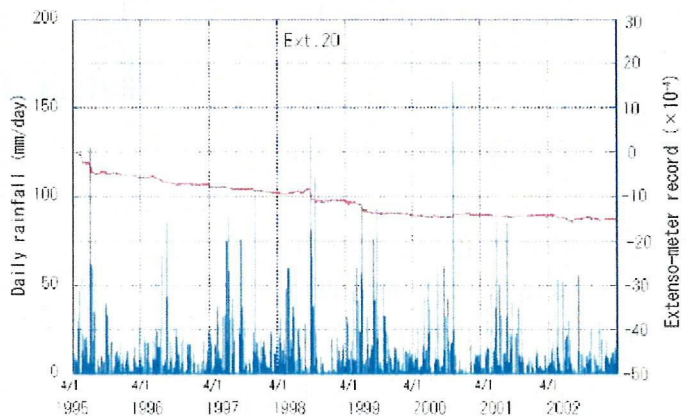
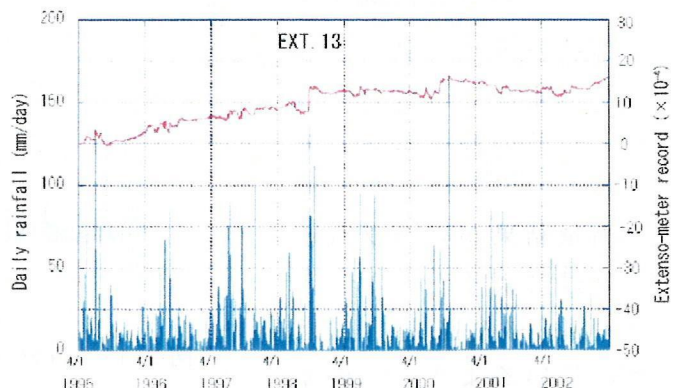


図 3-18 道路建設の時期をはさんだ伸縮計記録



ほとんど変化が見られず、圧縮が継続していたり、伸長が継続していたり、そのいずれもほとんど現れていなかったり、あるいは、圧縮や伸長が交互に現れたり、小さかったりと、その変化の傾向が明瞭ではなかった。すなわち、上記にあげたもの以外の伸縮計記録には、道路建設との関係を見出すことはできなかった。

3.4 まとめ

西井川地すべり地においてトータルステーション測量を継続的に行い、地すべり挙動を解析した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) トータルステーション測量は実施の時期が枝葉の少ない季節に限られるものの、器械誤差や人為誤差についても検討した結果、地すべり地内の地表面変動を面的に把握するのに十分使用可能な手法である。
- (2) トータルステーション測量の技量にも依存するが、座標測量結果を多くの器械点で行った場合、座標値に入る誤差の累積により地すべり挙動の解析には適さなくなる場合がある。しかし、その場合でも、直接視準した区間の距離の解析、および、器械点間の距離の解析により、地すべり挙動を面的にとらえることは可能である。
- (3) 西井川地すべりの挙動についてわかったことは以下のとおりである。
 - (3-1) 西井川地すべり地は地すべり斜面全体が圧縮されるような傾向がある。
 - (3-2) 地すべり挙動は5つの小ブロックの動きに細分することができる。
 - (3-3) 上部のブロックから下部のブロックにかけて圧縮力が加わって、中間部のブロックが外側に押し出されるような動きをしていると見ることができる。
 - (3-4) 斜面脚部のような壁だけでは地すべり挙動による押し出しの動きは今後とも抑えきれず継続すると考えられる。
- (4) 作業道建設における土塊の掘削量は地すべり移動土塊全体に比べると無視できるほどのものであるが、少なくともひとつの地すべりブロックに顕著な変動を発生させるものであった。

4. マサ土を使った土質試験からの考察

4.1 はじめに

応力解放の事例は先にとりあげた採石場や道路開発、宅地開発などの現場でたびたび認められ、問題となっている。しかし、必ずしも、応力解放につながる採石や切土などの行為をしたときにすぐに問題となるようなリアクションが生ずる場合ばかりではなく、ある程度の時間をおいて発生することがある。外力としての応力の変化は採石や切土の行為とともに、地盤に対してはすぐに与えられるものであるが、結果としてのリアクション発生までのタイムラグを産む原因は何かについて考察する必要がある。ここではもっとも簡単な土質試験のひとつである一面せん断試験を使ってこの問題を考えて行くことにする。

4.2 基本的な物理特性確認のための実験

ここで用いた実験装置は、表層崩壊発生場の 10 kN/m^2 程度以下の低応力条件下での実験が可能、かつ、大雨の場合を想定した飽和条件に相当する水浸状態での実験が可能、また、せん断箱が $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ の大きさであることから比較的大きな粒径を伴う風化花崗岩土砂であるマサ土の試料をほとんどそのまま使った実験が可能、現地への持ち運びも可能、というような特徴を備えた現場一面せん断試験機である(海堀・佐々、1981)。

供試体の作成に用いた試料は、東広島市で過去の豪雨の際に起きた崩壊や土石流の発生現地周辺にふつうに見られるマサ土で、ごく表面の黒色土壌層を除いてその下の数十～100 cm 程度の深さに分布する表層土層から採取したものである。広島に広く分布する一般のマサ土と同じで、風化が進んで細粒化した部分も多いが、数 mm 程度のレキも混じっている。採取した土には、わずかながら 20 mm 程度以上の小石相当のレキや根系も混じっていたが、供試体の作成時には極力、これらについては取り除くようにした。

実験には攪乱試料を初期の乾燥密度が $1.45 \sim 1.65 \text{ g/cm}^3$ 程度の範囲で所定の密度となるように詰め固めたものを用いた。

水分条件をコントロールするために、あらかじめ所定の含水比に調整して混ぜ合わせた試料を詰め固めた場合と、あらかじめ所定の乾燥密度で詰め固めた後、上から所定の含水比になるのに必要な水量を加えた場合(写真 4-1)、さらに、下から吸い上げさせる形で水を加えた場合の 3 通りを試している。これ以外に、乾燥状態のままの場合とせん断箱ごと水浸させて(写真 4-2) 飽和状態で試験を実施した場合についても行っている。



写真 4-1 上部から加水する場合



写真 4-2 せん断箱ごと水浸させる場合

実験に用いた垂直応力は、多くの表層崩壊発生現地の状況から見て、深さ1m前後までの大きさを想定し、2.11~15.24 kN/m²の範囲とした。

本実験では応力解放による影響の出現に時間遅れ等を伴うことの解明が目的であるので、たとえば、垂直応力が15.24 kN/m²というひとつの条件下で、さまざまな含水比、水の与え方、乾燥密度、供試体作成手法等を試みた。図4-1にその結果から、せん断応力と変位の関係を示す。この図からいくつかの特徴を読みとることができる。せん断試験機内で水浸飽和させた状態で求められた強度は、ピーク強度についても残留強度についても明らかに小さめであること。含水比0.9%のほとんど乾燥状態に近い試料で作製した供試体は比較的変位の小さな段階でピーク強度を示した後、飽和の供試体が見せるような小さめの残留強度値付近まで低下すること。あらかじめ含水比を5.3%、10.4%に調整した試料を使って供試体を作製したものについては、初期乾燥密度が1.45g/cm³程度にしかならず、他の供試体(含水比0.9%のものは1.51 g/cm³と1.55 g/cm³、その他は1.60~1.66 g/cm³の範囲に分布)よりも低密度であったことから、ピークを持たない曲線となっていること。また、それにも関わらず、他の数~十数%の含水比を持つ供試体が見せるやや高めの残留強度付近に落ち着いていること。含水比の増加に伴ってピークの発現が遅れ、また、ある程度の含水比を超えるとピークの大きさ自体が低下すること、などである。

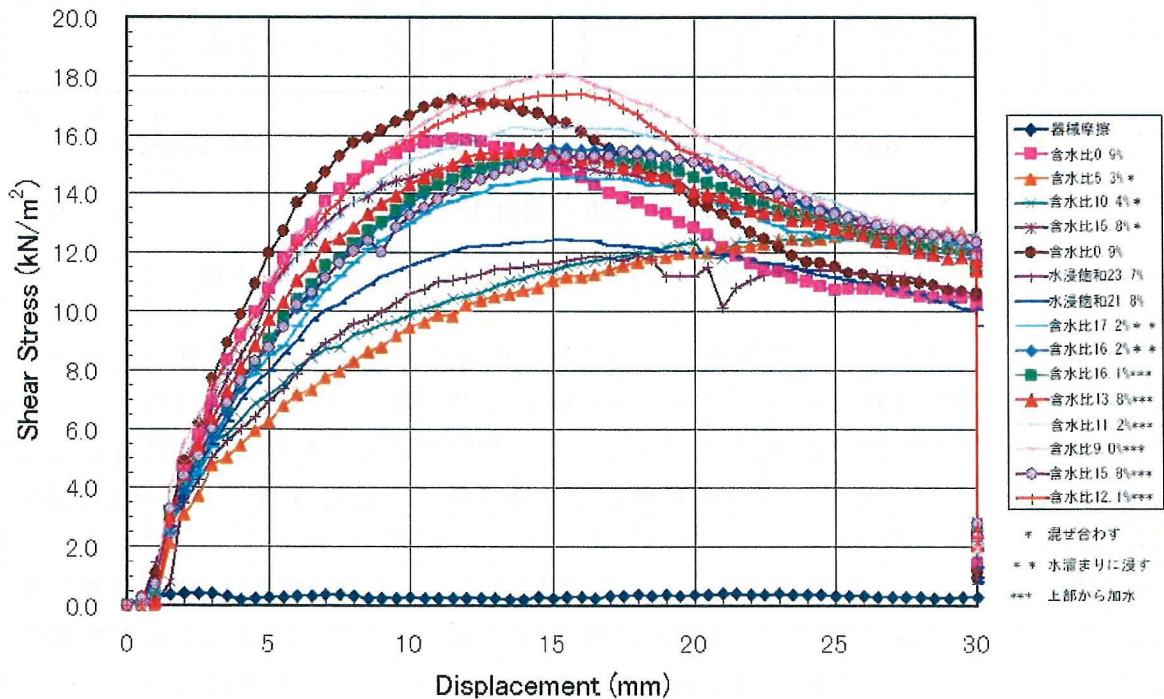


図4-1 応力-変位曲線 ($\sigma = 15.2 \text{ kN/m}^2$ の場合)

含水比に対するピーク強度、残留強度、さらに、垂直応力を除去したときでも発揮する強度について調べるために、図4-2のような形にまとめてみた。

さまざまな含水比条件を設定した上でのせん断試験であったので、不飽和時のサクシヨンの影響が特にピーク強度に大きなばらつきを与えていることがわかる。この結果、含水比条件に対するピーク強度の傾向については必ずしも明瞭な関係を示すということには

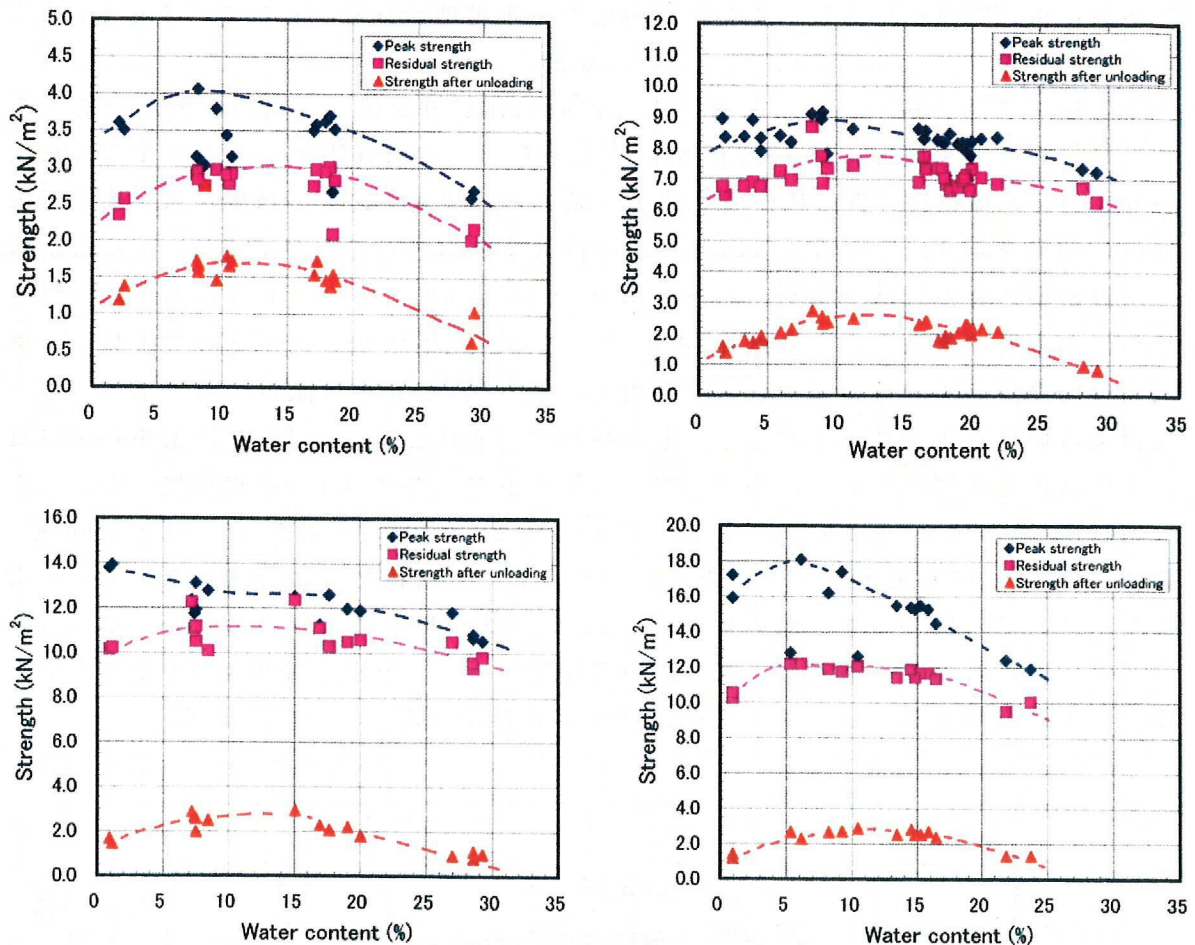


図 4-2 強度と含水比の関係
 (左上) $\sigma = 2.1 \text{ kN/m}^2$ の場合、(右上) $\sigma = 9.1 \text{ kN/m}^2$ の場合、
 (左下) $\sigma = 14.2 \text{ kN/m}^2$ の場合、(右下) $\sigma = 15.2 \text{ kN/m}^2$ の場合

ならなかった。また、ピーク強度については、供試体の密度条件の影響も大きいことがわかっている。密度条件は適度に様に詰め固めて整えたとはいえ、まったく同一の値にはなっておらず、含水比の影響だけでなく、この密度のばらつきもピーク強度のばらつきにつながっている。そこで、30 mm 程度のせん断変位を与えた条件での強度 (30 mm の変位は供試体の長さ 200 mm に対して15%にあたる。完全ではないが、ここではこれを残留強度と呼んでおく) で比較することにした。残留強度はいわゆる残留状態で発揮される強度のことである。残留状態では、初期の密度条件にかかわらず、ほぼ一定の密度条件が形成されていることから、試験ごとの密度差の影響がかなり小さなものになっていると考えられる。ただし、このことはあくまでもせん断ゾーンだけで成り立っているもので、今回用いたせん断箱の中のすべての部分で様な密度が形成されているのではない。そのため、せん断箱内のすべての試料の平均値としての密度は、残留状態にあるはずの密度値であっても試験ごとにばらつきを生じる結果となっている。しかし、少なくとも、せん断ゾーンでは残留状態での密度条件はほぼ同一の状態になっているものと考えられるので、実験結果を相互に比較することにした。

図 4-2 を詳しく考察する前に、基本的なこととして、残留状態における強度の含水比による違いが摩擦力成分に現れているのか、粘着力成分に現れているのかについて見てみる。

そこで、図 4-2 の垂直応力ごとに、含水比 1%、5%、10%、15%、20%、および、飽和という条件下で、発揮されている残留強度がどのような大きさとして読みとれたかをもとに、グラフ化してみた(図 4-3)。多少のばらつきがあるので厳密なことまでは言えないが、含水比の変化によって生じる強度の差は主に粘着力成分の差として評価できることを示しているように読みとれる。この図からは、マサ土の残留状態でのせん断強度定数は、内部摩擦角が含水比にかかわらず約 32° 、粘着力が飽和時には 0.5 kN/m^2 、5~15%含水比での極大値を示すときには約 2 kN/m^2 であることがわかる。

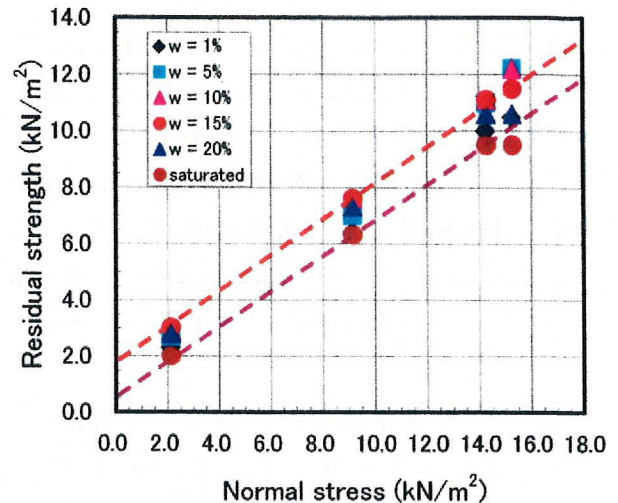


図 4-3 含水比別の残留強度から求めた $\sigma - \tau_r$ 関係

さて、図 4-2 から、残留強度やさらにそこから垂直応力を除去した場合の強度については、ほぼ一様の傾向が認められる。すなわち、乾燥状態と飽和の条件において発揮されるこれらの強度は、明らかに 10~15%の含水比条件の下で発揮される強度よりも小さいという傾向である。また同時に、乾燥側の最低値よりも飽和側の最低値の方がより小さな値であることもわかる。これは、飽和時に土粒子には浮力が発生し、その分だけ自重に起因する有効垂直応力が小さくなるためであると考えられる。

また、もうひとつ非常に重要なこととして、垂直応力を除去してもなお含水比の違いによる強度の違いの傾向がしっかりと保持されていることがあげられる。実験データにはばらつきが大きいので残留強度と含水比の関係がそのまま厳密に保持されているかどうかを結論づけることは難しい。しかし、10~15%含水比の時には拘束応力が解放されたときでもより大きな強度が残留するという傾向は明確に認められる。すなわち、この強度が発揮されている間がタイムラグとして現れると考えられる。なお、いくつかの実験においては、拘束応力除去後の残留強度が供試体に水を加えることで飽和時の低い値まで低下することをはっきりと確認することができた。

4.3 応力解放との関係についての考察

今回の実験は表層崩壊を対象にした応力レベルも小さなものであったが、先行応力の違いで除荷後の残留強度に差が出ることもわかった(図 4-4)。すなわち、大きな除荷

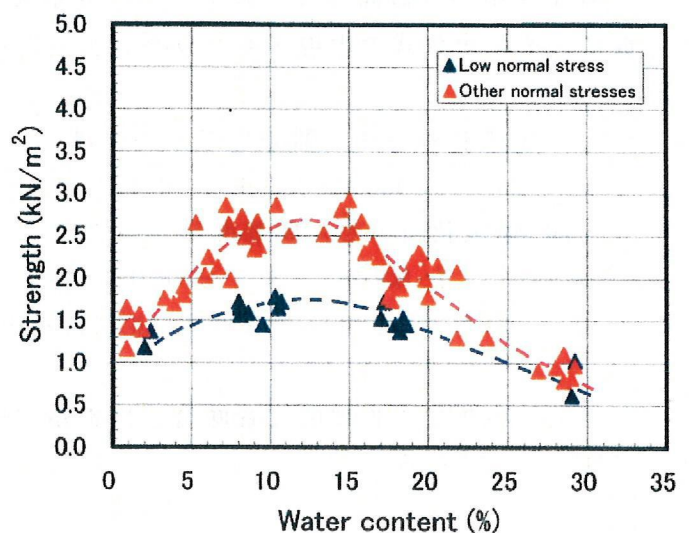


図 4-4 除荷後の残留強度への先行応力と含水比の影響
 Low normal stress: 除荷前には $\sigma = 2.1 \text{ kN/m}^2$
 Other normal stresses: 除荷前には $\sigma = 9.1 \sim 15.2 \text{ kN/m}^2$

につながる場合に、適度な含水比が与えられているときには飽和時に比べてかなり大きな強度を保ちうる。しかし、その強度は主に細粒物質の間隙におけるサクションが寄与するものであると思われ安定的なものではなく、先に述べたように含水比の増加とともに強度が低下する傾向を持つことになる。

仮に、応力解放の影響が斜面の不安定化につながっていないように見える場合であっても、斜面地盤の水分条件次第ではその後不安定化する場合のあることがわかる。これは単なるタイムラグの問題ではなく、斜面地盤に与えられる水分条件の影響が大きいことを示しており、水分条件の変化に伴う強度変化の定量的な推測が非常に重要であることを意味している。

そこで、含水比ごとに強度の発現がどの程度小さくなっているかを見積もるために、変位ごとの強度と含水比の関係を図 4-5 に示してみた。この図は、供試体の長さ 200 mm に対して 2.5% にあたる 5 mm 変位時、および、5.0% にあたる 10 mm 変位時において発揮されていたせん断強度を供試体の含水比に対してプロットしたものである。なお、7.5% にあたる 15 mm 変位まで進むと、含水比の小さな比較的乾燥した供試体ではすでにピーク強度を超えて強度が低下しているものがあり、その時の強度値が必ずしも含水比に対して一定の傾向で並ぶこととはならなかった。

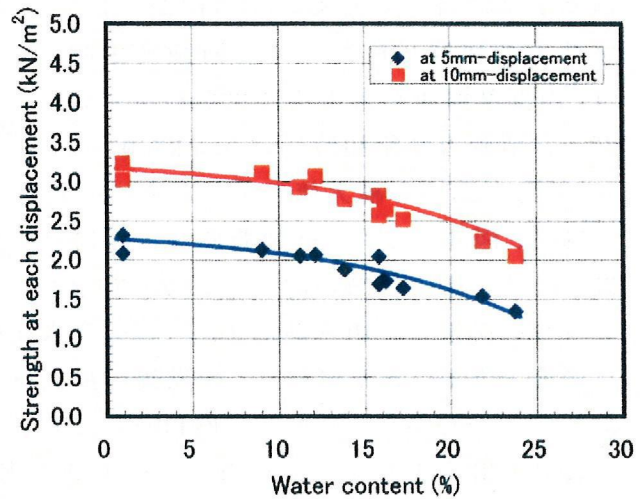


図 4-5 含水比ごとの変位と強度 ($\sigma = 15.2 \text{ kN/m}^2$ の場合)

また、その変位時以前の強度の最大値をとった場合でも、変位が進むにつれて含水比に対する傾向は不明瞭なものとなったことから、採用した変位は 5 mm と 10 mm の 2 つとした。

図 4-5 中の近似曲線は実験データの分布状況からフリーハンドで描いたものであるが、仮に、それを数式で表現すると以下のようなになる。

5 mm 変位時のせん断強度については、

$$Y \text{ (kN/m}^2\text{)} = 2.4 - 0.13 \exp^{0.09X} \quad \dots \text{(式 4-1)}$$

10 mm 変位時のせん断強度については、

$$Y \text{ (kN/m}^2\text{)} = 3.3 - 0.13 \exp^{0.09X} \quad \dots \text{(式 4-2)}$$

ここで、Y はせん断強度、X は含水比である。

これらの数式の物理的な意味合いは定かではないが、含水比の上昇とともに強度の発現が抑えられる傾向を、

$$Y = K_1 - K_2 \cdot \exp(K_3 \cdot X) \quad \dots \text{(式 4-3)}$$

の形で一般化できる可能性がある。

また、この式 4-3 を次のように変形すると、

$$K_1 - Y = K_2 \cdot \exp(K_3 \cdot X) \quad \dots (式 4-4)$$

$$\ln(K_1 - Y) = \ln K_2 + K_3 \cdot X \quad \dots (式 4-5)$$

極大値からの減少の仕方が含水比に対して指数関数的であることを意味する。

ここで定数 K_1 は含水比の小さな条件で供試体がその変位で発揮する強度の極大値である。また、定数 K_2 は含水比が 0% の時の強度低下量、 K_3 は強度低下量を対数表示にしたときに含水比との間でできる関係直線の勾配である。

この関係を含めたモール・クーロン等の破壊基準を作ることができれば、含水比の条件変化と応力解放などの応力変化に対応した強度を推算できることになる。実用的な観点からは、たとえば、含水比変化の影響を示す上式をクーロンの破壊基準の中の粘着力項へ導入することが考えられる。

4.4 マサ土分布地域での現地事例の考察

第 1 章で扱った三原市河内町入野の事例では、採石場としての応力解放が斜面地盤内に亀裂の発生という形で弱部を生成する要因となり、さらに、芸予地震による緩みに加わった後、降雨が浸入する形で地すべりの挙動につながったと思われる。ただし、地質構造の観点から、粘土脈の入り方がたまたま斜面の地すべりの挙動を加速する方向でなかったことや誘因となる豪雨が地すべりの挙動の見られた頃以降、ほとんど降らなかったことなどのために、結局は斜面全体の崩落に至らずに終息した。

また、これとは別の事例であるが、道路開設のために斜面の一部を切土したことによって斜面地盤が不安定化し、小規模に崩れ始めたところがあった。そのときの斜面の異常の経緯、および、現地でのクラックの分布状況および地質構造の状況調査等からは以下のようなことが考えられた。

- (1) 発生原因は直前に実施した最終掘削による応力解放で、これが斜面脚部における粘土細脈を伴った鉛直系の節理構造のトップリング挙動をもたらした。この挙動が小崩壊と上部への応力解放傾向の伝播につながり、周囲のクラックの形成に発展した。
- (2) 掘削による応力解放分にあたる抑え盛土の応急的な施工によりその後はクラックの拡大等の異常は起きていない。このことから、上方への進行性破壊を防ぐ意味からも早期の斜面脚部の補強による安定化が必要であるといえる。
- (3) 降雨の状況を見ると、斜面異常発生の 10 日前～7 日前にかけて合計で 30～40 mm 降ってはいるが、それ以降は、斜面異常発生の 4 日前および 2 日前にそれぞれ数 mm 降っただけである。また、23 日前～22 日前にかけて 20～30 mm、18 日前に 20～30 mm のまとまった雨が降っており、このときの方が斜面に対する降雨の影響は大きかったはずである。すなわち、初めて異常の見つかった日およびその直前に特別に降雨の影響による強度低下が発生したとは考えにくい。しかし、小崩壊が起きてからは斜面にクラックが現れ、地盤の強度低下が起きてしまっている。地震後の地盤が非常に小さな降雨でも崩れるように、亀裂等の形成や小崩壊発生などの強度低下後には中小規模

の雨でも危険な状態になる可能性がある。

- (4) 粘土細脈を伴った鉛直系の節理構造は斜面の走向にほぼ平行で、地中水の流れを遮るような走向・傾斜を有していることから、地盤の強度低下に加えて、短時間強雨時の斜面地盤内の排水がスムーズに行われがたいことによる間隙水圧の上昇による危険性が指摘できる。
- (5) 節理構造の発達のあるところに掘削による応力解放が加わり、一時的にそれに伴うクラックが発生していたと思われる箇所があった。しかし、その後は斜面脚部への擁壁が完成しており、きっかけとなった応力解放への対処は完了していると見ることができる。それにより、過去に発生したクラックは現状では拡大していないものと判断される。
- (6) しかし、安定しているように見えるのは、その後、大きな雨が降ってなかったことによるだけであるとも考えられるため、しばらくは、降雨後の監視を継続することが必要である。

このマサ土斜面についても、異常出水のあった部分や地中の水みちの調査をもとにした排水対策とともに、解放された応力に見合うだけの応急的な盛土措置、脚部固定、アンカー工などが効果的に働き、その後の異常の拡大に至ることはなかった。

4.5 まとめ

マサ土試料を使った土質試験から、応力解放時の残留強度についても含水比条件が非常に大きな影響を有していることがわかった。斜面地盤の強度算定においてもこの含水比条件を含めた取り扱いが必要である。すなわち、単に、応力解放分の強度低下だけを想定するだけではなく、その後の気象変化等に伴う地盤内の含水比変化や水分量のコントロールについても想定に入れることで、より危険な場面を回避することにつながるだろう。

5. 花崗岩類以外の地質分布地域における事例調査

5.1 2004年台風10号豪雨により発生した大規模崩壊

大規模な崩壊が発生した斜面地盤は一種の応力解放の状態となっている。このような見方のできる事例が2004年8月に徳島県那賀川上流の旧木沢村(現、那賀町)阿津江地区で発生した(写真5-1)。この写真の崩壊の大きさは長さが約850~1,000m、幅が100~130m、深さが5~15m程度で、約100万m³の土砂移動であった。この崩壊そのものは、2004年7月下旬から8月2日にかけての台風10号がもたらした豪雨によって発生した。この時の豪雨は8月1日だけで旧上那賀町にある四国電力(株)海川観測点で1,317mm(日雨量の新記録)を観測(その周辺地域の日雨量も四国電力(株)小見野々観測点(旧木頭村)で1,195mm、国土交通省那賀川水系管轄の沢谷観測点(旧木沢村)で1,006mm、徳島県管轄の名古ノ瀬観測点(木沢村)で911mm)、また、4日間で2,000mm超の激しきで、写真にある最初の大規模な崩壊発生につながった(日浦・海堀ほか、2004; 末峯・海堀ほか、2004)。しかし、斜面の異常はこの規模では収まっていないことが現地調査や空中写真から明らかになった。背後の斜面の至るところに段差や亀裂が断続的に認められたのである(写真5-2)。メインの崩壊は1日のうちに起きたが、それによる応力解放の影響はその後しばらく続く可能性があった。また、亀裂や段差等から雨水などが浸入しやすくなっており、さらに大規模な崩壊に拡大することが懸念された。

王・末峯らのグループは2004年8月21日以降、現地に伸縮計を設置し、その動きを計測した。その結果、2004年12月末までの間に、約250mmの累積移動量を観測したが、そのほとんど80%は9月末までの大きな降雨があった後に集中している。その後は10月半ばの1時間50mmを超える強雨のあった後、一時的に20mm超の大きな動きが見られたが、時間の経過とともにその動きは急激に小さくなった(G. Wang *et al.*, 2005a, G. Wang *et al.*, 2005b; 王・末峯ほか、2006など)。

以上の経緯は、最初に豪雨によって大規模な崩壊が発生することによって、周囲の斜面地盤にも一種の応力解放状態が生じ、それが亀裂等の発生につながるが、そこにさらに強雨や豪雨などが加わることで強度の低下が加速し、地すべりの挙動が拡大したことを示



写真 5-1 阿津江地区の崩壊

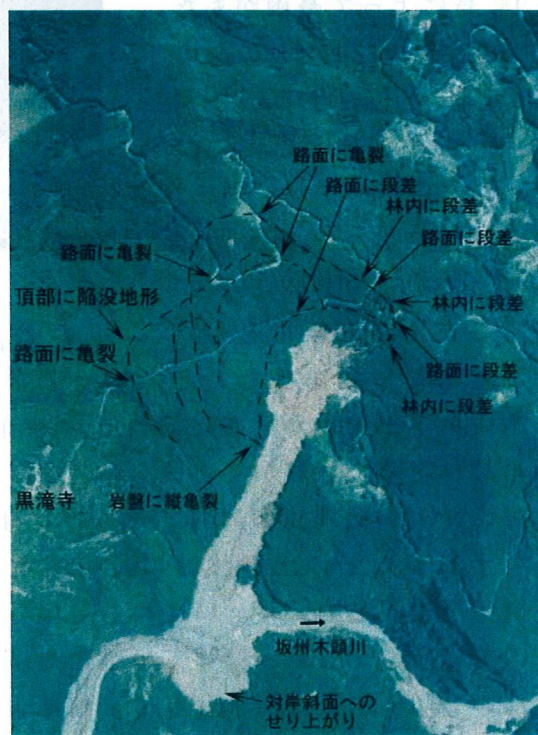


写真 5-2 背後に見られる段差や亀裂の位置

していると考えられる。

5.2 2004年台風15号と台風21号豪雨による崩壊の発生のパターン

四国では前節の台風10号豪雨に続いて、8月半ばには台風15号によって、9月末には台風21号によって、豪雨がもたらされ、特に、香川県や愛媛県の瀬戸内海沿岸地域で多数の土砂災害が発生する事態となった。ここでは、香川県旧大野原町の2度にわたる豪雨災害の比較をしながら、素因・誘因の特徴について検討する(海堀、2005)。

5.2.1 香川県大野原町周辺での台風15号豪雨による災害と降雨の概要

8月17日～18日に台風15号によって豪雨がもたらされ、香川県大野原町では発生した土石流と濁流により2名が犠牲になった(写真5-3)。写真には右側に撤去中の集会所が写っているが、中央奥からの支流がほぼまともにあたる位置にあったこと



写真 5-3 台風15号豪雨の土石流と濁流で犠牲者の出た香川県大野原町の現場

写真中央奥から土石流が流下。右が犠牲者の出た撤去中の集会所。避難所にもなっていた。

や中央下部を右から左に流れる本川前田川に近い位置にあったことがわかる。谷の出口は自然林で覆われている。また、途中の流路沿いには一部人工林地帯があるものの、土砂移動の発生開始地点の周辺でもむしろ自然林地帯が多く分布している。

土石流などの土砂移動の発生箇所は他にも数箇所で見られるが、いずれも規模は大きいものではなく、また、総じて箇所数も多い方ではない(写真5-4)。同じ台風の豪雨によってもたらされた愛媛県新居浜市周辺や後でとりあげる台風21号豪雨による同じ旧大野原町周辺の土砂移動発生状況と比べると、対照的である。これらが雨量の違いに起因するのか、地質・地形・植生などの自然的素因の違いに起因するの

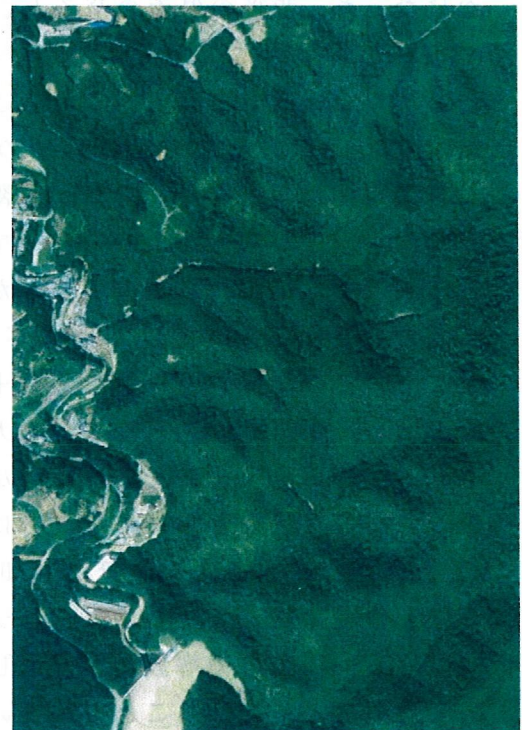


写真 5-4 犠牲者の出た土石流とその周辺の状況
(香川県旧大野原町)

多発というような土砂移動発生状況ではないことがわかる。赤丸は土石流のきっかけとなった源頭部崩壊地。白丸は犠牲者の出た集会所のあった位置。下部は五郷ダム湖。(中日本航空(株)2004年8月24日撮影)

かを明らかにすることは重要である。

まず、台風 15 号豪雨がこの地域にはどのような雨量をもたらしたかをみる。写真 5-4

の下部に写っている五郷ダム(香川県管轄)の雨量観測値を使って、降雨の推移を示す(図 5-1)。災害の発生時刻は 17 時 30 分頃であるとの住民からの情報を得ている。15 時までの 1 時間に 54 mm/h もの強雨がもたらされているが、この時点ではまだこの観測点より北側へ約 800 m の位置での土石流災害には至っていない。しかし、16 時時点での実効雨量値が約 160 mm のところにその後の 2 時間で

約 70 mm/2h もの強雨が加わったことがここでの土石流発生につながったことがわかる。ただし、周辺一帯での多発が見られないことから、この降雨条件は土石流発生条件の下限値に近い値であると推測される。

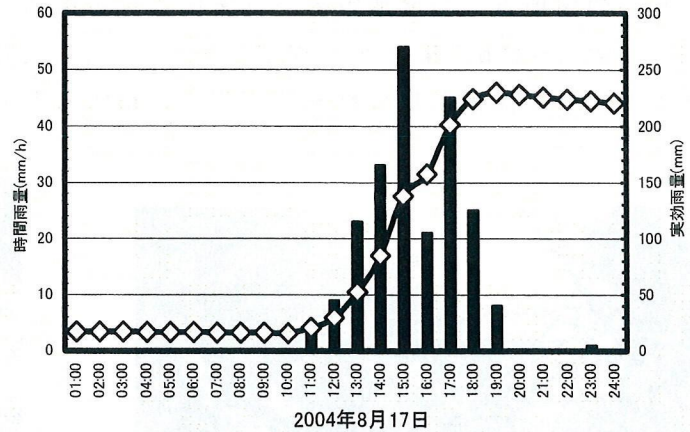


図 5-1 旧大野原町にある五郷ダム(香川県管轄)での観測雨量(2004年8月17日)

棒グラフは1時間雨量、折れ線は72時間半減実効雨量を示す。観測点の北800mの位置で犠牲者を出した土石流災害が17時30分頃に発生している。

5.2.2 台風 15 号豪雨の土石流で犠牲者の出た大野原町の溪流現地調査

この流域が周辺に比べて土石流の発生に至りやすかった何らかの要因を調べるために、現地調査を行った。谷出口のすぐ上流部、中流部、および、源頭部崩壊地の状況を写真 5-5 ~ 写真 5-7 に示す。

土石流の流下した河床は傾斜した層理面が顕著であるが、比較的硬い砂岩や泥岩の互層が露出していた(写真 5-5、写真 5-6)。地質図によると、このあたりは白亜紀後期の和泉層群の砂岩・泥岩の互層が分布しているが、ちょうどこのあたりが北西側の砂岩勝ち互層と南東側の泥岩勝ち互

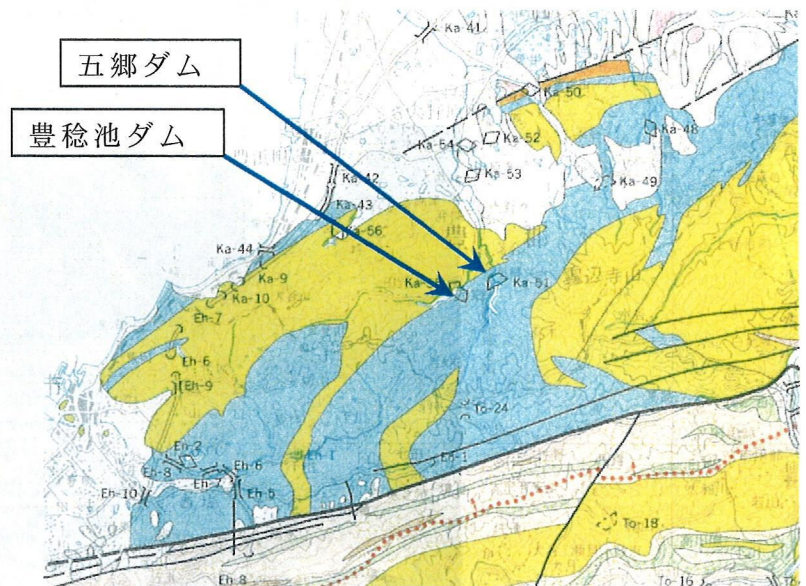


図 5-2 香川県大野原町周辺の地質図(四国地方土木地質図編纂委員会、1998より)

図中の黒色の太い実線は中央構造線、その北方にある水色がかかった部分が泥岩勝ちの砂岩泥岩互層、黄色がかかった部分が砂岩勝ちの砂岩泥岩互層。

層の境界付近にあたる(図 5-2)。流路は、幅約 8 m、深さ 3~8 m で連続した小滝が形成されており、勾配が 10~22° の範囲で変化する。流路の周辺には広葉樹を主とした自然林が多いが、中流部の左岸側には一部スギ・ヒノキの人工林も分布していた。しかし、土砂移動の開始地点の崩壊地周辺は自然林の分布地帯であった(写真 5-7)。崩壊地の傾斜は約 34°、幅 5~8 m、深さ 2 m 程度である。特に、周辺と比べてこの溪流の表層土の強度が低下していた様子も見られず、また、いわゆる人工林地帯というものでもなかった。



写真 5-6 大野原町の土石流流路の状況
中流部。傾斜・褶曲した層理が明瞭な堅い岩盤の露出した溪床である。部分的に人工林の分布した場にあたる。調査日は2004年9月18日。

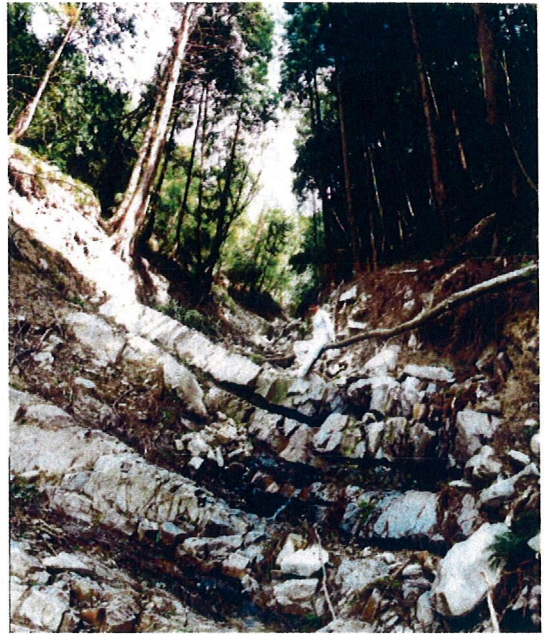


写真 5-5 大野原町の土石流流路の状況
谷出口のすぐ上流。傾斜した層理が明瞭な堅い岩盤の露出した溪床である。周辺植生は広葉樹が主の自然林。台風 15 号の豪雨(2004 年 8 月 17 日)かその後の豪雨により溪岸から根こそぎ崩れて流路に入りこんでいる。調査日は 2004 年 9 月 18 日。



写真 5-7 大野原町の土石流源頭部崩壊地の直下部
溪床にはいぜんとして部分的だが岩盤の露出が見られる。礫質土壌である。崩壊地勾配は 34°、広葉樹を主とした自然林地帯での崩壊である。

現地調査からは必ずしも、この溪流が周辺の他の溪流に比べて土石流が発生しやすい素因を有しているといえるかどうかは明瞭にはならなかったが、過去の地殻変動の応力を受けて褶曲や断層構造を持つ地域であることが確認できた。

5.2.3 香川県大野原町周辺での台風 21 号豪雨による土砂移動

2004 年台風 21 号は愛媛県西条市、新居浜市、四国中央市に豪雨をもたらし、多数の犠牲者をともなう土砂災害を引きおこした。このとき、雨域は西から東へと移り変わっていき、香川県西南部県境近くに位置する大野原町では、愛媛県で強雨域が終盤になった 2004 年 9 月 29 日 17 時ごろから 1 時間雨量が 40~60 mm/h を超えるような猛烈な降り方となった。おそらくこのときに下記に示す多くの土砂移動現象が起きたものと思われる。

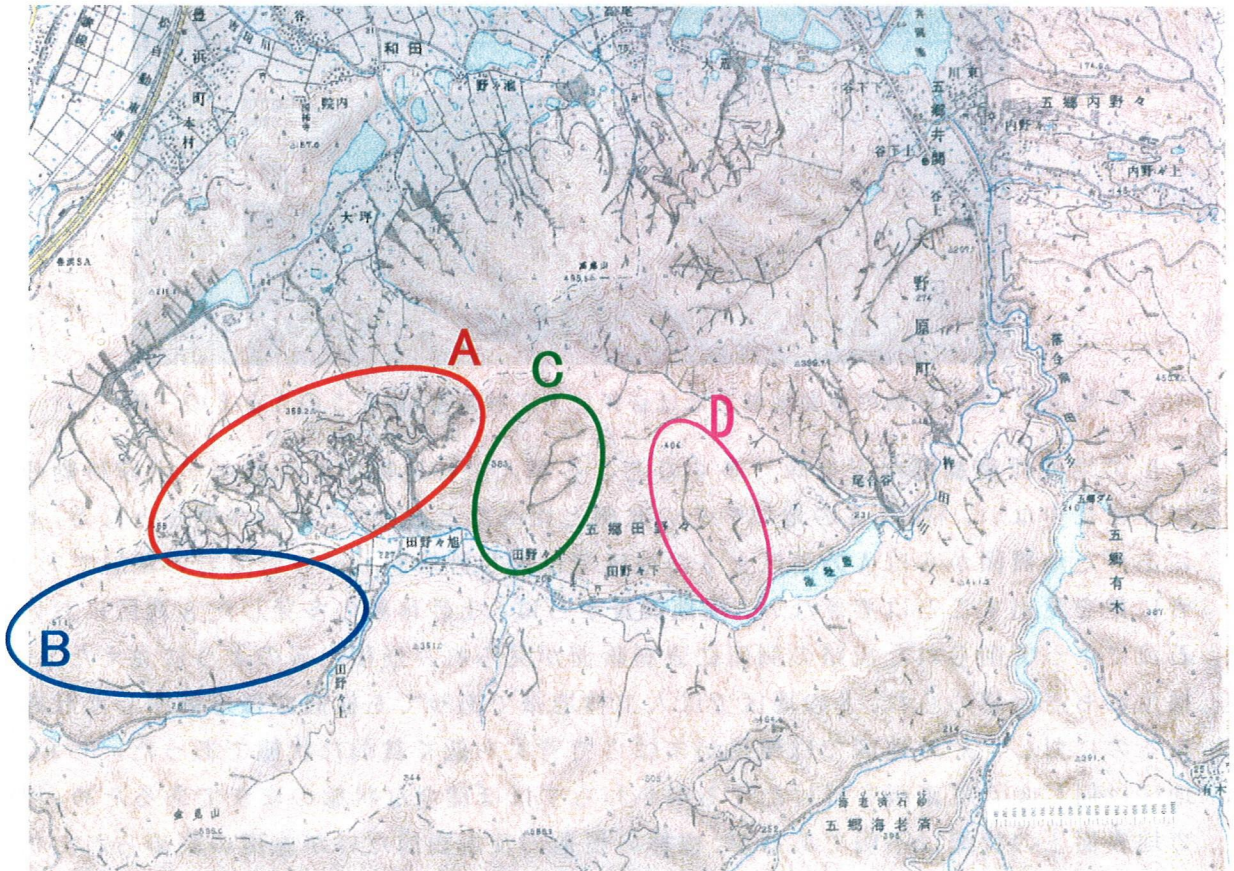


図 5-3 香川県大野原町周辺の土砂移動分布図 (2004 年 10 月 6 日 (株) 四航コンサルタント撮影空中写真より)

8 月 17 日に豪雨をもたらした台風 15 号の時に比べて、9 月 29 日の台風 21 号豪雨による土砂移動の発生箇所数も分布範囲もはるかに大きいものとなっている。

台風 21 号の襲来後にあたる 2004 年 10 月 6 日に撮影された空中写真((株) 四航コンサルタント撮影)から土砂移動発生場の判読を行った(図 5-3)。五郷ダム周辺(図 5-3 の右中ほど)の状況についてそのわずか 1 ヶ月半ほど前の台風 15 号豪雨の時(写真 5-4)と比べてもわかるように、この図の周辺地域全体的に、著しく土砂移動の発生数が増加していた。このことは、台風 15 号豪雨のときにはかろうじて土砂移動が発生する下限の境界値だっ

た雨の降り方が、台風 21 号豪雨の際にはそれをはるかに上回る降り方となったためであろうことを示している。雨の降り方の影響がいかに大きいかがよくわかる事例である。

さらに図 5-3 の中で、特に土砂移動の集中が見られる A の地域は、人工的な土地改変(おそらく農地や果樹園などの利用のための造成途上にある土地であると思われる。たくさんの小道がつくられていた)の影響があった場所である(写真 5-8 の一部)。



写真 5-8 土砂移動の多発地域とほぼ皆無の人工林地帯(図 5-3 の A と B の一部)

B の地域は稜線部などを除く多くのところが人工林地帯であるのだが土砂移動の発生は非常に少ない。特に、A の地域やその北側と比べたときに、その差が明瞭となる。図 5-2 にあげた地質図からは A の地区と B の地区では同じ砂岩勝ちの砂岩泥岩の互層であり、両者に差を見出すことはできない。現地調査からは、土砂移動の多発した A 地区において土石流によって削られた流路の側面に表層断面が見られ、崩積土層のように見えた。また、植生にも差が認められ、B の地区では人工林地帯であっても樹冠がほぼ鬱閉した壮齢林であるのに対し、A の地区では植生がまばらで背丈も低く貧弱な状態であった。しかし、B 地区は同じように豪雨を受けたにもかかわらずほぼ健全な状態のままであるため、現時点で地表面下の状況は不明であるが、樹木の根系の及ぶ表層だけが強度の高められた状態となっていた効果や鬱閉した樹冠によって豪雨の一部が遮断されたことによる効果があったからではないかとも思われる。

一方、図 5-3 の C および D の地域では人工林地帯と自然林地帯とが谷や沢筋をはさんで双方とも分布しているのだが、自然林の分布しているところでの崩壊(土砂移動の開始)の方が多いことがはっきりと読みとれる。ただし、現地調査の結果、たとえば、D 地域の最下流部の豊稔池沿い道路付近には人工林の流木が多数堆積しており、流路となった谷沿いの人工林が土石流に巻き込まれたものと思われる。

ここでは詳細な記述はできないが、人工林地帯で崩壊や土石流などの土砂移動現象が目立つのは単に植生の違いだけが原因ではなく、その他の要因の影響をさらに調査・検討し

て議論すべきであることがわかる。

5.2.4 まとめ

2004年の台風にもとない香川県大野原町を対象地として降雨と土砂移動、および、植生の関係を見てきた。その結果、以下のようなことがわかった。

- (1) 台風15号のもたらした豪雨により香川県大野原町でも犠牲者をともなう土石流が発生した。しかし、このときの豪雨はようやく土石流の発生条件を満たし始める、いわば下限値となるような雨量や降雨形態であった。
- (2) 犠牲者を出した土石流は広葉樹を主とした自然林地帯の崩壊土砂が流動して流下したものであり、溪流途中で溪岸・溪床を侵食し、あるいは、支流からの土砂を得て拡大したものである。流路の途中に人工林地帯もあったが、おおむね自然林地帯での土砂移動といえる。
- (3) 台風21号のもたらした豪雨は、台風15号のときよりも多くの箇所で土砂移動現象を引き起こした。地質・地形・植生などの素因となる条件は同一であることから、誘因としての降雨量や降雨形態が土石流等の発生しやすくなる閾値を上まわったためであると考えられる。
- (4) 土砂移動の集中的に起きている場所として目立ったところは人工改変地(農地、または、その他の目的での人工改変地)で、小道が多数ひかれていたところであった。
- (5) それに隣り合う位置にある大規模な人工林地帯では特に土砂移動現象が発生していなかった。
- (6) 土石流の発生した溪流流域で、人工林地帯と自然林地帯が谷または沢筋をはさんで分布している2つのケースを見たが、人工林地帯からの土砂移動よりも自然林地帯からの土砂移動の方が目立つ状況であった。
- (7) 自然林地帯と人工林地帯を植生の条件だけの違いから土砂移動の発生に対して強い場所、弱い場所と区別することはできず、他の要因とあわせて判断する必要がある。

5.3 台湾国での事例

1999年9月21日、台湾国では集集地震(M7.3)により、南投縣を中心とする周辺地域で大規模なものを含む土砂移動が多数発生した(H. Te-Chin, 2000; 林, 2002ほか)。たとえば、南投縣の九分二山では幅約1 km、長さ約1.6 km、深さ約50 m、土砂量約3千5百万 m^3 の大規模崩壊が発生した(写真5-9)。また、雲林縣の草嶺では幅約1.3 km、長さ約1.7 km、深さ約200 m、土砂量約1億2千万 m^3 の大規模崩壊が発生した(写真5-10)。強い地震動による地盤の緩みは至ると

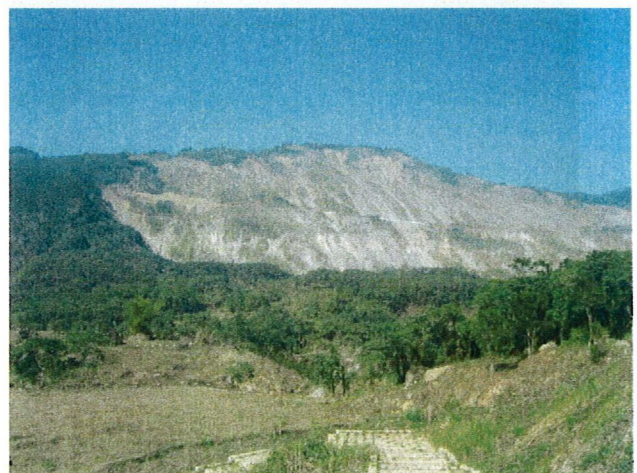


写真5-9 台湾国南投縣の九分二山の大规模崩壊
1999年9月21日の集集地震(M7.3)により発生
(2005年12月24日撮影)

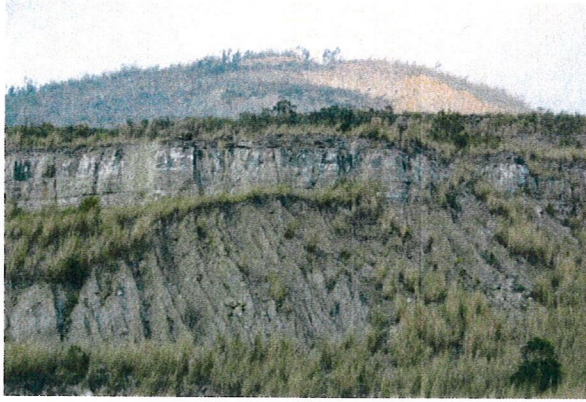


写真 5-10 台湾国雲林縣草嶺の大規模崩壊
中央部。層理面で崩れている。対象が大きすぎて1枚に納められない。(2004年12月29日撮影)



写真 5-11 九分二山の大規模崩壊に見られる層理面の浮き上がりによるすきま
(2004年12月27日撮影)



写真 5-12 九分二山の大規模崩壊の脚部に見られる押出しによるたわみ
(2004年12月27日撮影)



写真 5-13 九分二山の大規模崩壊脚部に見られる押出しによる破碎(2004年12月27日撮影)



写真 5-14 草嶺の大規模崩壊面に見られる新たな圧縮亀裂(2004年12月29日撮影)



写真 5-15 草嶺の大規模崩壊の末端部に見られる崩落(2004年12月29日撮影)

ころで発生していると思われ、その後の台風豪雨などで簡単に土砂災害が起きてしまうことが報告されている(林、2006 など)。また、この大規模崩壊発生地では双方とも層理面にすきまが形成されたり(写真 5-11)、盤ぶくれ(写真 5-12)や破碎(写真 5-13)や新たな圧縮亀裂(写真 5-14)や崩落(写真 5-15)などの現象が見られるが、これらは大きな応力解放が生じたことによる結果であると思われる。

引用文献

- 新井場公德・末峯 章(2000): すべり面の形状と土塊内応力について. 地すべりと斜面崩壊に関するシンポジウム論文集、93-102.
- Cornforth, D.H. (2005): Landslides. Ch.1, Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial / Preventive Options in Soils, Wiley, 3-7.
- Cruden, D.M. and Varnes, D.J. (1996): Landslide Types and Processes. Ch.3, Landslides: Investigation and Mitigation, Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, 36-75.
- Gonghui Wang, Akira Suemine, Gen Furuya, Masahiro Kaibori, & Kyoji Sassa(2005a): Landslides in Kisawa area, Tokushima Prefecture during the 2004 Typhoon Namtheun. Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 48B, p. 413-420.
- Gonghui Wang, Akira Suemine, Gen Furuya, Masahiro Kaibori, & Kyoji Sassa(2005b): Rainstorm-induced landslides at Kisawa village, Tokushima Prefecture, Japan, August 2004. Landslides, Vol.2, No.3, p.235-242.
- 林 拙郎(2002): 1999年台湾の地震に伴って発生した山地災害の調査. 平成12年度～平成13年度科学研究費補助金海外学術調査研究成果報告書(研究代表者: 林 拙郎)、284p.
- 林 拙郎(2006): 震災とその後の土砂災害に関する実証的研究. 平成14年度～平成17年度科学研究費補助金研究成果報告書(研究代表者: 林 拙郎)、98p.
- 広島県(2002): 河内町入野地区のり面崩落に関わる委員会資料 同参考資料. 東広島地域整備事務所建設局.
- 日浦啓全・海堀正博・末峯章・里深好文・堤大三(2004): 2004年台風10号による徳島県木沢村と上那賀町における土砂災害緊急調査報告(速報). 砂防学会誌、Vol.57, No.4、p.39-47.
- Huang Te-Chin(2000): Chi-Chi 921 Earthquake Records. 異象企業有限公司出版、73p.
- Hwang Jin Yeon・北川隆司・鈴木盛久・林 武広・山崎博史・地下まゆみ・鳥居赳志(2004): 2002年8月31日～9月1日の台風Rusa(0215号)による韓国・江陵市における斜面崩壊とそのメカニズム. 粘土科学、43、197-205.

- 海堀正博(2000)：トータルステーションを使った地すべり地表面形状の調査．京都大学防災研究所一般共同研究報告 11G-11「地すべりの移動機構と移動土塊の変形についての研究」(研究代表者：新井場公德)、33-48.
- 海堀正博(2005)：瀬戸内沿岸地域における台風豪雨による土砂災害の実態－香川県大野原町における平成16年の台風災害調査より－．日本研究、特集号3：瀬戸内の傾斜地域、その暮らしと景観、p.95-101.
- 海堀正博・佐々木康・荒木義則・森脇武夫・出来谷規人(2003)：斜面災害発生予測のための雨量指数と地形．まさ土地帯の風化及び降雨浸透特性と斜面災害に関する研究報告、(社)地盤工学会中国支部、181-240.
- 海堀正博・佐々恭二(1981)：砂防調査用現場一面セン断試験機の試作と崩壊調査への適用．京都大学農学部附属演習林報告、53、144-151.
- Kitagawa, R. (1989)：Clay veins and clay minerals in the granitic rocks in Hiroshima and Shimane Prefectures, southwest Japan. Jour. Sci. Hiroshima Univ., Ser. C, 8, 47-80.
- 北川隆司(1999)：花崗岩のマサ化のメカニズムと斜面崩壊．粘土科学、39、37-44.
- 北川隆司・門藤正幸・井上基(1995)：花崗岩中に見られる粘土細脈の応用地質学的重要性．応用地質学会中四国支部発表論文集、11-15.
- 駒村富士弥(1992)：地すべり．第3章、斜面の土砂移動現象、砂防学講座、山海堂、193-357.
- 佐々恭二(1995)：GPS(人工衛星測量)を用いた危険斜面の判定と監視、平成6年度科学研究費補助金(一般研究(A))研究成果報告書、99p.
- 関口辰夫・佐藤浩・市川清次・小白井亮一・中筋章人・高泰明(2003)：航空レーザスキャナを利用した斜面微地形の分類．平成15年度砂防学会研究発表会概要集、406-407.
- 清水孝一・岩男忠明・福嶋彩・寺田秀樹・山越隆雄・仲野公章(2003)：人工衛星による流域土砂環境の把握．平成15年度砂防学会研究発表会概要集、24-25.
- 末峯章(1999)：四国の地すべりの移動挙動．地盤工学会四国支部40周年記念論文集、85-100.

- 末峯章 (2000) : 結晶片岩地すべり地における林道建設と排水量について、第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集、215-249.
- 末峯章・海堀正博・王功輝・古谷元 (2004) : 平成 16 年台風 10 号による徳島県那賀川上流域で発生した土砂災害の緊急調査報告. 日本地すべり学会誌、Vol. 41, No. 3, pp. 87-89.
- 末峯章・島通保・小西利史 (1991) : 林道建設と地すべり活動について、第 30 回地すべり学会研究発表講演集、167-170.
- 植田友規・青山 健・北川隆司・地下まゆみ (2003) : 地盤災害. 地盤環境問題論文集、3、37-42.
- Varnes, D. J. (1978) : Slope Movement Types and Processes. Ch. 2, Landslides: Analysis and Control, Special Report 176, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D. C., 11-33.
- 渡 正亮 (1971) : 地すべりの型と対策. 地すべり、8 (1)、1-6.