(報文・論文)

豊浜地すべり (北海道桧山支庁乙部町地内) について

星野 寔* 吉田 保** 石巻重良**

Investigation on the Mechanism of Toyohama Landslide,
Otohe, Hiyama Province, Hokkaido.

by Makoto HOSHINO, Tamotsu YOSHIDA and Shigeyoshi ISHIMAKI

まえがき

昭和37年10月17日北海道桧山支庁乙部町地内(図-1)に発生した豊浜地すべりに関しては、すでに多くの報文^{1) 2) 3) 4) 5)}が発表され、その原因、機構等が論じられている。

筆者らは、この数年間地すべり対策に関する諸調査、たとえば、地表変動の計測・地下水位の測定・地中ひずみの計測・海岸侵食調査・新ルート(トンネル計画地点)および地すべり前縁の海底をふくめた、より広範、かつより深部にわたる地質調査等を行なった。これらの諸調査によって、地質構造あるいは岩質に関する新事実、潜在地すべり面の確認、地すべり粘土の性質等の新知見を加えた。この報文ではこれらを中心として述べ、さらに諸調査の成果もあわせて報告するものである。

この調査にあたっては多くの人々のご協力、ご指導をいただいた。ことに現地調査においては、北海道開発局函館開発建設部の秋父幸雄技官、渡辺直善技官、上田克寛技官、麓嘉幸氏に種々のご配慮をいただいた。また、諸室内試験の整理、製図等において北海道開発局土木試験所地質研究室、杉村史郎氏、入江耿子氏、阿部真知子氏のご協力をいただいた。深く感謝するものである。

1. 地すべりの様相

1.1 概要

豊浜地すべりは、昭和37年10月17日10時50分頃桧山支庁管内乙部町字豊浜に発生した(図-1)。この地すべりによって国道229号の3号トンネルと4号トンネルの間約350mが海中に押し出され、大災害をひき起した。地すべり地の前面は日本海に面し、背後は山地が迫っている。国道はこの山裾の狭小な平地を走っており、北は4号トンネル、南は3号トンネルの粗粒玄武岩の岬で境されている。この地すべりは、その滑動速度がきわめて大であること、その規模が大きいことで特徴づけられる。

すなわち、その幅は最大350m、奥行750m、面積約183,000m²で、およそ350万m³の土塊が瞬時に滑動崩壊した(図-1, 2)。土塊の移動距離は頭部で10~40m、舌端部で約100mであり、落差は北側では10m弱、南側で最大20mである。崩土は泥岩を主とするが、中央滑落崖より下方では粗粒玄武岩の大塊を大量に混入している。地すべり時の地下水の状態を直接的に示す資料はまったくないが、地すべり直後の調査によって、地すべり地北側の旧道付近の標高60m付近では崩土の中から、同じく北側標高110m付近においては岩盤の中から、多量の湧水のあったことが知られており、この湧水は、量は減少したがその後も継続している。このように突如として発生したため、地すべり発生前の地形および構造物などの変形に関する情報はきわめて少ないが、地すべり発生日の午前8時頃、海岸より壁が若干傾斜していることが発見され、その後それが若干増大したこと、および道路面への落石のあったことなどが知られている。このような現象の発生後地すべり発生までの時間がきわめて短時間であるということも、この地すべりの大きな特色の1つといえよう。

1.2 地すべり地形と滑動様式

図-2は、昭和37年10月30日に撮影した空中写真によって地すべり地表面のキレツの状態を判読したものである。これによれば冠頂部に10数本の引張りキレツが発達し、それは頭部滑落崖より約50m奥まで分布している。頭部滑落崖は北部に偏在しており、かつその落差は小さい。これに対して二次滑落崖は著しく発達し、断続する数本の平行な沈下引張りキレツからなっている。中央の滑落崖は最高落差約40mに達し、幅250mにも及んでいる。この中央滑落崖と二次滑落崖の間は、たて方向のヒッパリセン断キレツや凹部が分布して不規則な地形を形成している。中央滑落崖の下位には数カ所の隆起部が見られ、圧縮上昇キレツが4号トンネル側に見られる。

これらのキレツおよび微地形の状態、地すべり前の地形等から、この地すべり滑動の様相を次のように推定し得る。すなわち、旧国道の奥付近から中央滑落崖にそう

* 北海道開発局土木試験所 地質研究室長

** " 同 室 員

圖-1 質地質平面圖

図-2 地すべり地のキレツ状態 (空中写真判読による)
滑動により崩壊的な落差の大きいすべりが発生し、これについて北側壁部および二次滑落崖からの岩盤内のすべりが発生した。この滑動は地層の傾斜に規制されて図-2の矢印②で示すような方向へ地すべり地全体を押し出したものと考えられる。そして、このすべりは海岸付近に分布する粗粒玄武岩との摩擦によって滑動が弱められて下部圧縮隆起部を造った。ついで、南側壁部からの移動、すなわち粗粒玄武岩を主とする崩壊性の移動が起り、

これは矢印②の北側壁からの動きおよび頭部からの動きと合成されて海岸に直角の方向すなわち、矢印③の方向で移動した。この動きによって②方向の動きが規制されて4号トンネル側下部圧縮上昇隆起部の形成が助長された。そして最後に頭部滑落崖の移動が生じ引き継いで冠頂部に引張りキレツが発生したと考えられる。そしてこのような滑動、崩壊等の運動は一連のきわめて急速なものであった。

1.3 37年10月18日以降の土塊の移動

1.3.1 地すべり面露出部の移動観測

地すべり地の北東部標高 100~130 m にかけて地すべり面が露出した。この部分に3カ所を選定してすべり面の傾斜方向におけるすべり面上部土塊の滑動量を計測した。(測定箇所 S No. 1: EL 102 m, S No. 2: EL 110 m S No. 3: EL 123 m) S No. 1, S No. 2 は, S 38年4月まではほとんど毎日移動が見られ、日最大移動量は、S No. 2 で 44 mm/日 (S 37年12月1日) S No. 1 では 53 mm/日 (前と同日) である。この滑動は、S 38年1月5日まで継続し、このときの積算移動量は、S No. 2 で約 80 cm, S No. 1 で 65 cm である。その後、移動は徐々に緩慢となり、38 年末頃からおおむね安定してくる。この時期の積算移動量は S No. 2 で 146 cm, S No. 1 で 126 cm であり、S 45 年5月末の積算移動量は、S No. 2 で 182.1 cm, S No. 1 で 160.3 cm である。これに対して、S No. 3 は最初からまったく移動は認められなかった。

1.3.2 変位杭(a)の観測

5 点の変位杭を設けて観測した。この結果の概要を表-1に示す。これによれば、移動は南側が大きく、北側の下部で小さい傾向にある。また、移動は断続的で移動の後には若干の休止期がある。たとえば、地すべり直後から37年11月初旬までかなりの移動が認められ、その後

表-1 変位杭 (a) の移動状況

期 間	37.	38.					
杭 No.	10/18~11/5	12/20~1/5	2/1~2/25	4/1~4/20	6/20~7/25	39. 10. 31	45. 5. 31
a-Ⅲ ①-1	3③	2(5)④	4(9)	5(16)	9(25)	(26)	(25.8)
2	1	3(4)	2(6)	1(7)	3.5(10.5)	(10.5)	(11)
3	15	11(26)	14(30)	4(34)	7(41)	(41)	(48)
4	13	7(19)	1(20)	4(24)	4.5(24.5)	(24.5)	(26)
5	0	4	1(5)	0(5)	4(9)	(9.5)	(11.4)
a-Ⅳ ②-1	7	0(7)	0(7)	0	1.4(8.4)	(8.4)	(17)
2	0	2	0(2)	0	1.4(3.4)	(3.4)	(3.7)
3	0	4	0(4)	0	2(6)	(6.8)	(6.9)
4	0	0	0	0	2.4	(2.4)	(2.4)
5	3	6(9)	11(17)	7(24)	4(28)	(29.2)	(38)

註 ① a-Ⅲ-1 3号トンネル側 杭No 1
 ② a-Ⅳ-1 4 " "
 ③ 期間内の移動距離 cm
 ④ ( ) 内は、積算移動距離

12月までは移動は休止し、38年の1月初旬に再び移動し、また休止して2月初旬に若干の移動を示すというようなことが観察される。これらの移動は降雨に無関係で約1月おきに5～10日間ほど継続して生じている。ついで38年3月末～4月末にかけて融雪水によるものと考えられる比較的連続的な動きがある。その後の動きはおおむね降雨に関連した移動のようで、この傾向は40年初頭まで続き、その後は極めて小さい動きとなる。しかし、まだ完全に移動が終了したわけではなく、現在もまだ二、三の杭の動きは認められる。

1.3.3 変位杭(b)の観測

変位杭(a)の観測点を不動点とし、この2点を結ぶ線上に3本の変位杭(9cm角、長さ2mの杭を地中1.2mに埋設)を設置し、その変動測定を行なっている。(S40年8月～現在)これによると、45年7月末の累積変位はb—No.1(3号トンネル側):10.2cm、b—No.2(中間):5.9cm、b—No.3(4号トンネル側):5.0cmであるが、42年末のそれは、それぞれ8.1cm、5.0cm、4.5cmで43年以降の移動は極めて小さい。また、この移動を季節別にみると、融雪期(年毎の気象条件によって融雪に遅速があって時期は一定していなく、3～5月にわたっている)および9～10月の移動が顕著であり、これに反して冬季と夏季はほとんど移動が見られない。また、10月の移動が毎年見られることは、当地すべり発生月日(S37年10月17日)とあわせ考えて興味深いものがある。また、3号トンネル側で移動の大きいことは、変位杭(a)の結果とも一致し、また地形的にみてもうなづけるところである。

1.3.4 地中ひずみの計測

S43年11月25日からボーリングE—1、E—2で、またS44年11月26日から6カ所のボーリング孔(F—4、F—5、F—6、F—7、F—9、F—12)計8カ所において地中ひずみの計測を行ない現在に至っている。ゲージ間隔は2～3mとし、使用ゲージは4ゲージ2方向である。測定結果の一部を図-3(1)～(2)地中ひずみ柱状図に示す。(この図において測線方向とは地すべり縦断面方向を示し、直交方向とはこれに直交するものをいう)これらの図から次のようなことを読みとることができる。

① E—1(地すべり断面C.図-5)

ひずみ計埋設(43.11)の後、44年1月中旬に深度55～59mで若干の変化が認められたが、その後回復し5月初～中旬から深度50mおよび40mに変化があらわれ、一進一退しながら継続し、8月から徐々にその変化が大きくなって、11月には深度43m、46～49mおよび50mの動きに定着し現在に至っている。このうち深度52mのひずみが最も顕著である。このひずみ柱状とボーリングの地質柱状を対比すると次のようになる。すなわち、ボーリングのコアによれば深度42m付近に地す

べり面が推定され、泥岩風化帯の底部が深度51.5mである。したがって、ひずみ計の動きのうち深度43mのものは、現在のすべり面の動きを示しており、深度のものは、ちょうど風化帯と新鮮岩盤の境界付近にあたっており、この付近に潜在的な地すべり面の存在することを暗示しているといえよう。

② E—2(地すべり断面B.図-4)

ひずみ計埋設(43.11)後、S44年3月末頃までほとんど変化はなく(43年12月に深度29mに若干の変化が認められたが、数日で回復しており、埋設技術あるいはその他、なんらかの原因によるもので、地すべり移動とは無関係と考えられる)5月初旬に至って深度29m付近に変化があらわれ、その後23～35m間で不規則な変化が続き、徐々に深度20m、26m、29m付近の変化が顕著になってゆく。このボーリングにおける地質的推定地すべり面は31m付近で、深度29mのひずみの増加とはほぼ一致している。また、深度20mおよび26mのひずみの増加は地すべり崩土内での動きを示すもので、崩土の圧密沈下を示すものと考えるのが妥当であるが、崩土内での新地すべり面の存在もまた考えられる。

③ F—4(地すべり断面C.図-5)

ひずみ計埋設(44.11)直後から深度33mに著しい変化が生じ、(44.12.24の直交方向のひずみ5085 μ)さらに深度37mにも若干の変化が発生した。このうち33mのものは継続的であるが、37mのものは不規則な動きを示している。また、45年の末に至って、深度13mおよび1mにひずみの増大が見られる。このボーリング孔における地質的推定すべり面は29m付近で、また33m付近が風化岩の底部を示している。この深度33mのひずみは、風化帯下部と一致している。現地すべり面下位の粗粒玄武岩は風化作用によるキレツの発達に加えて、この度の地すべりによって破碎されている。現在見られる深度33mのひずみの増加は潜在すべり面の動きを示すものと考えられ、現すべり面の動きは岩石の風化の状態から見てこの潜在すべり面の動きに吸収されているものと考えられる。また上部の深度1mおよび13mの動きはこのボーリングの海岸側の崩土が侵食されて徐々に崩壊してきており、このような崩壊による土塊の不安定化を表現するものであろう。

④ F—5(地すべり断面C.図-5)

この孔におけるひずみ変化は、深度1～3m、15m、23m、31m、53mおよび57m等である。このうち深度15mおよび57mが顕著である。これらの動きと地質状態を対比すると次のように考えられる。この孔における地質的推定地すべり面は深度30m付近で、これは深度31mのひずみ変化と一致する。この以浅の1～3m、15m、23mのひずみ変化は崩土の圧密沈下によるものと考えられる。深度30m以下は不動層でこの部分

の地質状態は深度 30~41 m 間は風化されているが、41~50 m 間は良好な岩質である。これに反して深度 53~60 m 間は著しく破碎されており、深度 57 m のひずみの変化は少なくともこの付近に潜在地すべり面の存在を意味するものであろう。

⑤ F-6 (地すべり断面D.一断面図省略—)

埋設後直ちに深度 49~55 m に、若干おくらせて 33~35 m, 21~25 m 付近に変化が生じた。これらのうち深度 55 m のものおよび 33 m のものが著しい。この 33 m のものは現地すべり面と一致するものであり、深度 55 m のものは潜在すべり面を示すものと考えられる。当ボーリングの地質状態は深度 33~46 m 間は風化泥岩が見られるが 46 m 以深では新鮮な泥岩でコアの採取率も良好である。しかし、地層面に沿った薄層の凝灰質部分の風化粘土化層が数枚見られる。(凝灰質部は深度 49.50~49.60 m, 52.07~52.13 m, 52.21~52.35 m, 54.58~54.60 m, 54.85~54.95 m などに見られる) このような薄い粘土化層の存在 (とくに 54.58~54.60 m および 54.85~54.95 m) は深度 55 m に見られたひずみの変化すなわち潜在地すべり面の存在を十分に説明し得るものと考えられる。また、このような層理面に沿う脆弱層による動きは当地すべりにおける地すべり面形成様式の一過程を物語っている。

⑥ F-7 (地すべり断面C.図-5)

当孔では深度 57 m, 39 m, 17 m 等に変化が見られるが、後二者のひずみはきわめて小さく (1000 μ 以下) 明らかにひずみの変化を示すものは深度 57 m のみである。当ボーリングにおける地質的推定地すべり面は深度 33 m 付近で現在ひずみの変化は見られなく現地すべり面による動きはないものと考えられる。

一方、深度 57 m 付近は不動層ではあるが、ボーリングコアの状態は深度 54.5~60 m 間はやや破碎され、かつ数枚の黒色泥岩の粘土化層を挟在しており、56.46~57.56 m 間はコアも岩屑状を呈し、黒色泥岩の粘土化層を挟在している。とくに 56.46~57.0 m 間のコアは著しく破碎されている。このような地質条件と深度 57 m のひずみ変化を併せ考えることにより、付近に潜在すべり面の存在を推定し得る。

⑦ F-9 (地すべり断面C.図-5)

当孔においては深度 17 m, 37 m, 41 m, 55 m, 57 m にひずみの異常が認められる。このうち 55 m のものは測線方向、直交方向の両者動きが顕著である。このボーリング孔における地質的推定地すべり面は深度約 35 m で、深度 37 m のひずみ異常とはほぼ一致している。深度 41 m, 55~57 m のものは不動層内の動きで、潜在地すべり面と考えられる。ボーリングのコアの状態と対比すると、深度 42~57 m 間に数枚の脆弱層 (破碎部) が見られ、このうち 42.5~42.62 m 間の粘土層および 56.0~56.2

図-3-1 地中ひずみ柱状図

図-3-2 地 中 ひ ず み 柱 状 図

m 間の破砕部が上記の 41 m および 46~47 m のひずみ異常深度とほぼ一致している。

⑧ F-12 (地すべり断面 C. 図-5)

当孔では深度 17 m, 27 m, 37 m, 43 m, 45 m にひずみ異常が見られ, このうち著しいものは, 17 m, 27 m, 45 m の 3 カ所である。深度 27 m のものは推定地すべり面と一致しており, 上位の 17 m のものは崩土の圧密沈下の動きによるものと考えられる。深度 45 m 付近のコアの状態は地層面にそう脆弱層が数枚見られ (43.99 ~ 44.04 m には黒灰色シーム挟在, 44.55~44.57 m は灰白色凝灰質泥岩で破砕され, 44.70~45.0 m および 45.38~45.44 m は破砕されている) これらのいずれにおいてもすべり面を形成し得る可能性を有しており, こ

れらのうちのいずれかの動きが深度 45 m のひずみ異常となって表われたものであろう。

以上のようなひずみの計測によって, 現地すべり面に沿う動き, および地すべり崩土内での動きとともに, 現不動層内での潜在地すべり面とも称すべきものの存在および動きが読みとれた。これらは 1, 2 の例外を除いていずれも現すべり面の 10 数 m 下位にある。この潜在すべり面付近の地質条件はボーリングのコアによれば, 著しく破砕されている場合, 粘土化層およびシームが存在する場合および一見コアは良好であるが, 層理面が脆弱化している場合の三者がある。このうち前二者は容易に判定し得, また一般的であるが, 後者の脆弱化した層理面による動きは本地すべりの特色とも考えられる。また, 地

図-4 B 断面

図-5 C 断面

すべり断面C (図-5)によると潜在地すべり面は現地すべり面にほとんど平行で層理にそっている。

2. 地質

2.1 概要

地すべり地域の地質は、新第3紀層と粗粒玄武岩で構成されている。新第3紀層は中部中新世八雲層に対比されるもので灰色泥岩を主とし凝灰岩、凝灰質泥岩および砂質凝灰岩を挟在する。その分布は海岸線際を除いて全域にわたり、その大部分は層理の明瞭な頁岩と塊状の泥岩よりなる。前者は地すべり地より北の部分および地すべり地の一部に分布し、後者は地すべり地およびその南部に発達する。凝灰岩、凝灰質泥岩、砂質凝灰岩は層厚10 cm 前後で数 m～数10 m 間隔で頁岩および泥岩中に挟在する。これらの大部分は著しく粘土化し、含有粘土鉱物はほとんどモンモリロナイトである。

本地域の基盤をなす古生層は、太櫓南部、遊楽部岳を含む熊石北部ならびに豊浜東部の三地域に NW—SE 方向に配列するが、それぞれは N—S または NNW—SSE 方向にのびる地質構造を示す。地すべり地一帯は、遊楽部岳を含む熊石北部の基盤岩が南部の館平部落まで延びた隆起帯の南端部にあたっている。すなわち、この地域の地層の走向傾斜は、トンネル計画地の北部では NNW—NW, 10～20° SE, 南部では E—W～NE—SW で示しており、あたかも三角点 (標高 283 m) 付近より南西に延びる尾根付近を軸とする半ドーム構造を形成しており、地すべり地はこの軸上に位置している。

地すべり面は、この泥岩の傾斜方向に規制され、地すべり北東部滑落崖下に見られる地すべり面は泥岩の層理面と一致し、また北側滑落崖は粗粒玄武岩部を除いて浅く、かつ緩傾斜で南部では高く急傾斜の崖を形成している。このような傾向はこの地域全般の地形にも反映し、地層の傾斜面に平行すなわち E—W 方向の沢では南側では急崖をなし北岸では緩傾斜で地すべり地形を示す部分も多い。

粗粒玄武岩は海岸沿い1号トンネルより8号トンネルまでの間に分布する。その産状は汀線沿いの裂れ噴出の形態をとり、さらに東側泥岩中に岩床状に貫入している。したがって、泥岩との境界は東西断面では山側へ上る朝顔型断面に似て高標高部では薄く泥岩を被覆することになる。しかし、海岸付近の低部、すなわち1号トンネル付近の採石場付近でみられる両岩の境界の走向傾斜は非常に不規則できわめて複雑な境界面を形成している。

この粗粒玄武岩について、10個の検鏡を行なったが、海岸付近から採取した試料すなわち岩体の中心部のものは、玄武岩独自の間粒構造を示し、周縁部の試料 (D—6, D—7) では斑状構造を示し、両者の冷却速度の違いを明らかに示している。また、1～2号トンネル間の崖上には粗粒玄武岩上にのる泥岩の小分布が認められ、海

岸側の岩脈部から岩床状分岐の派生したことを物語っている (図-1)。

2.2 地すべり地の地質、地下水

地すべり側壁部には粗粒玄武岩、泥岩の露頭が比較的良好に見られる。泥岩の走向傾斜は北側壁の奥では、N 28～53°W, 17～35°SW で、この層理面がすべり面をなしており、この部分に薄層の地すべり粘土が観察された。また、東部南側壁では、泥岩は N 40～65°W, 15～20°SW の走向傾斜を示し、N 38°E, 62°SE の小断層も見られた。粗粒玄武岩と泥岩との境界の見られたのは一部分にすぎないが、そこでは N 25°E, 20°NW であり、ボーリング孔内における粗粒玄武岩の状態とをあわせ考えることによって、シート状の形態を推定し得る。この粗粒玄武岩は地すべり地内においては旧地すべりおよび今回の地すべりによって切り取られ海岸に伏在している。地すべり面は泥岩の層理面の傾斜に規制されて比較的緩傾斜であり、かつ平面的である。しかし、これを地すべり移動方向と直交する方向の断面によって見ると、北側に緩傾斜で南側で急傾斜である。そして、地すべり下部では中央で深い、地すべり頭部に近づくにつれて南北側で深くなっている。しかも、この部分では、地すべり面下の風化も中央部に比して深くなっている。地すべり崩土は泥岩と粗粒玄武岩で構成されているが、ほとんど泥岩のみからなる帯、両者の混合している帯、粗粒玄武岩が非常に多含されている帯にわけることができ、粗粒玄武岩は南部から北部へ、また下部から頭部へいくに従って減少している。また、地表において沢状の地形をなす部分は地下においてもその風化層が厚く、地すべり面も深い。すなわち、地すべり地の上部地域では地すべりの北縁付近で 20～30 m 程度の、南縁では 40～50 m の深層風化が見られる (図-4～5)。ボーリング孔を利用した地下水位の観測は昭和 38～39 年にわたって行なった。それによれば、あるボーリングでは最大 11 m の上昇が認められ、融雪あるいは降雨による地下水変動の著しいことを物語っている。

また、39年1月～8月間の地下水観測結果を図-6に示すがこれによる地下水位の変動には3種の形式があることが読みとれる。すなわち、④降雨に関連して変動するもの。⑤降雨と無関係に変動するもの。⑥変動がほとんど見られないものである。④に属するボーリング孔は、B—11, B—12, B—13, B—14, B—2, B—3, B—4等とくに前4者はその傾向が著しく、これらは地すべり地の上部の中央～南部に位置しており、後3者は中央滑落崖下部および下部隆起部に位置して地下水位も低く水位変動も小さい。これらはまた融雪水の影響も強くうけるもののようで、2月末～3月中旬において降水量が少ないにもかかわらず、水位の上昇が認められる。⑤に属するものは B—9 のみである。これは1月初旬、1月中旬、2月末、3月中旬、3月末の5回の3～5 m におよぶ水

位の上昇が見られる。これらのうち後3回のピークは融雪水の影響と考えられるが、1月の上昇はいかなる原因によるものであろうか、とにかく降雨、融雪に無関係に地下水位が上昇することは他地域から地下水供給を物語るもので活発な、かつ選択的な流路をもつ地下水流の存在を考えなければならない。また、この孔においては4月以降は著しいピークは見られなく降雨の影響による地下水上昇は10数 cm 程度であり、融雪には強く影響されるが、降雨による影響は少ないということがいえる。©

のタイプのものは、B—1、B—8、B—10 であり、このうち B—8 は融雪水に影響されて若干のピークが3月末に見られ、その他の時期で僅かに降雨の影響をうけているように見える。しかし B—1、B—10 はほとんど水位の変動がない。以上3つのタイプについて述べたが、㉔タイプの B—1、B—10 のような水位変動のないものは別として、この地域の地下水に関しては次のようなことがいえるのである。すなわち、いずれのボーリングにおいても融雪水による地下水の上昇はかなり著しいものが

図-6-1 降水量と地下水位相関図

図-6-2 降水量と地下水位相関図

あり、その時期はおおむね一致している。これに反して降雨による影響は孔によるピークに大小があり、またピークの立ち上がりおよび減衰の仕方に時間的なずれがある。このような現象から次のようなことがいえよう。すなわち、当地域の地下水は地中のキレツ、節理、その他の割れ目など地下の水路状態、すなわちその連続性、大小等にとくに強く影響されており、水路を形成している割れ目の中の土の粒子による閉塞あるいは開口、水路の拡大等によって地下水の状況はかなり変りうることを示すものと考えられる。

2.3 岩質および粘土鉱物

2.3.1 粗粒玄武岩

検鏡の結果、全岩にわたって単斜輝石より変質した赤褐色—淡緑色の鉱物が多量認められた。この鉱物はX線回折試験の結果モンモリロナイト族の鉱物であることが明らかにされた。本粘土鉱物は肉眼的には新鮮に見える粗粒玄武岩中にも多量に認められ、かつ斜長石がほとんど変質を被らないで新鮮に保たれていることより、deuteric alteration によるものと考えられる。

2.3.2 泥岩および凝灰質泥岩

表-2に見るように50個の試料(地表採取資料34個、ボーリングコア16個)についてX線回折試験を行なった。これによれば、含有粘土鉱物はモンモリロナイト、

絹雲母の2種である。モンモリロナイトは大半の泥岩試料より検出され、ほとんど全地域に分布していることを物語っているが、一般にその含有量は少ない。しかし、粘土化凝灰岩、粘土化泥岩においてはそのピークは著しい回折強度を示し、モンモリロナイトの含有量が大であることを示す。絹雲母は地表試料のみにあられ、地すべり地内中央西部に集中して分布する。これらの試料はまた黄鉄鉱に鉱染されている。ボーリングコアには絹雲母は含まれていない。このように熱水作用によらねば形成されない絹雲母の形成範囲すなわち熱水変質の範囲は、現在の不動層以下には及ばず、また地すべり地域西部に限定されていたようである。これらの粘土鉱物のほかに、アナルサイト、プーランドイトが認められ、泥岩中にかなり凝灰質部分のあることを物語っている(図-1)。

3. 土質試験

3.1 試料および試験法

当地すべりにおいて地すべり粘土が見られるのは、地すべり地北東部の地すべり面露出部のみであり、この面には、茶褐色の粘土の薄層(厚さ約2cm)が付着している。これは凝灰質泥岩の風化したものである。試料はこの表面を削りとりて採取した。

上述のようにボーリング調査および地震探査によって

地すべり面の位置および地すべり面の形態は推定し得た。しかし、この推定地すべり面あるいはその上下付近において、ボーリングによって地すべり粘土を採取することはできなかった。また、地すべり粘土の原材料と考えられる凝灰岩あるいは凝灰質泥岩も地すべり地のボー

リングからは採取できなかった。したがって、地すべり面の上位あるいは地すべり面下位の不動層中に凝灰岩あるいは凝灰質泥岩が賦存するか否かは不明である。しかし、この地すべり地の南北両外側部で行なったボーリング F-14 において一枚、ボーリング G-5 において

表-2 豊浜地すべり X線回折強度比表

試料番号	石英	斜長石	絹雲母	モンモリロナイト	アナリト	ヒュウランダイト	方解石	岩種
〔註1〕(2Qd)	39.4 2.18A	27.7 3.21	8.7 10.1	5.8 15.5	16.07 5.55	6.7 9.1	29.4 3.03	
地表								
M-1	4	13	4					泥岩
2	4	11	4					〃
3	5	11	3					〃
4	5	11	4					〃
5	5	8		1				〃
6	4	9		2				〃
7	5	4		1				〃
8	4	?						〃
9	5	4		1				〃
10	4	5						〃
11	3	?						〃
12	3	?						〃
13	4	5?	1					〃
14	3							〃
15	4	4						〃
16A	5	15	1?					〃
16B	5	6						〃
17	4	4						〃
18	4	6						〃
19	2	4		6				粘土化泥岩
SP-6	-	-		28			29	
7	2	4		8				
8	1	2		12		1?		粘土化黒色頁岩
No. 8	3.5	4.7				2?		凝灰岩質泥岩
9	3	4						粘土化泥岩
10	3.7	6.5		1				泥岩
11	4.2	4	1					
12	3.1	6.7						
13	4.3	8.5						
14	3.6	8.5	1					
15	3			7.9			22.5	
15'	6	0.5	0.5					
ボーリングコア								
No. 7-44.0m	2.3	3.4						
8-29.5	4	7						
-48.8	2.6	5		11.2				黒灰良泥岩
9-30.0	4.4	5.6		1				泥岩
-31.30	2	5			?			〃
-40.0	3.4	12.8		4	4.8			〃
10-38.2	1	4.4		17.2				〃
-40.0	4.8	5.3		1.0				〃
-48.8	0.5	2		11				〃
11-35.7	2.1	3.2		2	1			〃
12-30.0	6	9.2		2				〃
-49.0	3.1	3.3		0.7				〃
14-28.5	3.0	5.0		0.8				〃
16-22.5	2.3	3.3		1				〃
-54.8	3.2	2.6		17.0			13	粘土化泥岩
-70.0	1.5	3.5		1.3				泥岩
地表						3.5		
Clay SP								
No. 1	0.8	2.5		9.5				粘土化泥岩
No. 2	Tr			17.0				凝灰岩

〔註1〕 各鉱物の読み取りに使用した回折線

〔註2〕 測定条件 理学電機 X-ray Diffraction Apparatus D-2F 35 kV, 15 mA Cu/Ni

Scale factor 16, Multiplier 1, Time constant 2 sec, Scan speed 4°/min, Slit 1°-1°-0.4

表-3 吸水膨張比測定結果表

試 料 名	試 料 寸 法		試験前後の含水比 (%)			試験試料状態		吸 水 膨 張	
	高 さ (cm)	径 (cm)	前 (A)	後 (B)	差 (B-A)	γ_t (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	測定時間 (T)	最大膨張比 (%)
地 す べ り 面 粘 土	2.0	5.2	2.07	92.46	90.39	1.925	1.254	355	79.15
ボーリングコアF14(S44) 深度 67.2~68.0 m	"	5.1	4.48	75.30	70.82	1.225	1.201	762	37.26
ボーリングコア G5 深度 55.70~55.85 m	"	5.2	12.82	73.76	60.94	1.446	1.282	646	48.53

表-4 吸水膨張圧力測定結果表

試 料 名	試料寸法		試 料 状 態		試験前後の含水比 (%)			測定 時間	最大膨張圧力 (P)	
	高 さ	径	γ_t (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	前 (A)	後 (B)	差 (B-A)		kg	kg/cm ²
地 す べ り 面 粘 土	5.3	5.0	1.474	1.254	17.50	27.76	10.26	354	228	11.617
ボーリングコア F14(S44) 深度 67.2~68.0 m	5.4	5.0	1.255	1.201	4.48	41.69	37.21	160	28	1.427
ボーリングコア G5(S45) 深度 55.70~55.85 m	5.4	5.0	1.446	1.282	12.82	36.76	23.94	1,149	145	7.389

備考；試験後の含水比は試料上面含水比を示す。
膨張圧力は、吸水膨張量を規制したものである。

数枚の凝灰質泥岩を確認した。F-14の深度 67.2~68.0 m には比較的新鮮かつ硬質のものが、また G-5 の深度 55.7~55.85 m には軟質でやや風化したものが採取された。土の試験試料としては前述の風化凝灰質泥岩とこの 2 種を用いた。

試験は、物理試験、力学試験、X線回折法による粘土鉱物の固定および吸水試験等である。吸水試験は、①吸水膨張量測定、②吸水膨張圧測定、③一定荷重における吸水量の測定の 3 方法を用いた。以下にその試験方法を簡単に述べる。

① 吸水膨張量測定

内径 5.0 cm 高さ 2.0 cm の真鍮製の皿の底に 1/2 mm の小孔を 30 個あけ、この中に試料を自然のまま充填する。この皿を 1.5 cm 深さに水を入れた容器に入れて吸収させ、ダイヤルゲージで膨張率を計った。

② 吸水膨張圧測定

当試験は昭和 41 年当研究室で開発した岩石吸水膨張圧測定装置によって行なった。この装置は内径 5 cm、高さ 5 cm の容器に試料を入れ、底面から吸水せしめて、その体積を一定に保ち、膨張圧力を測定する装置である。

③ 一定荷重における吸水量の測定

試料の大きさは径 5 cm、高さ 2 cm とし荷重を試料の上面から加え底面より 72 時間吸水せしめてその吸水量を測定した。

3.2 試験結果

吸水試験結果は表-3~5に、土の物理・力学試験結果は表-6~8に示す。これらの表に見られるように、当地すべり粘土はきわめて吸水膨張性の著しいもので、最大

表-5 荷重と含水比測定結果表

試 料 名	荷重(t/m ²)	含水比 (%)
地 す べ り 面 粘 土	0	92.46
	10	64.26
	20	60.49
	40	47.87
	60	45.15
	116.17*	27.76
ボーリングコア F14 (S44) 深度 67.2~68.0 m	0	75.30
	10	44.93
	15	41.80
	20	39.95
	30	37.84
	40	35.20
	50	33.60
	60	32.20
	14.27*	41.69
ボーリングコア G5 (S45) 深度 55.7~55.85 m	0	73.76
	20	47.20
	40	38.80
	60	37.50
	80	36.76
	73.89*	36.76

* 吸水膨張試験器による、吸水最大膨張圧力時の含水比を示す。

膨張比約 80%，膨張圧力 116 t/m² にも達する。また、物理・力学試験結果もモンモリロナイトを多含する土の特色を示している。

4. 地すべりの原因および機構

4.1 地質的要因

上述のように当地域は、三角点（標高 283 m）付近より南西にのびる尾根付近を軸とする半ドーム構造の軸上の南端部にあたっており、地層が海側へ 15° 前後で傾斜していて、すべりやすい条件を備えている。また、このドーム構造を形成した地殻運動によって岩石が破壊され

表-6 土の試験結果表

試料名	粒度分析					液性・塑性			
	レキ分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	分類	LL(%)	PL(%)	PI	If
地すべり面粘土	8.0	16.0	29.0	47.0	粘土	93.0	44.9	48.1	13.4
ボーリングコア F14 (S44) 深度 67.2~68.0 m	0	12.5	48.0	39.5	〃	128.1	30.21	97.89	17.6
ボーリングコア G5 (S45) 深度 55.7~55.85 m	試料不足にて試験できず					123.7	49.8	73.9	16.9

表-7 土の試験結果表

試料名	試料寸法		一軸圧縮試験		
	高さ(m)	径(m)	平均含水比 (%)	γ_t (g/cm ³)	圧縮強度 (kg/cm ²)
地すべり面粘土	9.3	3.5	70.46	1.569	0.158
	9.3	3.5	34.78	1.218	0.642
	9.0	3.5	42.09	1.250	0.816
ボーリングコア F14 (S44) 深度 67.2~68.0 m	8.7	3.5	27.47	1.902	1.811
	8.8	3.5	32.80	1.868	1.752
	8.6	3.5	37.68	1.707	0.677
	9.0	3.5	39.11	1.745	0.764
	9.3	3.5	41.34	1.711	0.502
	9.3	3.5	44.10	1.685	0.472
	9.1	3.5	48.91	1.691	0.366
ボーリングコア G5 (S45) 深度 55.7~55.85 m	9.0	4.1	42.44	1.758	0.469*
	9.0	3.5	31.12	1.345	1.216
	8.5	3.5	29.57	1.380	1.499

備考：乱した試料 * ボーリングコアによる自然試料

表-8 土の試験結果表

試料名	自然含水比 (%)	比重 (GS)	一面剪断試験						
			c (kg/cm ²)	$\tan \phi$	ϕ	γ_t (kg/cm ³)	γ_d (kg/cm ³)	e	剪断含水比 (%)
地すべり面粘土	77.41	2.342	0.137	0.0282	1°37'	1.628	0.955	1.452	70.44
			0.430	0.1781	10°06'	1.552	0.945	1.478	64.24
			0.166	0.0204	0°07'	1.534	0.872	1.686	76.01
			0.329	0.0678	0°22'	1.575	0.928	1.524	69.72
			0.495	0.1950	11°03'	1.562	0.953	1.458	64.13
			0.959	0.2678	15°00'	1.577	1.045	1.241	50.97
			0.548	0.1378	7°51'	1.601	0.980	1.390	63.37
			0.388	0.0706	4°02'	1.568	0.922	1.540	70.12
			0.238	0.0367	2°06'	1.542	0.866	1.704	78.16
			0.266	0.2176	12°17'	1.574	1.086	1.175	44.93
ボーリングコア F14 (S44) 深度 67.2~68.0 m	66.72	2.362	0.463	0.3123	17°21'	1.642	1.173	1.014	41.80
			0.463	0.4431	23°54'	1.587	1.134	1.083	39.95
ボーリングコア G5 (S45) 深度 55.7~55.85 m	40.30		0.830	0.3957	29°35'	1.759	1.255		40.16

備考：加水調整試料

てひびわれの発達が著しい。粗粒玄武岩の侵入は泥岩類に変質すなわち粘土化を与えた。さらに、これらひびわれの発達による地下水の滲透と岩石の変質は、泥岩類および粗粒玄武岩の深層風化および粘土化を促進した。とくに、凝灰質泥岩、凝灰質砂岩等の粘土化は著しく、モンモリロナイトを多含している。これら凝灰質岩層は地すべり地の範囲外のボーリングにおいて数枚確認され、また地すべり地東北縁に見られる地すべり面は凝灰質泥岩の薄層で形成されている。また地中ひずみ計の計測結果は、かならずしも破碎されてなく、また、粘土層をも挟

在していない。単に脆弱化して剝離するような層理面においても移動の原因となり得ることを明らかにした。このように当地域の地質はきわめて地すべりの発生しやすい条件を具備していると結論される。そして、このような地質条件によって、層理面に沿う平面的な地すべり面が形成されやすくなるが、しかし、ある選ばれた凝灰質泥岩の単層のみをすべり層とするわけではなく、このような単層を主すべり層としながらその上下の弱層に移化しつつ、やや波状のすべり面を形成する。そして、これは地層の傾斜方向に規制されて北から南へかけて徐々に

すべり面の深度は深くなる。そして、すべりの南端では地層を急傾斜で切る崩壊へと移化する。

4.2 気象的要因

表-9 に熊石町の昭和37年1月～10月の日降水量を、また表-10に昭和32年～44年の月別降水量を示す。これによれば昭和32～44年の間において昭和37年の10月は雨量の少ない方(第9位)である。これに対して前年の昭和36年10月は172 mm でこの12年間で第2位である。また、昭和37年の8月は、この12年間で第1位、7月は第3位、9月は第4位といずれも大きく、この合計雨量は801 mm である。これに対して前年の昭和36年は9月が12年中第2位、8月は第8位、7月は第1位でこの合計雨量は815 mm で昭和37年を若干上廻っている。また昭和41年も3カ月の合計799 mm でほとんど変わらない。このような数字からすると、37年の10月の雨量が直接的原因になったとはまったく考えられなく、その前月の9月あるいは、7, 8, 9月の降水量が原因であるともいえない。ただし、これらの降水が地下水にかなりの影響を与えていることは明らかである。また、日雨量からすると、昭和37年10月の地すべり前には非常に少なく、13, 14日の合計17 mm の雨が目につくのみであるが、このような雨をまったく度外視するわけにはいかないであろうが、しかし、これも直接的原因と考えることはできないであろう。

4.3 地下水

上述のように、当地域の地下水位はボーリング内の観測によれば一時的にある地点において11 m もの上昇が見られた。また、これらボーリング孔内水位の変化は地中の水路の状況に強く影響されていることが明らかになった。また、季節的に見ると融雪季(3～5月)および9～10月に水位が高くなる傾向が認められた。このようなボーリング孔内水位の観測によって得られた結果から、降雨の直接的影響なくとも、地下水水路の状況の変化によって地下水が地すべり地以外から急激に供給され、一時的な地下水の急上昇は考えられる。

4.4 地すべり粘土の強度の推定および地すべり時の安定解析

前述のように地すべり地の北東縁には地層面と一致する地すべり面が露出している。この面には2～3 cm 厚さの凝灰質泥岩の風化粘土があり、この上面においては昭和37年10月17日の地すべり後最近に至るまで緩慢な滑動が継続していた。したがって、このような地層面に沿う地すべり面が当地すべりの主すべり面を形成したであろうことはうなずかれるところであり、また地すべり発生前にはこの面にそって、いわゆる地すべり粘土がすべり面の大部分には存在したであろうことは疑いのないところである。しかし地すべり調査のボーリングによっては、地すべり面付近から地すべり粘土を採取することは

表-9 熊石町昭和37年(1962)1月～10月日降水量(mm)

日 月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
1	2	4	3	6	4	3	0	0	—	—	0	0	6	5	3	3	2	0	0	5	10	5	6	0	8	3	3	6	2	2	0
2	—	—	—	—	0	1	1	—	1	10	5	4	2	4	3	3	2	—	0	1	3	4	5	5	1	1	4	0	—	—	—
3	2	2	—	—	0	—	1	5	—	1	0	6	—	6	10	0	1	0	1	—	2	0	0	0	—	0	1	0	—	0	—
4	—	3	47	—	3	—	—	30	9	20	0	—	10	—	—	—	10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9	4	1	—	—
5	—	—	1	15	—	—	—	—	18	—	—	13	4	—	—	0	14	—	—	—	—	—	—	11	3	—	—	—	—	2	—
6	—	7	32	12	2	—	1	3	3	—	—	—	—	1	7	—	12	2	—	—	—	2	—	—	—	—	0	—	—	—	—
7	—	—	3	1	—	—	—	—	—	52	62	2	—	—	—	—	—	—	3	47	5	—	—	—	—	—	—	10	64	22	1
8	1	24	76	—	13	2	1	126	4	—	—	—	—	—	1	11	37	—	—	—	—	11	3	1	—	9	4	10	11	13	1
9	—	—	1	—	—	—	37	8	—	3	—	—	3	1	9	—	1	5	2	—	—	21	34	8	7	—	—	30	—	—	—
10	—	—	3	—	1	—	—	—	—	—	—	—	11	6	1	—	—	1	41	2	—	1	—	2	15	6	—	—	3	—	—

表-10 熊石町昭和32年～44年(1957～1969)月別降水量(mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	全	年	昭和
1957年	—	—	—	—	—	—	119	149	261	178	88	160	?		32
58	182	87	64	211	44	31	225	157	119	111	55	71	1357		33
59	103	44	84	216	126	104	217	72	162	129	119	102	1478		34
60	83	59	162	85	75	284	119	127	124	34	111	80	1343		35
61	88	60	38	95	253	118	439	109	267	172	102	68	1809		36
62	91	60	38	155	81	84	272	359	170	93	87	99	1589		37
63	118	57	116	190	206	189	215	148	116	124	172	168	1819		38
64	64	49	95	196	89	94	153	—	105	93	114	100	1152		39
65	107	87	62	65	50	93	165	68	422	54	133	67	1373		40
66	119	78	115	96	100	70	425	249	125	160	182	165	1884		41
67	119	64	120	153	18	132	130	80	166	126	84	102	1291		42
68	197	119	68	21	53	73	108	211	176	62	131	81	1300		43
69	188	87	16	63	181	167	237	183	—	—	—	—	—		44

できなかった。これはボーリングの技術にその原因を求めるよりも、むしろ地すべり前には地すべり面にそって賦存していた粘土が激烈な地すべり運動によってしぼり出され散乱してしまったと考える方がより妥当であろう。このように地すべり粘土は地すべり面露出部のもののみより採取し得なかった。この土の土質試験結果は表-6~8のとおりで、この土の自然含水状態（自然含水比約77%）における強度を用いて、地すべり時および現状地形における安定度を検討すると、その値がきわめて小さいという矛盾を生じた。したがって、このような性状の土が地すべり時において地すべり面の一部には存在したとしてもその大部分には賦存していたことは否定される。一方、当地すべりは岩盤内における地層面沿いのすべり面を主とする地すべりであり、このすべり面の大部分には粘土化した凝灰質泥岩または泥岩が存在したであろうと考えられる。地質の項に述べたように、この泥岩は半ドーム構造を形成したような外力によって亀裂が発達しており、またモンモリロナイトを多含する凝灰質の薄層を挟在する。この凝灰質泥岩は亀裂を通して深部まで浸透する地下水を吸水して膨張し、この膨張圧によって周囲の岩石を徐々に破壊する。このような作用によって長年月の間に風化し軟弱化してきた。したがってこの

ような土の物理・力学的性質はその風化過程のいかなる stage にその土があるかによって異なるものと考えられる。ここでは、この風化過程を凝灰質泥岩の吸水による力学的性質の変化としてとらえようとした。すなわち、この凝灰質泥岩はきわめて吸水膨張性に富んでおり、地すべり露出部の粘土で 116.17 t/m^2 、やや軟弱化したもので（ボーリング G-5 の試料） 73.89 t/m^2 および新鮮なもので（ボーリング F-4 の試料） 14.27 t/m^2 の吸水膨張圧力が測定された。また、表-5 および図-7 に見えるようにこの吸水量（含水比）は上載荷重によって規制される。また図-8 においては含水比と c の値の関係が示されている。したがって、この両者から上載荷重が決定されると、 c の値が決められる。一方、地すべり面の平均深度は約 27 m であり、地すべり時の推定地下水位は地すべり面上平均約 18 m である。いま地すべり面上位の岩盤（多くの亀裂をふくむ）風化岩層および表土等の平均単位体積重量を 2 t/m^3 とすれば、地すべり面における平均荷重は、 $2 \times 27 - 18 = 36 (\text{t/m}^2)$ となる。図-7 から上載荷重 36 t/m^2 に相当する粘土の含水比 $W = 45\%$ が求まる。この $c = 2.4 \text{ t}$ を用いて地すべり時における $F_s = 0.99$ に必要な ϕ を求めると、断面 A, B, C (図-4, 5) でそれぞれ $18^\circ 31'$, $17^\circ 55'$, $15^\circ 08'$ が求め

図-7 荷重と含水比

図-9 含水比と乾燥密度

図-8 見かけの粘着力と含水比

図-10 内部摩擦係数と乾燥密度

表 - 11 安定計算結果表

断面 \ 名称		安 全 率 (FS)			
		現 状		計 画 切 土 後	
		U_1	U_2	U_1	U_2
A		1. 268	1. 244	1. 234	1. 203
B		1. 238	1. 213	1. 173	1. 143
C	現すべり面	1. 336	1. 324	1. 229	1. 215
	潜在すべり面	1. 092	1. 084	1. 056	1. 049
D		1. 185	1. 185	1. 003	1. 003

備考 U_1 : S 44年11月の地下水位による
 U_2 : 地すべり後の最高地下水位による。

られる。一方、図 - 9 には含水比に乾燥密度の関係が示してあるが、この図によって $W=45\%$ に対する $\gamma_d=1.085 \text{ g/cm}^3$ が求められ、図 - 10 の乾燥密度と ϕ の関係から、 $\gamma_d=1.085 \text{ g/cm}^3$ のときの $\phi=14^\circ 45'$ が求められる。上記の地すべり時の安定計算によって求められた ϕ の最小値 (断面 C) $15^\circ 08'$ とこの図 - 10 から求めた $\phi=14^\circ 45'$ はほぼ等しい。このように土質試験結果と地すべり時の安定解析によって求めた土の強度常数の間に大きな矛盾が認められないので、この地すべり粘土の平均的強度常数を $c=2.4 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=15^\circ 08'$ と推定した。勿論、実際においてはこの地すべり面に存在したであろう土の性質は種々変化していたものと考えられるし、また部分的には地すべり粘土と呼ばれるようなものは存在してなく、層理面によってすべるような部分、また層理面にそう主地すべり面の動きによって岩盤が破壊されて、その破壊面ですべり崩壊が行なわれたような部分をもこの大地すべりにおいては含んでいたものと考えられる。したがって、上記の c および ϕ はこれらの種々のものの平均的性質を検討すれば凝灰質泥岩の層理面あるいは岩塊の接断面等を含む地すべり面の性質を示すものといえよう。

5. 現状および将来の安定解析と対策

5.1 安定解析

表 - 12 地下水位が上昇し $F_s=1$ になるときの逆算した U

断 面	A		B		C				D	
	現地形	計画切土後	現地形	計画切土後	現地形	計画切土後	潜在すべり面 現地形 計画切土後	現地形	計画切土後	
名 称										
$F_s=1$ になる時の地下水位	U_1	7.54	6.28	10.02	7.60	13.46	9.92	5.43	3.31	6.99
上昇平均高さ ($\Sigma U/l$)	U_2	6.87	5.45	9.01	6.31	12.98	9.34	4.99	2.87	0.12

備考; $C=2.4 \text{ t/m}^2$
 $\phi=15^\circ 08'$

U_1 : S44年11月の地下水位による。
 U_2 : 地すべり後の最高地下水位による。

安定解析の条件は次のとおりである。

- ① 土の強度常数 $c=2.4 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=15^\circ 08'$ (前節参照)
- ② 地すべり面 現地すべり面
 潜在地すべり面 (地中ひずみ計の測定結果から推定したもので、断面 D 以外は測定を行っていないので推定し得ない)
- ③ 間隙水圧 U_1 : 昭和44年11月の地下水位による。
 U_2 : 地すべり後、現在に至る間の各ボーリング孔の最高水圧によって求めた仮想地下水位
- ④ 国道を災害前の状態に復旧した場合

表 - 11には計画切土後と表示してあり、道路災害前に復旧するべく、図 - 4, 5のように地すべり末端部を切土した場合

上の条件によって、断面 A～D の 4 断面について、それぞれ安定計算を行なった。(表 - 11, 12) これによって次のことが考えられる。

現状の F_s は現地すべり面において、断面 D が 1.2 以下となるが、他は 1.2 以上である。断面 C (図 - 5) は現地すべり面において $F_s=1.336$ であるのに対し、潜在地すべり面においては $F_s=1.092$ と低く、その差はきわめて著しい。将来不幸にして再び地すべりが発生するとするならば、現地すべり面によってすべるのではなく、これよりかなり下位の潜在地すべり面ですべることが予想される。

② 道路災害前の状態に復旧すべく地すべり末端部を切土した場合は、断面 B, C, D (図 - 4, 5) において $F_s=1.2$ 以下となり、とくに断面 D においては $F_s \div 1$ となり、きわめて危険な状態に至る。

③ 現状においても地下水位が平均約 5 m 上昇することによって、断面 C (図 - 5) においては $F_s=1$ となり、危険な状態が現出することになる。しかし、現在までのボーリング孔における地下水位の変動調査の結果では、一部にはやや大きい上昇が観察されたが、一般にその変動は少なく、とくに中央滑落崖の下部では小さい。

表-13 土かぶり厚さ、土塊移動量および海岸侵食量

断面	名 称	すべり面上土かぶり厚(m)		移動土塊量 (m³)	地すべり 前後の土 塊量差 (m³)	図面上の 海岸侵食 量 (m³)	侵 食 過 程 (m³)		
		最 大	平 均				S37.10.30 ~S38.9	S38.9~ S38.6	S43.6~ S45.12.15
A	旧 地 形 地すべり直後 (S37.10.30)	36.5	20.1	9,915.5	-641.2	S37.10 30~ 45.12.15 630	570	60	
		35.8	17.7	9,274.3					
B	旧 地 形 "	51.5	28.6	20,880.7	-920.2	460	290	170	
		44.5	26.2	19,960.5					
C	旧 地 形 " 潜在すべり面	50.8	32.1	18,869.1	-662.6	680	340	120	220
		43.2	25.4	18,206.5					
		61.0	39.4	28,439.5					
D	旧 地 形 "	45.5	27.3	5,449.2	+1732.0	990	420	310	260
		36.2	21.2	7,181.2					
計	旧 地 形 "	51.5	27.0	55,114.5	- 492	2,760			
		44.5	22.6	54,622.5					

備考；旧地形 S31.8.22日撮影空中写真よりの図化図。
地すべりの直後は S37.10.30撮影図化図より求めた

表-14 海岸侵食により旧地形の海岸線になるまでの推定年数

断面	S43年6月~S45年12月 までの海岸侵食量(m³)	経 過 年 数	年間侵食量 (m³)	現海岸線 (S45.12月現在) から旧海岸線 (地すべり前) までの土塊量 (m³)	旧海岸線まで侵食されるた めの必要年数
C	220	2.5	88	2,550	28.97
D	260	2.5	104	2,075	19.95

これは下部の崩積土塊に粗粒玄武岩が多含まれていて透水性が大であることによるものと考えられる。しかし、地下水の作用によって岩粉あるいは、その他の土粒子は地下の割れ目にそって流れながら、その割れ目を閉塞し透水性を低くせしめる作用も行なわれるので、今後徐々に地下水位は上昇するものと予想される。

④ また、表-13 に海岸侵食の経年変化を示してある。これによると、S37年10月30日~37年9月まではA, B, C, D各断面ともきわめて著しい侵食を受けている。これは地すべり崩土というしまりのない岩屑がかなり沖まで(約100m)堆積し、荒波に直接さらされたため、とくに著しい侵食をうけたものである。その後、テトラポッドなどによる侵食防止工事が行なわれたため、S38.9~S43.6の侵食量は激減している。断面C, Dの海岸線では、地形的に荒波をより強くうける悪条件をそなえているため、最近に至って、テトラポッドが破壊され侵食が進み出した。これに反し、断面A付近は逆に堆積の状況を示している。断面C, DにおけるS43.6~S45.12間の海岸侵食量を定常的な侵食量とすると、これらはそれぞれ年平均88m³, 104m³となり、この状態

で侵食が進行するとするならば、地すべり前の海岸線まで、現海岸が後退するのは、断面Cで約30年、断面Dで約20年後であり、この条件では、安全率は1より大ではあるが、その安定度はかなり低くなる(表-14)。

文 献

- 1) 北海道開発局土土試験所 地質研究室(部内報告) : 二級国道小樽江差線爾志郡乙部村豊浜地先道路災害報告書 1963. 4
- 2) 同上：二級国道小樽江差線豊浜地すべり調査報告書 1965. 3
- 3) 松下勝秀, 小山内照, 鈴木守：北海道爾志郡乙部村豊浜に発生した「地すべり」について 北海道地下資源調査報告 1963. 11
- 4) 佐々木敏雄, 城戸欽也：北海道爾志郡乙部村豊浜地先の地すべりについて 応用地質 Vol. 15 No. 2, 3 1964. 6, 9
- 5) 北海道の地すべり(主執筆 佐々保雄) 北海道 1967. 9

(昭和47年5月1日受理)