

柳谷地区岩盤斜面の崩壊予測

関 信雄・堀伸三郎・成田 賢

FORECASTING OF SLOPE FAILURES IN ROCK MASS IN THE YANADANI AREA

Nobuo SEKI, Shinzaburo HORI and Masaru NARITA

Abstract

Two slope failures occurred recently in a rock mass along National Route 33 which links the cities of Matsuyama and Kochi. The first failure occurred on July 20, 1979, with a collapse of 3,000 cubic meters of ground, while the second occurred on August 27, with 1,000 cubic meters of ground collapsing. A series of site investigations, which included slope movement forecasting, were conducted from April 20, and were finally able to successfully predict approximate time of occurrence of the failures, with the result that it was possible to hold damage to a minimum. Figure 5 shows the remote control extensometer that was employed in locating the point of failure and in estimating displacement.

The formula announced by Saito in 1968 (Table 1) was used in the slope failure forecasting operation. Figure 6 shows cumulative displacement of the slope from the time the first cracks appeared until the first failure on July 20. Figure 12 shows the forecasting of the failure time by a diagrammatic method. Figures 8, 13 and 14 illustrate the semi-logarithm method for forecasting time of slope failure.

The slope failure that occurred on July 20 was preceded by a major change in displacement due to rainfall (Figure 9). Because of difficulties in identifying secondary creep, the successful forecasting of the time of slope failure was accomplished 2 or 3 days before the failure, when the tertiary creep failure stage was reached. Figure 8 shows how successive semi-logarithm forecasts were corrected, so that time of failure was predicted 3 or 4 hours before the event, with an error of about 30 minutes.

The August 27 failure, which involved the movement from halfway down the slope of massive chunks of mountainside, began very abruptly due to a rainfall that had begun the previous day. As shown in Figure 14, forecasting conducted at 10:00 on the day of the failure gave time of failure to be 12:30, traffic was halted at 12:00 and the actual time of failure was 12:50. While the entire operation involved hairbreadth timing, the forecast was accurate to within 20 minutes.

As shown in Figure 3, the slope consists of paleozoic slate and sandstone. Figure 4 shows the system of joints present in the rock. Displacement occurred along these joints.

Figure 7 shows that the 3000 cubic meter failure of July 20 originated on the Kochi side of the slope (extensometer locations S-3 and S-5). Even though the Matsuyama side of the slope (extensometer locations S-1, S-2 and S-3) showed greater displacement and the same

acceleration tendencies, this part of the slope did not fail. Instead, movement abruptly fell off, following failure on the Kochi side, resulting in an area of potential landslides.

The reason for the difference in behavior between the Kochi and Matsuyama sides of the slope may be attributed to the differing types of landslide tendencies shown on the respective sides (Figure 17).

The characteristics of the landslide were investigated by using a high precision Borehole Inclinator. This revealed morphological changes (Figures 15 and 17) and cracking patterns. On the basis of this investigation, it was deduced that the Matsuyama side of the slope underwent a top ring type failure, while the Kochi side showed characteristics of a wedge type failure.

As a basic causative factor behind the slope movement and failure, Figure 2 shows a landslide believed to have resulted from cracking along the rock joints in the weakened gentle slope. The factors which may be thought to have directly precipitated the failure include the melting of the snow on the slope during March and April and a 400 millimeter rainfall that continued over June 20 and 21. The latter resulted in the raising of the underground water level generated pore water pressure.

1 まえがき

昭和54年4月に、国道33号線（松山—高知間）柳谷村落出付近の国道沿いの北斜面で発見された滑落崖およびオープンクラックは、その後拡大の方向にあることが確認され、斜面全体が崩壊し、災害となることが予想された。このため、斜面の監視を行ない、崩壊を事前に察知し、災害を未然に防ぐ目的で、伸縮計による変状箇所の移動量観測を中心とした調査を実施していたところ、昭和54年7月20日9時28分に約3000 m^3 の崩壊が発生し、ついで、同年8月27日12時50分に約1000 m^3 の崩壊が発生した。これらの崩壊について、いずれも齊藤の方法（1968）による崩壊予測が成功し、災害を最小限に食い止め得た。崩壊斜面は、図-1に示すように、古生界の秩父帯に位置し、砂岩、粘板岩からなり、一般的には、予測が困難といわれている岩盤斜面での崩壊である。観測期間に蓄積された膨大なデータとともに、岩盤斜面の崩壊時刻の予測については齊藤の方法が有効であったことは、今後、岩盤斜面崩壊を検討する上で、貴重な事例となるものと考えられる。

2 崩壊地の状況

2-1 地形

崩壊斜面の位置する柳谷村周辺は、四国山脈の中央に位置する山岳地で、標高1,100~1,500m級の山々が連続する。山腹斜面は一般に急峻であるが、所々侵食小起伏と思われる平坦面や、大規模地すべりに起因する緩傾斜面が発達している。

崩壊斜面は、仁淀川に面した南向き斜面で、河床標高240mの仁淀川河岸から直接立ちあがっており、斜面の

傾斜は最大60°、平均40~50°をなし、その規模は、高さ80~100m、巾約120mである。この斜面の上方には、地すべりに起因した緩斜面が連続し、斜面の西端（松山側）は、古い崩壊によって形成された浅い谷地形となっている。斜面の東方は、崩壊斜面と同様の急傾斜面が連続している。

崩壊斜面は、その微地形により、高知側斜面と松山側斜面とに区分できる。高知側斜面上には、標高320m付近と標高360m付近に遷急線が不明瞭ではあるが認められ、松山側斜面上では、標高320m付近の遷急線は明瞭であるものの、標高360m付近には認められない。なお、崩壊地周辺の地形区分図を図-2に示す。

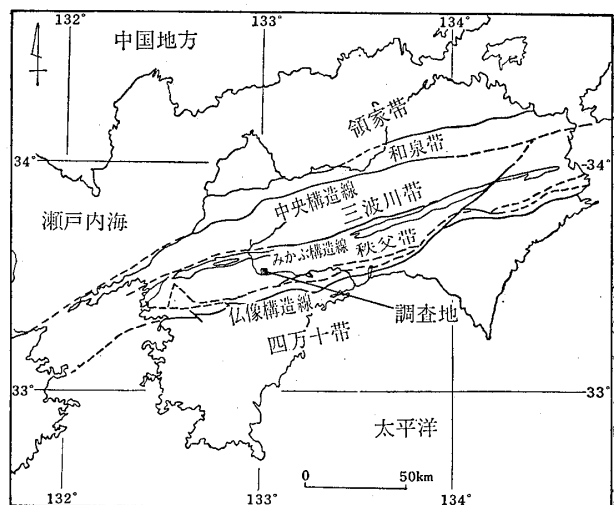


図-1 崩壊地位置図

Fig. 1 The situation of the slope failure

変状発生初期に確認された引っ張りクラックは、標高320m付近の遷急線の上方10m付近に発生しており、キレットの開口巾は、20~80cmで高知側に向かって順次拡大していった。

2-2 地質

四国地方の地質は、東西に連なる3本の構造線により大きく4地帯に区分される。3本の構造線とは、北から中央構造線、御荷鉾構造線、仏像構造線である。また、これらによって区分される4地帯とは、北から領家帯、三波川帯、秩父帯、四万十帯である(図-1)。

本地域は、秩父帯に位置し、石炭紀~二畳紀の時代に形成された秩父古生層の砂岩と粘板岩が分布している。

崩壊斜面を構成する砂岩と粘板岩は互層をなし、全体的には砂岩優勢となっている。砂岩は、堅硬で節理により大きく分断されていることが多い。また、粘板岩は、準片岩化しており、剝離性が強く、葉片状に割れやすく、一部粘土化している。斜面に分布する地層の走向は、N-S~N10°Wで、東側に20°~35°傾斜し、斜面に対して緩い受け盤となっている(図-3参照)。

松山側の地形的にやや緩斜面となっている部分には、崖錐堆積物が3~8mの層厚で分布している。

斜面周辺では、顕著な断層は認められず、粘板岩の一部を除いて岩盤は堅硬、塊状を呈するが、規則的な節理が発達する。これらの中で連続性の良い節理の方向は、地表面に発生した引っ張りクラックの方向とほぼ一致

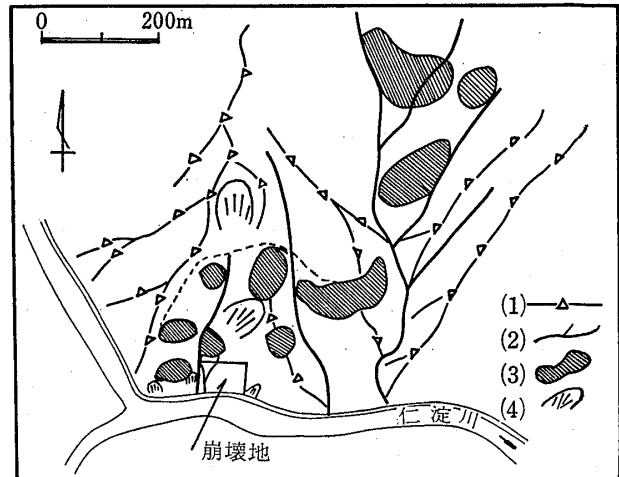


図-2 地形区分図—(1)尾根地形, (2)沢地形, (3)緩傾斜面, (4)崩壊跡地

Fig. 2 Classification of landform, (1) ridge, (2) swamp, (3) gentle slope, (4) ruins of collapse

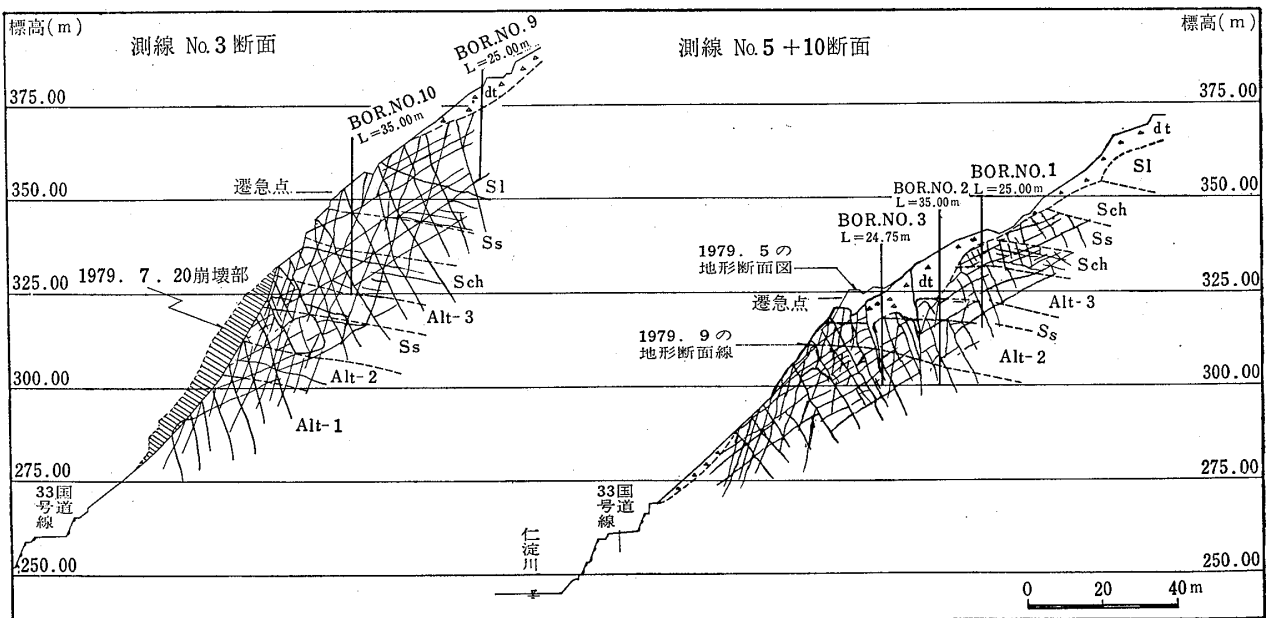


図-3 地質断面図(断面位置は図-5参照)

dt: 崖錐堆積物 (detritus deposit), sl: 粘板岩層 (slate), sch: 輝緑凝灰岩層 (schalstein), Alt.-3: 砂岩粘板岩互層 (alternation of sandstone and slate), Ss: 砂岩層 (sandstone), Alt.-2: 砂層粘板岩礫岩互層 (alternation of sandstone, and conglomerate), Alt.-1: 砂岩粘板岩珪質岩細互層 (alternation of sandstone, slate and silicified rocks)

し、その方向は E-W~N80°W をなしている。また、クラックおよび滑落崖の屈曲部は、斜交する2方向の節理の会合部にあたる。崖堆積物中に発生した直線クラックも、岩盤中の節理によって規制されている。崩壊は、斜交する2方向の節理の会合部を頂点とするクサビ状に発生している。図-4に主な節理系の延びを概念的に示す。

3 崩壊斜面の変状経過

仁淀川左岸に沿った40~60°の急傾斜面であるこの区間は、過去において落石多発区間となっており、昭和53年6月にも中規模な落石が発生している。このため、この区間の国道上には洞門が計画され、昭和53年度に基礎工事が完了し、昭和54年度には本体工事が行なわれることになっていた。しかし、この工事に着手した段階の昭和54年4月に、松山側山腹斜面中腹部のやや緩傾斜となっている林の中に、以前からある落差1m程度の滑落崖に新たなクラックが発生し、拡大した。この段階で、簡単に移動量を測定したところ、1mm/day程度の移動が認められたため、直読式伸縮計を1台(S-1)設置した(図-5参照)。

その後、全体的な斜面視察を行なったところ、高知側についても滑落崖が見られること、および滑落崖のさらに国道側の部分にもクラックが発生していることから、移動土塊はいくつかのブロックに分かれることが推定されたので、それぞれのブロックに直読式伸縮計を設置し、観測を続けることとした。この時点で、地山の移動量と

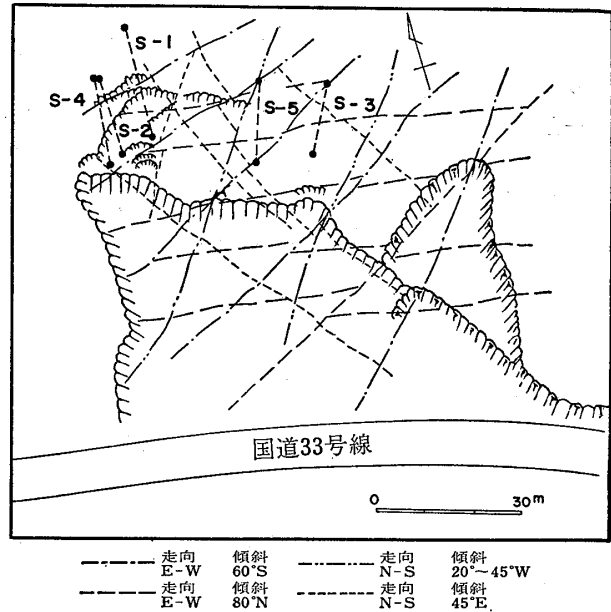


図-4 節理系図

Fig. 4 The system of joints

降雨量に明確な関係が認められ、しかも、高知側にクラックが拡大する傾向があることが明らかになった。そのために、梅雨期を迎えることもあって、観測および監視体制を強化することとし、問題の斜面下方に位置する国道33号線の安全を確保するため、図-5に示すように、伸縮計による観測体制をとるとともに、伸縮計を遠隔式に切り換え、24時間連続観測が可能な状態とした。

表-1 1崩壊時刻の予測手段

Table 1 The method for the forecasting of slope failure

方 法	○ 2次クリープ段階 $\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59$ ここに、 t_r : クリープ破壊時間(分) $\dot{\epsilon}$: 定常ひずみ速度($\times 10^{-4}/分$)		
	○ 3次クリープ段階 $t_r - t_1 = \frac{\frac{1}{2}(t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)}$ ここに、 t_1, t_2, t_3 : クリープ曲線の基準線を原点とし、等間隔にとった3点のひずみに対応する原点からの時間(分)		
クリープ段階	2次クリープ	3次クリープ	
方 法	2次グループ判定図による(概略予測)	破壊時間の図式解法による(近接予測)	セミログ法による(精密予測)
予 測 精 度	日 単 位	時 単 位	分 単 位
適 用 時 期	平常時観測, または異常時観測に入った段階で行なう	1時間毎に予測を行ない、崩壊時刻が近づくかどうかの判断に用いる	図式解法によって、崩壊時刻が接近した段階で、この方法を使用する

この段階で、落石についての安全対策は、H鋼防護柵によって行ない、片側交互通行とした。一方、全体的な斜面崩壊については、災害を最小限に食い止める方向で対応することとして、過去の事例から推して、その有効性が高いと考えられる“斉藤の方法”（表-1に示す）を採用し、崩壊に関する予測を行なうこととした。また、真名川の例（渡・1977）のように、降雨によって急激に崩壊する場合を考え、降雨時の監視は特に厳重に行なう

とともに、とくに3次段階での予測に重点をおくこととし、表-2に示すように、警戒体制基準を設け、警戒体制に対応する観測体制をとるとともに、安全管理のための基準とした。

5月から6月にかけての移動量は、1 mm/day~15mm/day程度を示しており、この時期において、地山の移動量に関して、2次クリープ段階の基準を準用し、ひずみ速度から崩壊時刻の予測を何回か行なったが、現地状

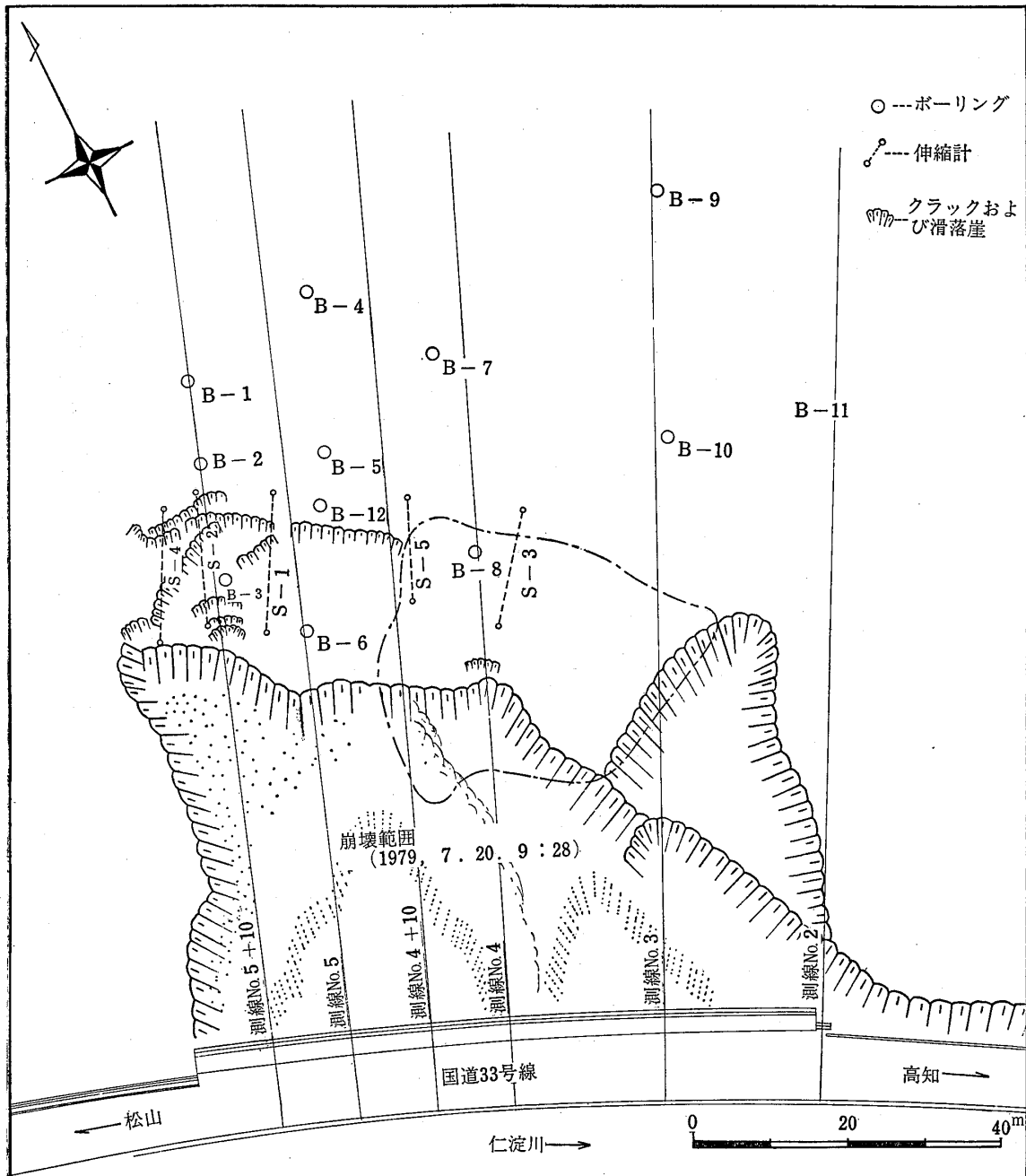


図-5 ボーリング位置および伸縮計配置図
Fig. 5 Arrangement of borings and extensometers

表一 警戒体制基準
Table 2 Standard of the watch

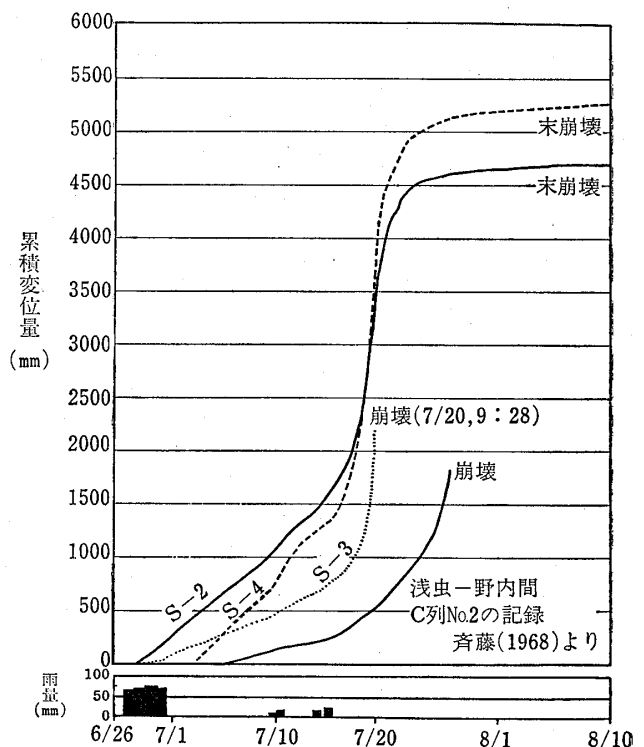
動員および警戒体制	観測体制
準備体制 準備体制とは、降雨などにより法面崩落が予想される場合にとるべき体制をいう。	平常時観測 1日1回の観測（定時観測）を行ない、移動量が増大する傾向が認められるときには、1日2～3回の観測を行なう。
警戒体制第1種 警戒体制第1種とは、連続降雨量が50mmに達し、または伸縮計変位量が20mm/日、あるいは2mm/時になり、かつ加速傾向の状態にある場合にとるべき体制をいう。	異常時観測 1時間1回の観測を24時間連続して行なう。また、2次クリープおよび3次クリープ解析により、中、短期的崩壊予測を行なう（1日単位）。
警戒体制第2種 警戒体制第2種とは、連続降雨量が100mmに達し、または伸縮計変位量が4mm/時になった場合にとるべき体制をいう。 この場合には、国道の通行を止めるものとする。	非常時観測 異常時観測の中で、移動量が加速度的に増大し（3次クリープになった時）、予測崩壊時刻を出せる状態となった場合の観測をいう。 この場合には、15分おきに観測を行なう。ただし、直読式伸縮計の観測は、観測員の安全管理上中止し、遠隔式伸縮計による遠隔観測を行なう。

況からは崩壊が近づいている徴候はみられなかった。その後、晴天が続いた事もあり、6月26日の時点では、ほとんどの地点で移動が停止した。この機会を利用して、地すべり土塊重量を軽減し、地すべりの動きを抑制するために、切土工事が実施され、松山側滑落崖下の緩斜面部から約200㎡の土塊を取り除いた。この段階では、崩壊を懸念したブロックの主体は、松山側斜面に発生した滑落崖およびクラックによるものであり、このブロックについては、移動量が小さくなったこと、移動ブロック内に多数の引っ張りクラックが発生し小ブロック化してきたことから、崩壊するとしても先端部に限られ、全体的な崩壊に至らないものと判断していた。

しかし、6月27日未明から降りだした梅雨前線の停滞による集中豪雨により、移動量は急激に大きくなった。雨量が100mmを超えた段階で国道33号線の通行を止め、斜面の状況を観察し、安全性について検討した。この段階での移動量は約2mm/hであり、警戒体制基準で定めた、国道を通行止めとする4mm/hには達していなかったため、雨が止んだ段階で一旦通行止めを解除したが、その後移動量が増加し、4mm/hに達した段階で、再び通行止めとした。雨は継続的に降りつづき、7月1日0時には雨量が300mmを超え、この間移動量は4mm/h以上が続いており、7月1日2時に高知側岩盤露出部で、200mm程度の岩盤崩壊が発生した。この崩壊は全く予測していないところに突然発生したものであり、岩塊の一部はストンガードをこえて路上に落下した。幸い通行閉鎖中であり、かつ、夜間であったため洞門工事作業も行

なわれておらず、被害はほとんどなかった。

雨は7月2日6時から再び降り出し、22時に降り止むまで140mmを記録した。また、7月4日に7.5mm、7月8日に4.5mm、7月10日から11日にかけて21mmの降雨があり、移動量も4mm/hを中心にして増減をくり返して



図一 伸縮計によって観測された変位の累積曲線
Fig. 6 The cumulative curve of displacement from the extensometer

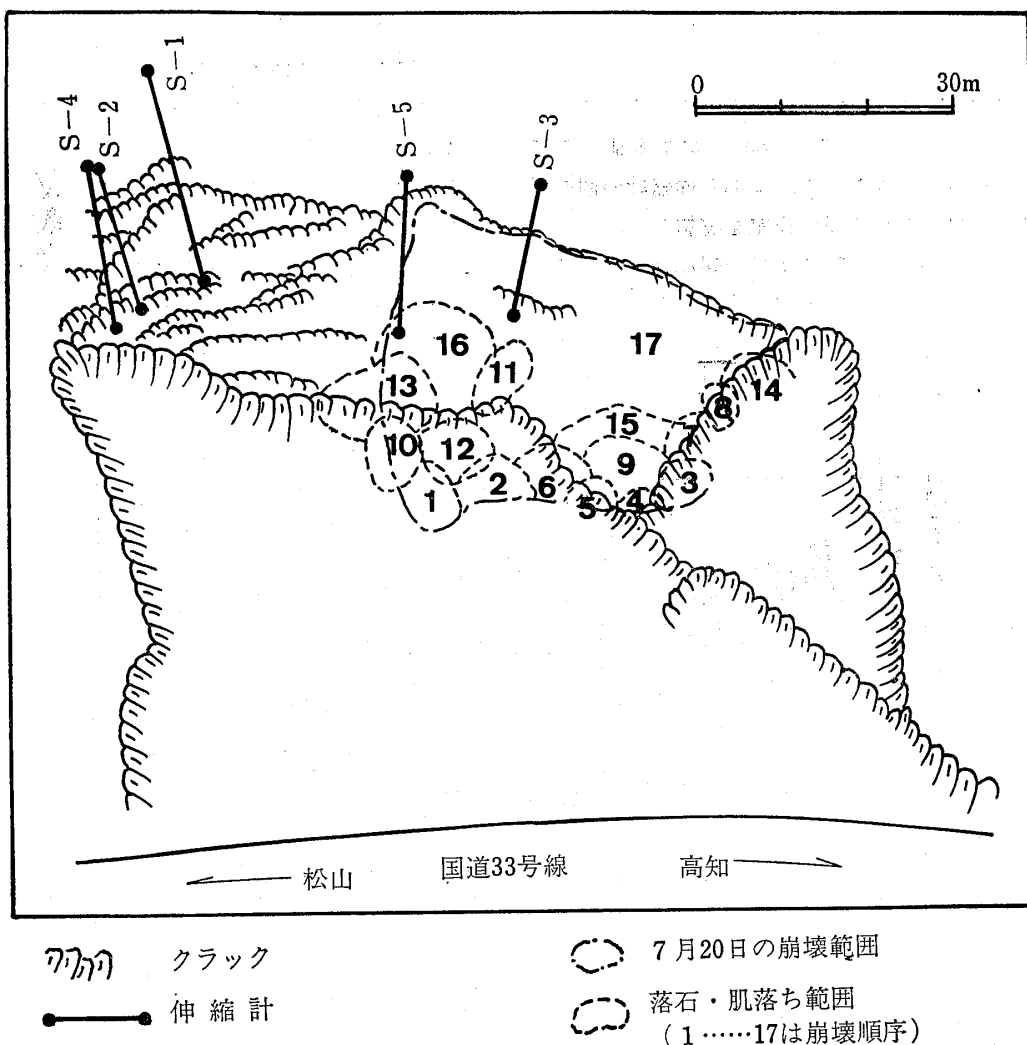


図-7 7月20日の崩壊状況

Fig. 7 Appearances of the slope failure in July 20, 1979 (The number in the order of failure)

いたが、7月11日には、伸縮計S-4で13.8mm/hとそれまでの最大移動量を記録した。また、7月13日には、松山市付近を中心とした地震（松山市で震度3、柳谷地区で推定2～3程税）が発生した。そのためか、高知側のクラックが拡大したが、7月15日未明まで降雨はほとんどなく、その間の移動量は、最大値で5mm/h～6mm/hを示すまでに低下した。しかしながら、7月15日の4時から8時の間に降った17mmの降雨により、再び移動量が大きくなり、8.8mm/hの高い値を記録した。

この段階では、4月からの累積移動量がS-2で1500mm、S-3でも500mmを超え（図-6参照）、非常に大きな値となっているため、崩壊は必至であると考えていたが、伸縮計の値は全体として大きいものの、増減をくり

返していることや、松山側のブロックについては、滑落崖の中に数条の引っ張りクラックが発生し拡大していることから、移動土塊全体の崩壊とはならず、先端部だけの崩壊で収束する可能性も強いものと考えていた。このために、落石および中小規模の崩壊に対する対策を具体的に検討し、H鋼の補強やロックネットを斜面に張ることとした。

一方、高知側のブロックについては、拡大したクラックが落差50～100cm程度の滑落崖を形成するようになり、ブロックの中には明瞭なクラックが発生していないことから、松山側ブロックとは反対に、移動土塊全体がまとまって崩落することを予想していた。しかし、この場合でも、全体的な移動量および加速傾向については、図-

6に示すように、松山側のブロックの方が大きい値を示していたので、崩落するとすれば、松山側のブロックが先行するものと考え、崩壊予測解析の重点は、松山側のブロックに設置してある伸縮計S-1, S-2, S-4においていた。いづれにしても実際の監視体制としては、松山側に重点をおきながら、全部の伸縮計の値を用いて、総合的な判断を加え予測作業を実施した。

7月16日16時～7月17日17時までの間に降った42.5mmの雨は、7月20日の大崩壊を決定づけるものであった。

この雨の最中、7月17日7時頃を境にして、移動量の増加が顕著になり、とくに、松山側ブロックの動きは、S-4で7月17日12時に10mm/hを超え、7月18日18時には20mm/hをこえ、7月19日14時には30mm/h、同日21時には40mm/hを記録した。一方、7月15日から7月19日の間には、斜面では落石および崩落が相次いでいた。その後、移動量はますます増加し、7月20日未明には100mm/hに達し、7月20日9時28分高知側斜面が大規模に崩壊した(図-7参照)。

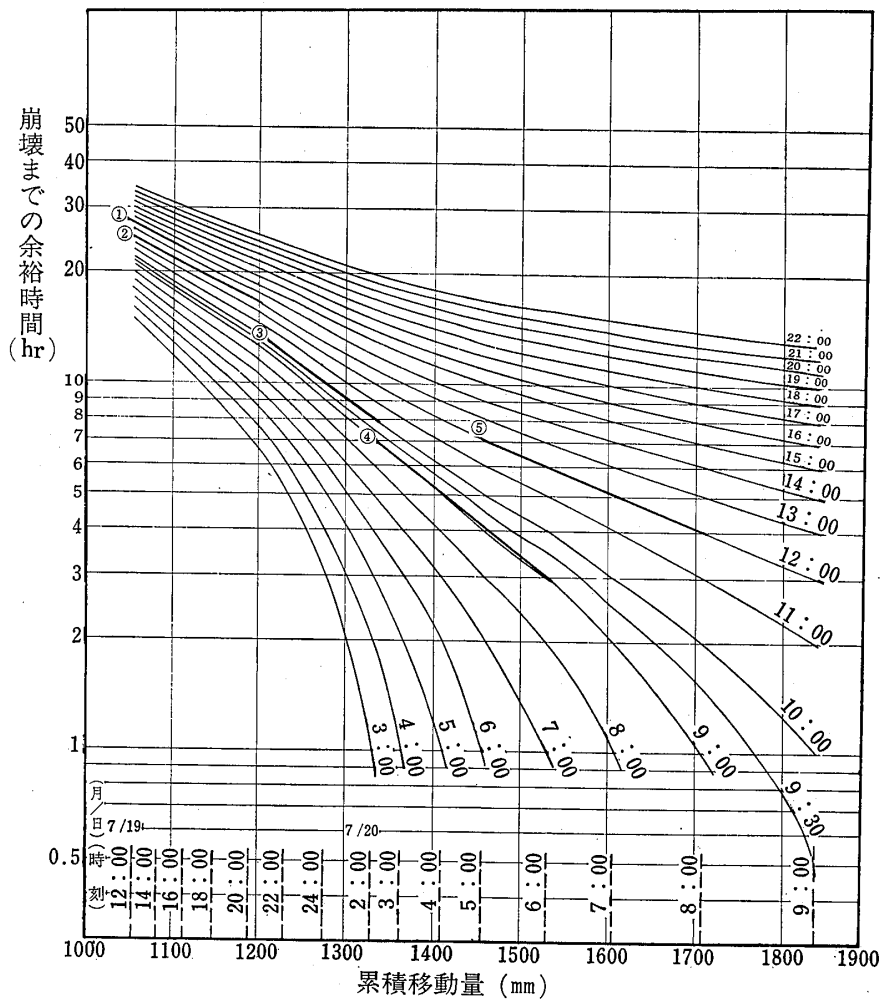


図-8 セミログ法による予測(伸縮計S-3による)崩壊時刻:7月20日9時28分
 ① 19/7-16:00における予測崩壊時刻……20/7-15:00
 ② 19/7-20:00における予測崩壊時刻……20/7-13:00
 ③ 20/7-2:00における予測崩壊時刻……20/7-10:00
 ④ 20/7-6:00における予測崩壊時刻……20/7-9:00
 ⑤ 20/7-8:00における予測崩壊時刻……20/7-12:00

Fig. 8 Forecasting by the semi-logarithm method (time of failure……9:28 July 20, 1979)
 ① forecasting conducted at 19/7-16:00……20/7-15:00
 ② forecasting conducted at 19/7-20:00……20/7-13:00
 ③ forecasting conducted at 20/7-2:00……20/7-10:00
 ④ forecasting conducted at 20/7-6:00……20/7-9:00
 ⑤ forecasting conducted at 20/7-8:00……20/7-12:00

この崩壊により、防護柵は破壊し、道路上には大量の土砂が堆積した。崩壊土量は、約3000 m^3 に達し、主に岩盤部の崩壊であった。

7月20日に発生した崩壊に関する発生時刻の予測としては、7月11日に、同日の加速傾向から図解法によって、7月15日頃と推定したものの、7月12日のデータでは若干減速し、崩壊が遠のく傾向が見られたため、崩壊日時の発表は差し控えた。全体として、崩壊が近づいていることは明らかであったが、動きに増減があるため、2次クリープ段階なのか、3次クリープ段階であるのか、判断がつかかねる場合が多く、このため、明瞭に3次クリープに入った段階で崩壊時刻を発表することとした。なお、図解法では基線の取り方によって予測時刻

が大幅に異なってくるので、解析の方法をセミログ法に切りかえ、短期的予測に重点をおくことにした。

解析は、伸縮計S-3、S-4を中心として進めた。代表例として、伸縮計S-3の記録による崩壊時刻の予測を図-8に示す。7月18日の段階では7月19日夜と予測したが、7月19日16時における予測時刻は7月20日15時(図中の①)、7月19日20時では7月20日13時(②)、7月20日2時では同日10時(③)、7月20日6時では同日9時(④)というように順次発表した。そして、実際の崩壊時刻が9時28分であったので、結果的には、30分ほどの誤差で崩壊発生を予測した形となった。落ち残ったブロックにあるS-1、S-2、S-4、および崩壊したブロックのS-5のいずれの伸縮計の記録も、予測崩壊時

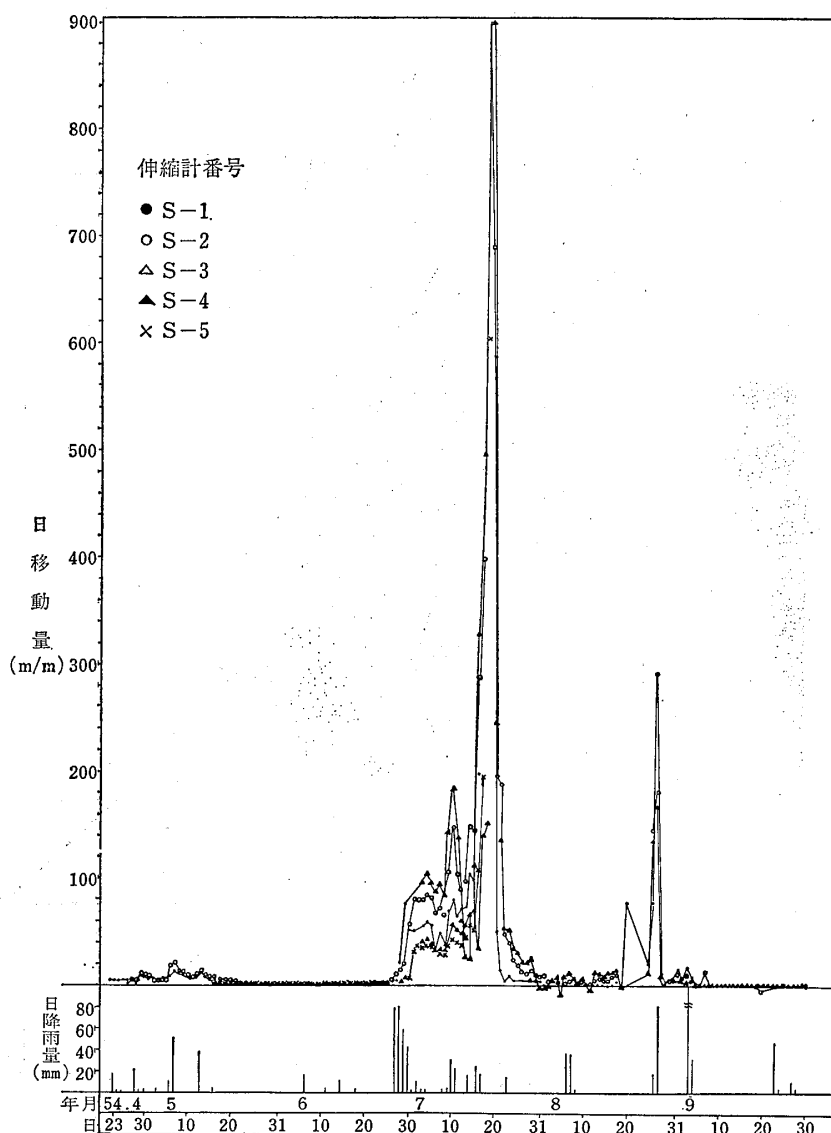


図-9 伸縮計日移動量と日降雨量の関係

Fig. 9 Relationship between the diurnal displacement and the diurnal rainfall

刻としては、図-8に示すものとほぼ同じ値を示している。

なお、7月20日8時までの記録によって解析すると、図-8の⑤に示すように、予測崩壊時刻は20日12時となっている。S-3以外の伸縮計の記録も同じような結果を示しており、落ち残った松山側のブロックにある伸縮計S-1、S-2、S-4は、その後の移動量が急激に減じたこともあって、予測時刻が遅れるような結果になることは理解できるとしても、崩落したブロックにあるS-3、S-5については、現在のところ、解釈し難いものを残している。

斜面の安定化に伴い、崩積土塊の取り除き作業、ロックネット施設作業が開始され、また、ボーリングによる地質調査、およびボーリング孔に設置された孔内傾斜計による地中変位の観測も行なわれた。その間、斜面では、崩積土の2次崩壊と小規模な肌落ちが発生する程度で、大きな変化は見られなかった。

8月25日には、ロックネット施設作業もほぼ終り、夜間の通行止めも解除となったが、8月26日夜半過ぎから降り始めた雨により、伸縮計S-1、S-2、S-4の移動量が大幅に増加し、27日未明には4mm/h、27日11時には、伸縮計S-4が100mm/hをこえる動きを示した。この間、とくに6時~8時および10時~11時の2回に亘って、20mm/hの雨量を記録した。そして、12時50分頃松山側斜面で、1000㎡に及ぶ崩壊が発生し、ロックネットをつきやぶり、道路上に約3m×3m×2mの大きな岩塊が落下した。この崩壊は、滑落崖や大きく開口したクラックが発生し移動していたブロックの下部にあって、比較的安定していた斜面中腹で発生したものである(図-7参照)。

8月27日の崩壊は、移動量が急激に増大し、一気に崩壊するようなパターンであった。“斉藤の方法”を用いて行なった8月27日10時および11時の解析では、崩壊発生時刻は同日の13時頃と予測され、12時に通行止めと

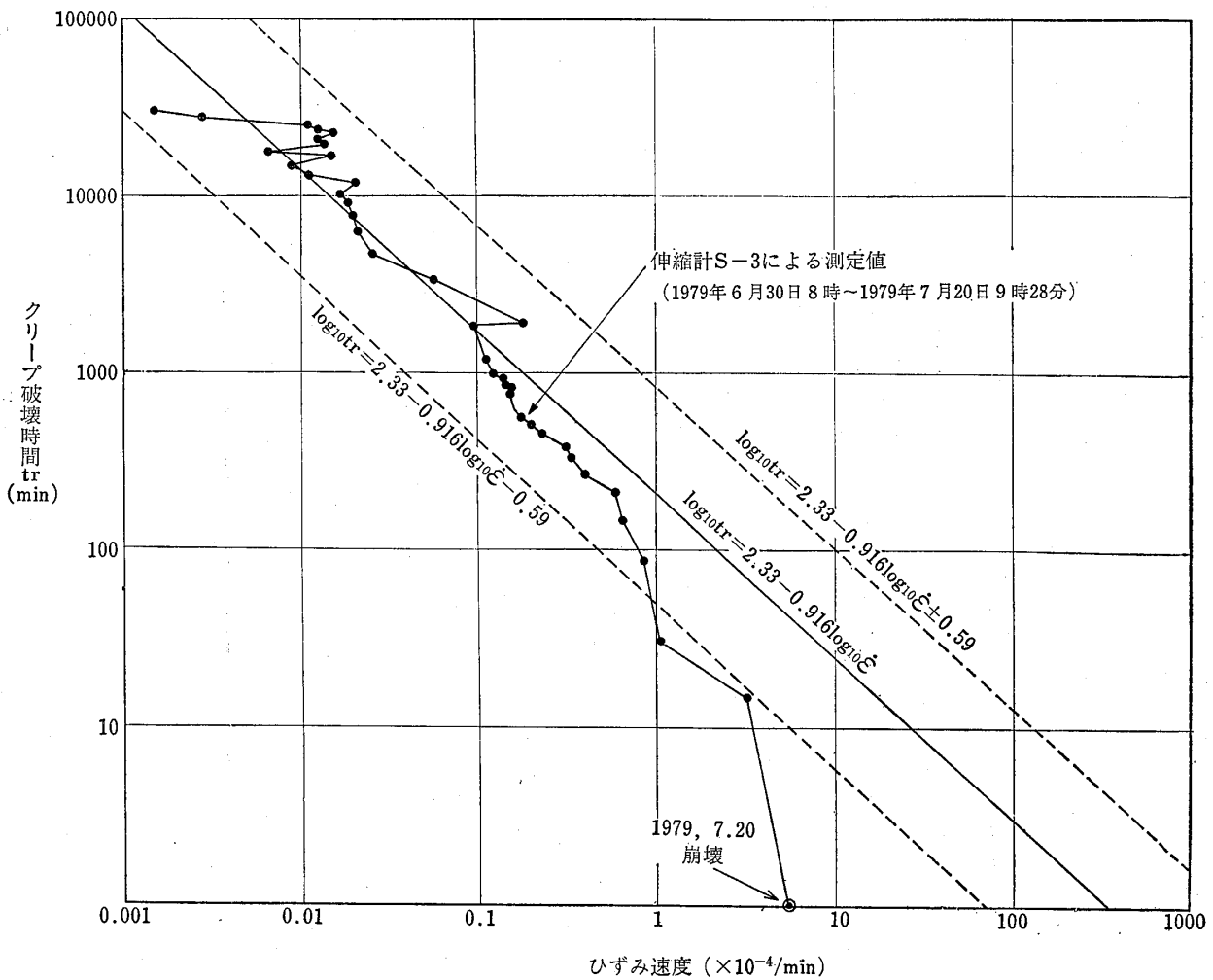


図-10 2次クリープによる予測と測定値の関係

Fig.10 Relationship between the forecasting used secondary creep curve and the observed strain-velocity

した。崩壊までの余裕時間が50分というきわどいものであった。その後、動きは漸減し、9月3日から9月4日にかけて降った降雨量200mmに達する雨のときでも、20mm/hの移動量を示すにとどまり、この斜面には目立った変状は認められなかった。

4 予測についての検討

7月20日および8月27日の2回の崩壊について発生予測に成功したが、図-9に示すように、降雨量によって

移動量が影響を受けることもあって、2次クリープを把握できず、いずれも崩壊直前の3次クリープ段階での予測であった。8月27日の崩壊は、降雨により急激に崩壊したものであり、中・長期予測の対象となるものではないが、7月20日の崩壊については、クラックの発見から崩壊に至るまでに、約3ヶ月を経過しており、中・長期予測ができれば望ましい状況にあった。

崩壊後に累積移動曲線を検討したところ、図-6から明らかなように、各伸縮計ともに、6月27日の降雨以後

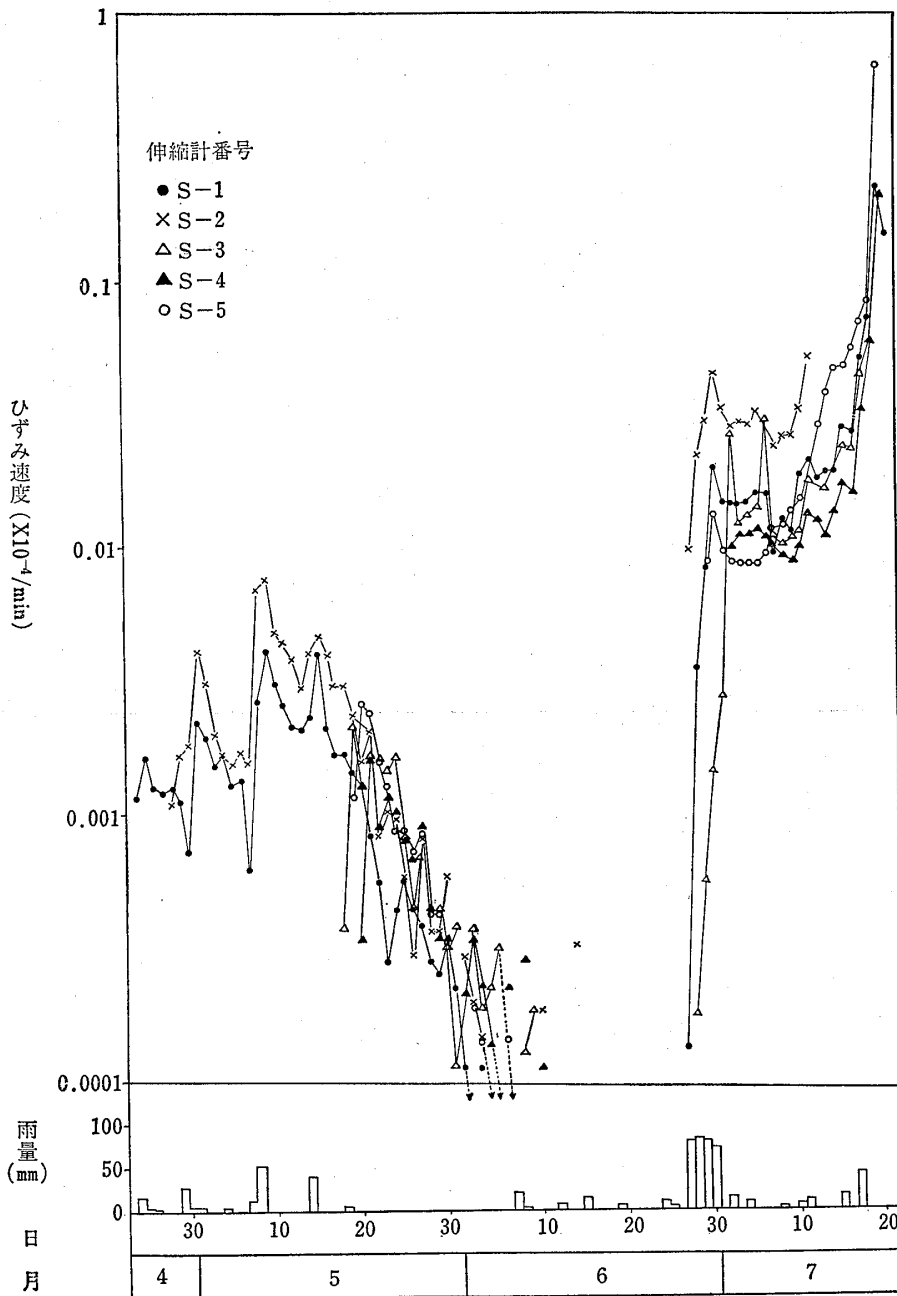


図-11 ひずみ速度の変化
Fig.11 Variation of the strain-velocity

7月15日頃までは、ほぼ直線的な曲線を示しており、この区間は2次クリープに相当するものと考えられる。すなわち、逆比例による判定図に、崩壊までの時間とひずみ速度の関係をプロットすると、図-10に示すようになり、“斎藤の式”

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \times \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59 \quad (1)$$

t_r : クリープ破壊時間 (分)

$\dot{\epsilon}$: 定常ヒズミ速度 ($\times 10^{-4}$ /分)

の線に比較的良く一致している。

この図からは、2次クリープを適確に把握していれば20~30日前に崩壊時期をかなり正確に予測することが可能であったであろう。実際には、この段階で2次クリープに入っているとの確信はなく、降雨の影響によって増減する移動量を基に歪速度を計算し、逆比例による判定図から崩壊時刻を検討していた。しかし、予測時刻のバラツキが大きいため、予測することを断念していたのである。2次クリープを把握できなかった理由としては、累積移動量のグラフのスケールが大きすぎ、細かい変化にこだわり過ぎていたことによると思われる。今回の崩壊が2次クリープ段階で、ある程度予測できたか否かを検討するために、ひずみ速度の変化を示すと、図-11のようになる。この図から明らかなように、各伸縮計ともに同じような値を示しているものの、歪速度値の変化が大きく、崩壊したものを含めて4回のピークが認め

られる。このうちのどのピークがそのまま崩壊に至るかを判断することは困難である。これらのピークの出現は降雨の影響によるものであろうが、仮に、2次クリープとして予測解析をすると、崩壊までの時間が2~80日となって、実用上は役に立たない。したがって、降雨によって移動量の変動するような場合に、2次クリープであることを十分に確認しないで、逆比例法による判定図を

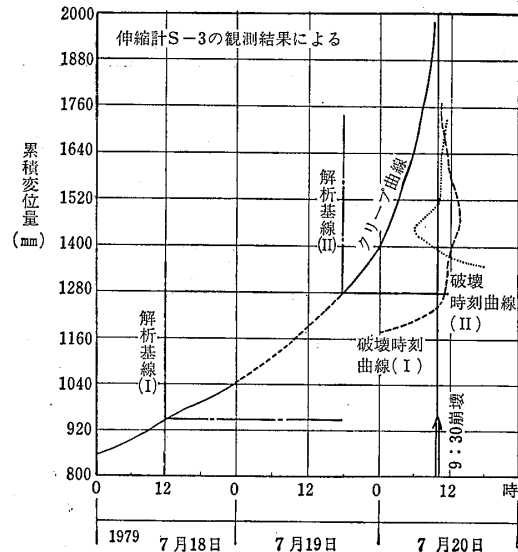


図-12 斎藤の図解法による予測

Fig.12 The forecasting by Saito's method

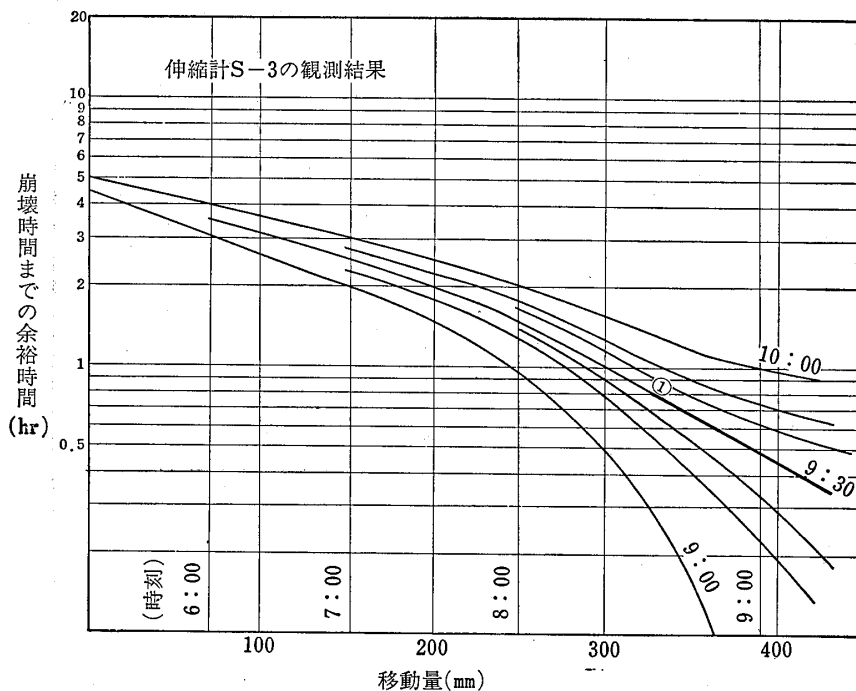


図-13 7月20日9時におけるセミログ法による予測 (予測崩壊時刻: 9時30分)

Fig.13 The forecasting by the semi-logarithm method at 9:00, July 20 (time of collapse gives to be 9:30)

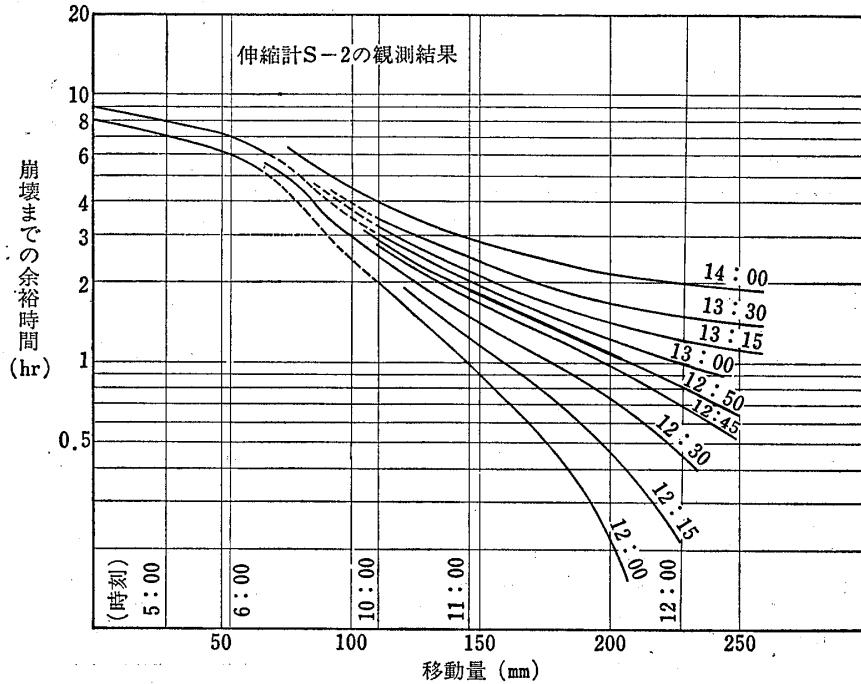


図-14 8月28日12時におけるセミログ法による予測

Fig.14 The forecasting by the semi-logarithm method at 12:00, Aug. 28

用いて予測することは、注意しなければならない重要な事項である。

つぎに、3次クリープ領域での図解法の問題であるが、この方法においては、基線の決め方が困難であるとの指摘が従来からなされており、また、作業が比較的複雑で状況変化に速応し難い面がある。崩壊後に整理したものはあるが、図-12に示すように、基線を変えても比較的良い一致を示しているものの、現場で状況が刻々と変化する中ではなかなかうまくいかない。また、最大の問題として、3次クリープに入った段階をどのようにして確認するのか、その方法については明確なものはないようである。今回の予測作業においても、時間変化での加速傾向や、日変化での加速傾向などに着目し、3次クリープを把握することを試みたが、短時間に解析処理を行なわなければならない現場としては、いささか複雑である。

今回の崩壊予測では、3次クリープ段階での予測法としては、セミログ法を用いた。理論的には、3次クリープを用いる図解法と同じであり、基本的には図解法がもっている問題点がないわけではないが、作図が容易で状況の変化に速応できる点や、基線を求める必要がなく、機械的に作業を進めることができ、しかも、状況変化に速応できるという利点も持っている。

また、図-8に示すように、伸縮計S-3による7月20日の崩壊予測解析において、8時のデータを入れる

と、崩壊時刻が12時(⑤)となり、6時における崩壊時刻の9時(④)にくらべて、大幅に遅れることになる。しかしながら、8時から9時までのデータによって解析すると、その結果は、図-13に示すように、崩壊時刻は9時30分となり、実際の崩壊時刻と一致する。以上のように、データのとり方によって、予測時刻が前後することはあるが、セミログ法は、実際の予測作業において、現場状況の変化に対して速応できる実用的な方法であるといえることができる。

さらに、8月27日の崩壊の場合でも、解析作業にかかってから約3時間後に、崩壊が発生するという急激な変化であったが、崩壊の1時間前には通行止める行ない、その役目を十分果たすことができた。図-14に解析図を示す。

5 崩壊機構についての考察

今回発生した一連の斜面崩壊状況、崩壊後に実施したボーリング、および高精度孔内傾斜計による地中変位測定などの結果を要約すると、つぎのとおりである。

(1) 4月から7月までの累積移動量は、高知側では2m程度であるが、松山側では4m以上と異常に大きい。また、降雨との関係は、図-9から明らかのように初期の段階では1~2日遅れて現われたが、6月26日からの連続雨量300mmの降雨以後は、全体に反応が早くなり、また、降雨量と比べて移動量が大きくなる傾向とな

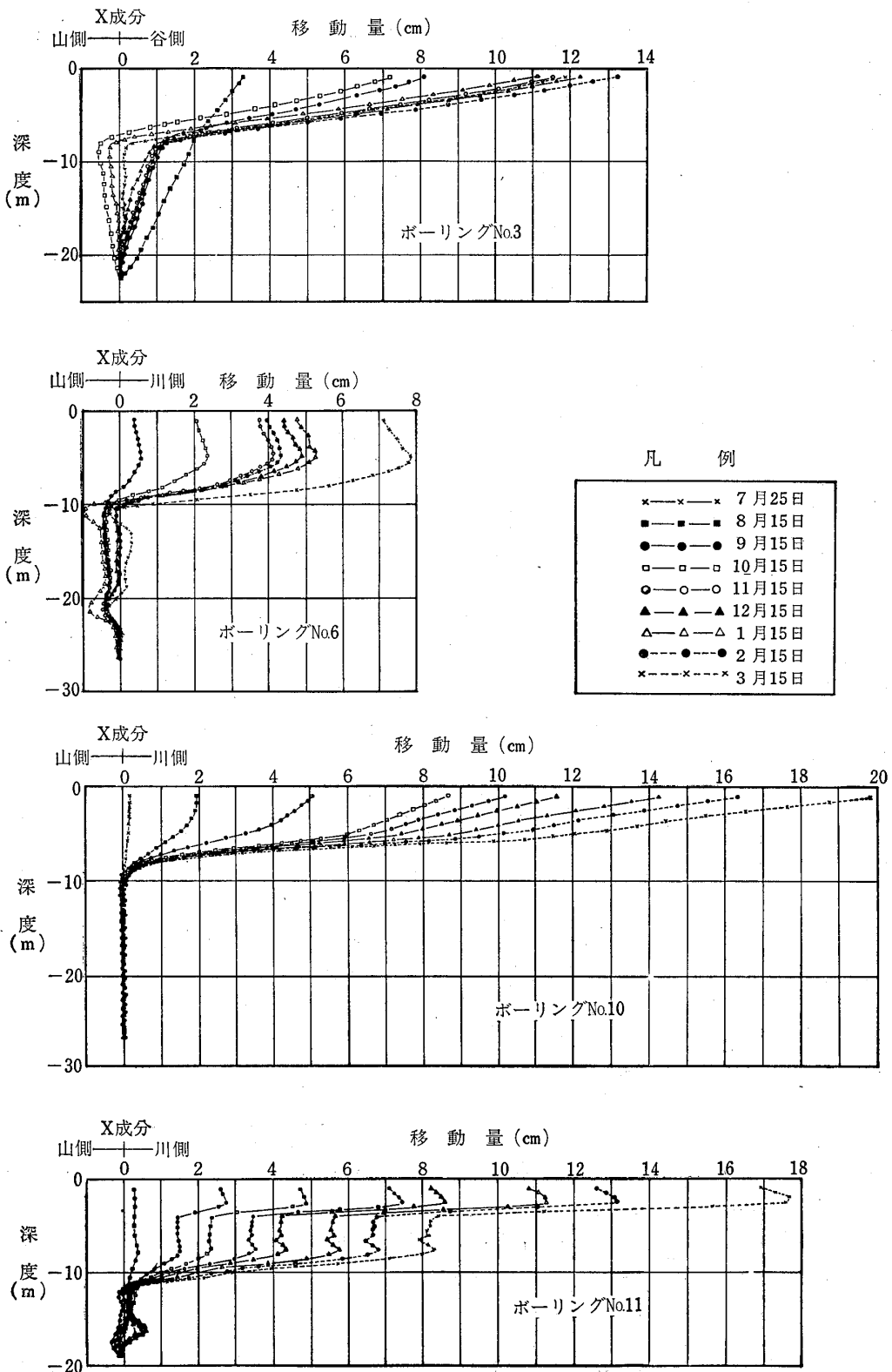


図-15 高精度孔内傾斜計測定結果

Fig.15 Results of the measured value by the borehole inclinometer

る（全体として、降雨のたびに移動量が加速される傾向であるが、雨の影響がなくなると移動量も減ずる）。

(2) 新たなクラックは、松山側で最初に発生し、その高知側延長にクラックが延びる形で高知側に発生する。クラックは図-4に示すように、節理に規制され、E-W, N-Sの2方向に発達する。

(3) 7月20日の高知側の大崩壊は、クラック発生の時期も遅く、松山側と比較して約半分の累積移動量で、高知側斜面で発生した。この崩壊は規模は大きい、いわゆるすべり面に沿った地すべりの破壊ではなく、E-WおよびN-S方向の節理面に沿って起こった、崩壊面がクサビ型を呈する岩盤崩壊である。

(4) 大きな移動量にもかかわらず、崩壊斜面の下部には、岩盤の押し出しなどの変形は見られなかった。また、松山側では移動土塊の先端部近くまで、オープンクラック（引張りクラック）が何列にも発生し、細かくブロック化しており、圧縮の場とはなっていなかった。変形の進行とともに、先端部のクラックの開口幅が、より大きくなる傾向を示す。しかし、高知側では、移動ブロック内には他に明瞭なクラックは発生せず、一体化した動きとなっている。

(5) 降雨との関係が密接であるにもかかわらず、

斜面の中腹でも湧水は認められなかった（すべり面があるタイプとすれば、すべり面が難透水層の働きをして、斜面中腹から多量に湧水すると思われる）。

(6) ボーリング調査結果では、斜面全体の岩盤が破碎質となっており、深部まで岩盤状況は悪く、30m以深においても、粘土化した層が確認されている。

(7) この崩壊部に設置された伸縮計S-3, S-5で得られたデータを用いて予測した時刻に崩壊した。また、落ち残った松山側ブロックに設置された伸縮計S-1, S-2, S-4による解析結果も、S-3, S-5とほぼ同じ予測時刻であった。

(8) 落ち残った松山側ブロックでの孔内傾斜計の結果では、深度20m以深まで明瞭な動きが確認され（図-15参照）、さらに、5月25日、8月4日、9月4日の3回にわたる測量結果（図-16参照）によれば、岩塊頭部がより大きく移動している。したがって、変形のパターンは、頭部（浅所）が、下部にくらべて大きく変形するトップリング（転倒）型の動きを示している。

(9) 高知側の崩壊部上方の斜面にあるボーリングB-10号孔およびB-11号孔の結果でも、深度10m付近まで動きが認められ、変形のパターンも、松山側ブロックの場合と同様である（図-15参照）。

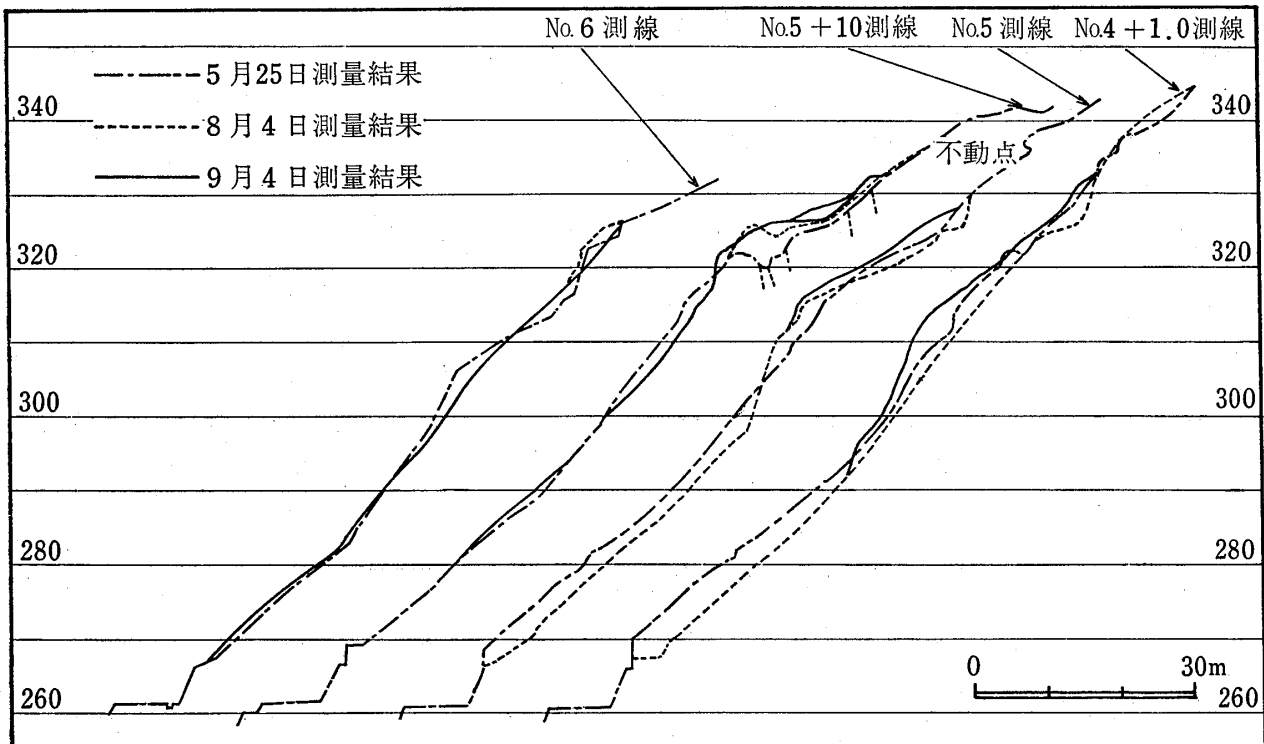


図-16 松山側斜面変形状況

Fig.16 Appearances of the movement of slope on the Matsuyama side

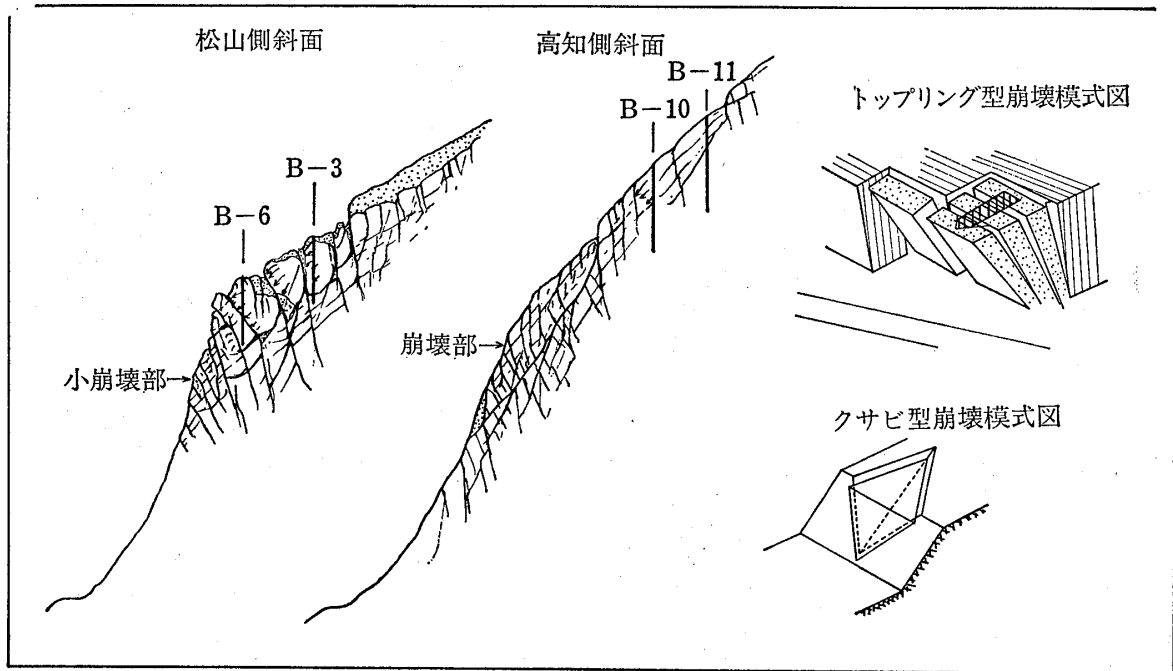


図-17 崩壊機構模式図

Fig.17 Schematic diagram of the failure mechanism

以上の点を合理的に説明できる機構が妥当な結論となるが、実際には不明な点も多い。これらの事項については、今後の調査研究によって明らかにされることではあるが、以下に概略的な検討を試みる。

今回崩壊が発生した斜面は、図-2に示すように、大規模な地すべり地形の末端部であり、仁淀川による侵食が進み、急斜面となっている部分である。ボーリング調査によれば、岩盤は全体的に深部まで脆弱化している。とくに、B-12号孔の結果では、深度40mまでは脆弱化しており、さらに75mまで掘進した深部においても、粘土化した部分や、破碎された部分を挟んでいることが明らかとなった。地質は、塊状堅硬な砂岩と、やや軟質で剝離性に富む粘板岩からなる。地層は、斜面に対して緩い受け盤となっている。滑落崖やクラックを規制し、崩壊面となっているのは、層理面とほぼ直交する2系統（E-W, N-S方向）の節理である。岩盤は、この節理によってブロック化している。これらブロック化した岩盤が、直接的には、降雨による間げき水圧の発生、間接的には、ボーリングB-10号孔およびB-11号孔で確認されるような深度10m付近にまで及ぶクリープ現象によって不安定となり、崩壊に至ったものと思われる。崩壊形態としては、図-17に概念的に示すように、松山側ブロックについては、トッピング型崩壊、高知側ブロックについては、クサビ型崩壊が発生したと考えられる。松山側ブロックと高知側ブロックが、連続した斜面で

あるにもかかわらず、崩壊形態が異なるのは、松山側が大規模地すべりによって形成された緩斜面部にクラックが発生し、崩壊ブロックとしては、全体としてやや緩傾斜となっているのに対し、高知側は、急傾斜部で崩壊が発生したことにある（図-3）。さらに、高知側では、2つの系統の節理の方向が最大傾斜面と斜交し、移動岩盤がクサビ状にブロック化しているが、松山側では、緩斜面の方向がE-W系の節理に直交する方向であり、E-W系の節理によって板状にブロック化している。このような崩壊面の方向の微妙な違いが、高知側でクサビ型崩壊、松山側でトッピング型崩壊が発生した原因と思われる。

6 あとがき

岩盤斜面崩壊について、“斉藤の方法”を用いて崩壊の予測に成功した。崩壊の2~3日前に発生を予測できたことは、余裕時間から見て、事前の対策が可能な時間内であり、一応満足できる結果と思われる。当然、崩壊のタイプによっては相異があり、8月27日の崩壊のように、加速傾向を示してから数時間で崩壊することもあり、また、斜面によっては数分間で崩壊するようなケースもあり得るわけで、今回の事例をもって、全ての岩盤斜面崩壊の予測が可能であると考えるのは危険であり、当面は色々な岩盤斜面を計測し、岩盤変位のデータを集積する努力が必要であると考えている。

また、別の問題として、“斉藤の方法”を機械的に適用すると、降雨の影響による地山の動きの変化にまどわされ、早め早めの子測となる場合がある。子測が出されれば、それだけの意味をもって周囲は対応するわけであるから、子測が何回かはずれると、最後には問題にされなくなり、肝心な時に対応が遅れる場合も生じよう。

常に安全側を考え、何回はずれても良いから最悪の事態を想定して子測すべきだとする考え方もあるが、これでは本当の意味の子測とはならない。崩壊斜面の地形、地質、降雨量と移動量の関係、移動特性、崩壊機構など、斜面の状況を十分に把握していれば、崩壊の可能性あるいは崩壊が接近しているか否かについて、ある程度見当がつくものと考ええる。

また、崩壊子測に当っては、斜面状況やそれに作用する気象条件を十分に把握することは絶対に必要であり、その上に立って、“斉藤の方法”の特徴を正しく適用することは、崩壊子測の確実性を増すことになるものと考ええる。

7 謝辞

本業務遂行に当っては、多くの人々の協力を得た。と

くに、建設省四国地方建設局松山工事事務所の前所長・川井 優氏、現所長・藤川寛之氏、同事務所工務第二課長・川島将夫氏、前調査課長・清水英治氏、調査課専門職・原 昭博氏には、状況変化に即応した適切な御指示をいただいた。

また、建設省土木研究所の前地質官・渡 正亮氏、同研究所急傾斜地研究室長・安江朝光氏には、現地視察の折、有益な御助言をいただいた。

ここに記して、感謝の意を表わす次第である。

参考文献

- 小野寺 透, 吉中竜之進訳 (1977) : フック・プレイ岩盤斜面工学 朝倉書店
- 斉藤迪孝 (1968) : 斜面崩壊発生時期の予知に関する研究 鉄道技術研究報告 No. 626
- Saito, M. (1980) : Semi-logarithmic Representation for Forecasting Slope Failure, pro. of the International Symposium on Landslides, New Delhi, Vol. I, pp. 321—324
- 渡 正亮 (1977) : 真名川ダムの原石山切取法面崩壊の特性 地すべり Vol. 13 No. 4

