

第19回 現地検討会
1991.9.12～9.13

八幡地すべり



主催 ■ 地すべり学会新潟支部
土質工学会北陸支部
後援 ■ 新潟県
新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部



1970年4月18日、地すべりが発生、蛇香沢中央斜面幅100m斜面長550mの土塊 27万m^3 が谷止、床固もろとも平丸川におしだし、平丸川の堰堤、護岸工、橋梁をも一挙に破壊する大災害となった。



1981年4月、蛇香沢中・下流部では堰堤・土留工が施工され、しだいに安定化してきた。しかし、斜面上部は激しい活動をくり返し、荒廃が著しい。この時点では杭打工事が始まっている。



1970年4月18日、地すべりが発生、蛇香沢中央斜面幅100m斜面長550mの土塊 27万m^3 が谷止、床固もろとも平丸川におしだし、平丸川の堰堤、護岸工、橋梁をも一挙に破壊する大災害となった。



1980年5月27日、上流部斜面の活動は激しく、施工された工事はたちまちのうちにこのような状態になってしまう。

序

このたび第19回地すべり現地検討会を林野庁所管八幡地すべり地において
とりに行うことになりました。

同地すべりは全国でも発生頻度の高い地域に位置しており、規模の大きい
災害がしばしば発生しています。

このため新潟県農林水産部により地すべりの機構を調査しながら対策を進
めてきましたが、たびたび防止施設が被災されるなど復旧と災害のくりかえ
しが長い間続きました。

この経験と新たな調査に基づき、多くの工程を用いた対策工法が実施にう
つされ、おおむね概成となりました。

現在までの経過と今後の保全対策について官学民それぞれの知識をお互い
に交換しながら活発な御意見を戴ければ今後地すべり対策技術の向上に役立
つことと思います。

おわりに現地の準備とともに、この貴重な資料の作成にご協力をいただい
た治山課，上越林業事務所，（株）山崎建設，（株）日さく，（株）新協地
質の関係各位に心から感謝を表します。

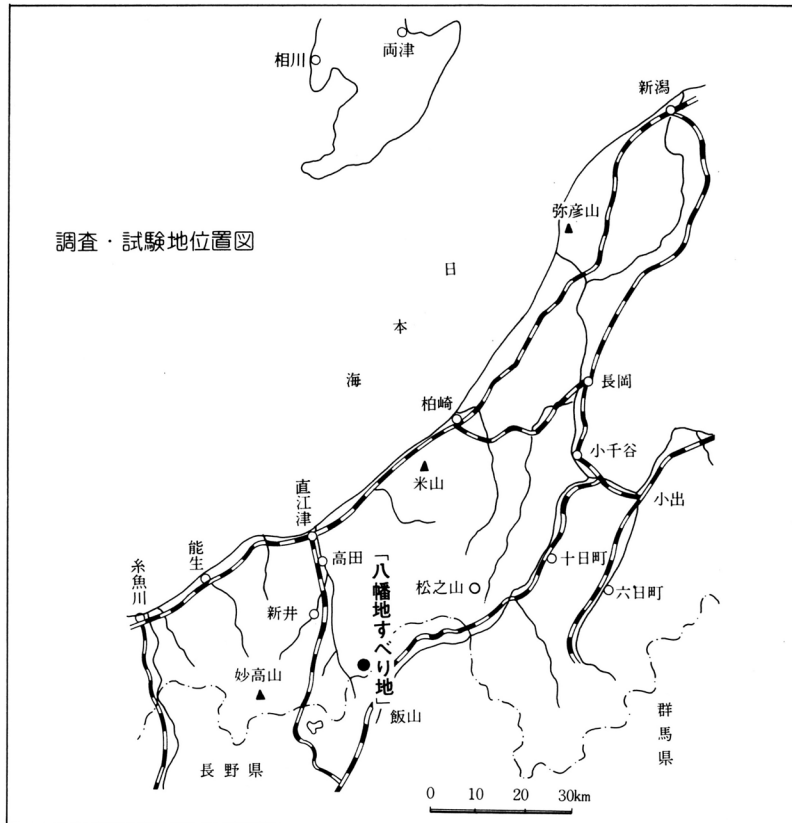
地すべり学会新潟支部

目 次

1. 八幡地すべり地	1
2. 地すべり災害の歴史	3
3. 地すべり対策工事	5
4. 地すべり地の地質	10
5. 地すべり地の土質	12
6. 移動状況	16
7. 地すべり活動と杭の挙動	23
8. 杭剛性の相違と杭の挙動	34
9. グラウト効果と杭の挙動	36
10. 杭に作用する土圧	41
11. 集水井とその効果	48
12. 集水井に作用する土圧	50
13. 地すべり斜面の帰納的安定解析	52
14. 地すべり斜面の長期監視システム	60
15. 結びにかえて	61

表紙写真

1988年4月 蛇香沢中・下流部には数多くの堰堤・土留工が完成している他，上流部では水路整備に着手されている。



1 八幡地すべり地

新井市街の南東約11km，長野県境近くにある上平丸部落の周辺一帯は地すべり地帯であって，平丸川を挟む両岸に下平丸，曾別当，嫁沢，花立および八幡の各地すべり地が隣接して分布している。

上平丸の南方は，新潟と長野の県境をなす標高800～1,200mの関田山脈が北東－南西方向に連っている。この山稜の一面を占める風野山（標高875.4m）から猿橋に向って，標高400～600mのなだらかな山稜が北西方に延びている。八幡地すべり地はこの山稜の北斜面に位置している。

八幡地すべり地の斜面末端を流れる平丸川は源を県境の分水嶺に発し，西北に流れ関川に合流している。

上平丸集落は平丸川が開析した谷部にあり，地すべり地にとりかこまれたわずかの尾根状の不動地に集落が立地している。

八幡地すべり地は平丸川南岸に位置し，この地方の地すべり地のなかでも最も移動の激しい地すべり地であるばかりか，規模が雄大であり，しかも古くからの大災害の履歴を有することで，県下でも屈指の大地すべり地として挙げるができる。



図-1 八幡地すべり地周辺地形と地すべり分布

2 地すべり災害の歴史

この地方一帯は地すべり多発地である。八幡地すべり地のなかでも災害の履歴が著しいのは蛇香沢斜面であって、昭和初頭より県営防止事業を開始して以来現在まで災害と防止の技術的対決がいまも継続している。

最近の主要災害を挙げると次のとおりである。

1932年（昭7年）融雪期：地すべり発生

1945年（昭20年）融雪期：地すべり発生

1958年（昭33年）融雪期：地すべり発生

1962年（昭37年）12月27日：地すべり発生

下部は泥流状になり、平丸川を堰き止めた。

1964年（昭39年）12月：地すべり発生

1962年に活動した地区の上方が移動、土塊は泥流となり流下した。

1969年（昭44年）4月11日：地すべり発生

斜面中腹が移動流下する（面積10ha）。多量の泥流がおしだし、谷止工2基（昭42年施工）を倒壊する。

1970年（昭45年）4月19日：大地すべり発生

蛇香沢中腹から上方、稜線付近までの土塊が幅100m、長さ550mにわたり移動する。溪床をえぐって27万 m^3 の土砂が蛇香沢中・下部の谷止工2基、床固工2基を倒壊しながら平丸川に激流となってあふれだし、平丸川の砂防堰堤、護岸法枠および橋梁を破壊すると共に、平丸川を堰きとめた。そのため県道と人家1戸が水没し、7戸も危機に類し、部落一帯は湖面の様相を呈した。

この緊急対策として蛇香沢末端部に高さ13m、長さ76.5m、体積4,496 m^3 の鉄筋コンクリート堰堤を築造した。

1974年（昭49年）4月7日：地すべり発生

斜面上部で約5,000 m^3 の土塊が活動を開始し、昭46年に施工した集水井2基、水路工が被災したが、土塊は末端部までは流下しなかった。

1977年（昭52年）4月：下流部左岸斜面で亀裂発生、蛇香沢主部の活動は継続していた。

1978年（昭53年）3月：最上流部西端斜面で地すべり発生

4月：蛇香沢東方の斜面上部で地すべり発生。9～12月再活動

1979年（昭54年）3月29日：蛇香沢東方斜面の中・下部が活動。前年度活動域の下部にあたる。

活動は緩慢に9月まで継続する。

1980年（昭55年）11月：蛇香沢上流部での活動が活発化しだす。活動はしだいに激しくなり、12月24日はピークに達し、最大4m/日の地表面移動が観測された。12月末から開始されていた杭打工事は中断せざるを得なくなった。融雪後は地表面の状況が一変していた。

1981年（昭56年）8月：前年活動した範囲の下方が活動し出した。活動は11・12月にピークに達し、施工中の杭打工は再び中断せざるを得なくなっている。

1988年（昭63年）9月：蛇香沢最上流部西端斜面（1978年の活動域）で地すべり発生。冠頭滑落崖は分水嶺をこえた反対斜面に形成された。

蛇香沢の主活動域は1980～81年に施工された杭打工が効果を発揮し、活動域が極所化し、移動量もはるかに小さくなっている。このため、工事は抑止工中心から抑制工への転換がはかられている。

3 地すべり地の概況と対策工事

八幡地すべり地は蛇香沢斜面が中心的な地すべりとなっている。蛇香沢と平丸川合流点から分水嶺をなす尾根までの中央線の斜面長は960 m、平均勾配13°となっている。

蛇香沢斜面を上・中・下部の3つに分けることができる。すなわち、平丸川合流点より溪流が中央と東西に三分岐するまでの間(360 m)を下部、その180 m上方の鋼製自在枠までの間を中部、さらにその上方分水嶺までの間(430 m)を上部とする。

また、蛇香沢斜面の上部は三つの斜面に区分でき、各斜面とも大規模な活動の履歴を備えている。中央斜面は1970年の主活動域であり、東側斜面は1974年からくり返し活動し、その激烈さと長年月の継続性は県下におけるきわめて稀な地すべり斜面とみることができる。

(1) 蛇香沢中央・東斜面(下部、中部、上部)

この斜面は最も移動が激しく、慢性的なクリープ性移動を続けるが、とくに降雪期から融雪期にかけて顕著である。そしてこの移動を放置するとたちまち大災害を誘発するといった危険ともなっている。

昭和20～30年代は、平丸川との合流点から斜面中部に向っての防止対策に主力を傾注した。しかし、築造した谷止工、床固工もいくたびか倒壊を繰返し、ようやく斜面下部の渓床を安定させ、いよいよ斜面中部の移動防止に着手する寸前に1969年(昭44年)、1970年(昭45年)の大災害となり、これまで施工してきた地すべり防止構造物は一举に倒壊流出してしまった。しかも土塊の流出により蛇香沢の渓床は10～15 m洗掘され、両岸も著しく削剥拡大した。

この災害を契機に、抜本的な防止計画の樹立とそのための調査を実施した。そして、これまで破壊しては築造を繰返してきた階段状の谷止工、床固工の山脚安定工法を変更し、大堰堤(高13.0 m、長76.5 m)の築造により斜面中部末端までの間を一举に安定させる工法を実施した(1970～1971年)。この工法はたちまち効果を発揮し、斜面中部から上部への防止工事の実施を急速にすすめることができた。

しかし、最も移動の激しいのは鋼製自在枠(1976年施工)地点から稜線までの470 mにおよぶ斜面上部であって、降雪期から融雪期までの最大移動量は20 mに達することもあった。1970年の大災害に生じた亀裂は年々拡大し、滑落崖も毎年稜線に向って後退しつつあった。1971年に施工したライナープレート集水井2基およびコルゲートフリューム水路(1977年施工)は、1979年には変形がすすみ破壊した。

斜面上部の本格的防止工事は、末端部に特殊フトン籠土留工および鋼製自在枠土留工(1972年)を施工して開始した。これを足場に上方に向って土留工、水路工を施工した。しかし激しい移動は衰えをみせず、1～2年後にはこれらの構造物は倒壊し、地表は波をうち、蛇籠水路(1976年施工)は蛇行起伏し、亀裂は縦横に走り擾乱状態を呈した。

その対策として1980年に尾根付近より下向に向って7段の杭打工事を実施し、さらに1984年ま

で16段の杭打工事を施工すると共に、被災した鋼製自在枠土留工を修復施工(1982年)した。

これらの防止工事により4年前まで継続してきた激しい移動は見られなくなった。しかし、小規模な局部的活動と亀裂の発生はその後もみられた。そのような局所的な活動域に対する杭打工は1985年頃まで続けられた。一方、安定した部分では集水井工・水路工により、地表水、地下水排除がはかられた。集水井はこれまでに3基施工された他、斜面全体の水路整備も終了し、1990年には最上部の湿地部に深層暗渠工が施工された。

(2) 蛇香沢西斜面

1970年(昭45)に無数の亀裂が稜線付近まで伸び、危険な状態が続いた。1973～1977年(昭48～53)に6段の杭打工、集水井工3基および水路工の施工により安定するに至っていた。

ところが、1988年(昭63)にすでに杭打工・集水井が施工されていた部分より上方が再び活動した。この時の活動域では杭打工を2段集水井を1基施工し、安定化をはかった。

表一 蛇香沢地区の治山事業実績

単位：千円

年度	工事費	工 期	主 な 工 種 数 量	摘 要
S. 11	5	11.10.30~11.12.24	堰堤工（練積）3基	
S. 12	11	12.12. 8~13. 1. 3	床固工（練積）1基・堰堤工（練積）2基	
S. 13	8	13. 7.11~13.12.17	床固工（練積）1基	
S. 14	3	14. 8. 1~14.12.31	床固工（練積）1基	
S. 15	7	15. 7 ~16. 3.31	堰堤工（練積）1基・床固工（練積）1基	
S. 39	5,277	39. 6. 3~39.11.27	谷止工（コンクリート）1基 547.9 m ³	
S. 44	3,300	44. 7.30~44.11.29	谷止工（コンクリート）1基 279.8 m ³	
〃	15,186	44. 7.28~45. 3.25	谷止工（コンクリート）1基 1,177.6 m ³	
〃	4,620	44. 6.19~44.10. 9	谷止工（コンクリート）1基 420.7 m ³	
S. 45	53,791	45. 6.20~45.10.31	堰堤工（コンクリート）1基 4,460.0 m ³	施設災
S. 46	12,379	46. 6.28~47. 3.24	集水井工（ライナープレート）2基・流路工（堰堤工より平丸川の間） 流路工（堰堤工より平丸川の間） 水路工・土留工（コンクリート・片法枠）	施設災 資料不明
S. 47	38,229	47. 5. 4~48. 3.25	谷止工（大型ふとん管）1基 824.0 m ³ ・杭打工（鋼管）93本 水路工（コルゲートフリューム）471.0 m	
〃	4,332	47. 2.21~47. 8.18	水路工（ふとん管）48.8 m ³ ・土留工（大型ふとん管）122.0 m ³ 流路工（堰堤工より平丸川の間）	施設災 資料不明
S. 48	27,704	48. 7.13~49. 3.29	谷止工（大型ふとん管）1基 189.8 m ³ ・杭打工（鋼管）32本	
S. 49	52,641	49. 7.25~50. 3.28	土留工（大型ふとん管）406.0 m ³ ・杭打工（鋼管）58本 土留工（大型ふとん管）550.1 m ³	
〃	19,380	49.10.19~50. 3.17	杭打工（鋼管）2段，52本	
S. 50	12,140	50. 7.14~51. 3.24	谷止工（コンクリート）1基 239.6 m ³ ・ 水路工（ふとん管）35.9 m ³ ・杭打工（鋼管）2段	
〃	35,515	50. 7.31~51. 3.26	水路工（コルゲートフリューム）367.9 m ³ 集水井工（ライナープレート）1基・杭打工（鋼管）11本	
S. 51	56,986	51. 8.12~52. 3.25	水路工（ふとん管）162.0 m ³ ・集水井工（ライナープレート）1基 杭打工（鋼管）2段 45本	
S. 52	21,729	52. 7.19~53. 3.25	水路工（ふとん管）86.8 m ³ ・集水井工（集水井ボーリング） 1,000 m ・暗渠工（横孔ボーリング）26孔	
〃	19,214	52.11.26~53. 3.25	集水井工（ライナープレート）1基・土留工（コンクリート片法枠）	
S. 53	69,918	53. 5.30~54. 3.31	土留工（鋼製）90.0 m ³	
〃	19,900	53.10.30~54. 3.25	集水井工（ライナープレート）2基	
S. 54	108,247	54. 5.29~55. 3.30	杭打工（鋼管）8段 246本・集水井工（ライナープレート）1基	
S. 55	38,131	55.10.19~56. 5.14	杭打工（鋼管）93本	繰越
〃	52,122	55.11. 5~56. 5.15	杭打工（鋼管）121本	

年 度	工 事 費	工 期	主 な 工 種 数 量	摘 要
S. 56	101,079	56.10. 6～57. 3.10	杭打工（鋼管）204本	
〃	33,699	56.10.28～57. 3.15	杭打工（鋼管）87本	
〃	89,500	57. 2.27～57.10.27	土留工（鋼製）87.0m ³ ・土留工（大型ふとん籠）87.0m ³ 水路工（ふとん籠）67.0m ³	国債
S. 57	148,622	57. 8. 9～58. 3.15	杭打工（鋼管）216本	
〃	44,556	58. 3. 3～59. 9.28	杭打工（鋼管）69本	国債
S. 58	87,644	58. 7.11～59. 3.15	杭打工（鋼管）68本・土留工（鋼製）30.0m ³ 暗渠工（横孔ボーリング）23孔1,150m	
S. 59	94,376	59. 8.16～60. 3.15	杭打工（鋼管）61本 土留工（大型ふとん籠）25.0m ³	
〃	33,800	60. 3.26～60.10.26	杭打工（鋼管）17本・集水井工（コンクリート）1基 暗渠工（横孔ボーリング）21孔707.0m ³	国債
S. 60	39,231	60. 6.27～61. 3.15	集水井工（ライナープレート）1基 暗渠工（横孔ボーリング）19孔950.0m ³	
S. 61	65,948	61. 6.20～62. 2.24	集水井工（ライナープレート）1基 水路工（コルゲートフリューム）718.8m ³	
〃	26,100	61.12.24～62. 7.11	集水井工（ライナープレート）1基 土留工（コンクリート・片法枠）33.6m ³	国債
S. 62	23,403	62. 5.14～62. 8.12	土留工（コンクリート・片法枠）3基96m ³	
〃	44,446	62. 9.29～63. 3.26	杭打工（鋼管）26本・水路工（コルゲートフリューム） 319.4m ³ ・暗渠工（横孔ボーリング）480.0m	
〃	54,436	62.11.24～63. 7.30	杭打工（鋼管）2段50本 暗渠工（横孔ボーリング）30孔1,560m	国債
S. 63	34,955	63. 6.30～H1. 2.20	杭打工（鋼管）24本 水路工（コルゲートフリューム）108.8m	
H. 1	21,152	1. 8.28～ 2. 3.28	暗渠工（遮水壁）166.3m ³	
H. 2	68,285	1.10.30～ 2. 3.29	集水井工（ライナープレート）1基 杭打工（鋼管）54本	
〃	7,293	2. 6.28～ 3. 2.27	水路工（コルゲートフリューム）136.7m 植栽工1.8ha	

注) は地すべり発生により被害を受け現存しないもの。

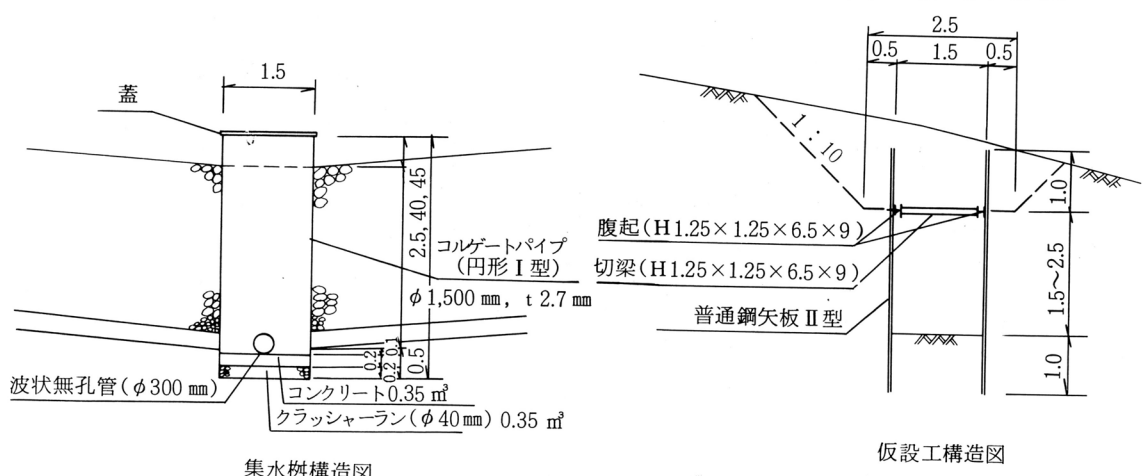
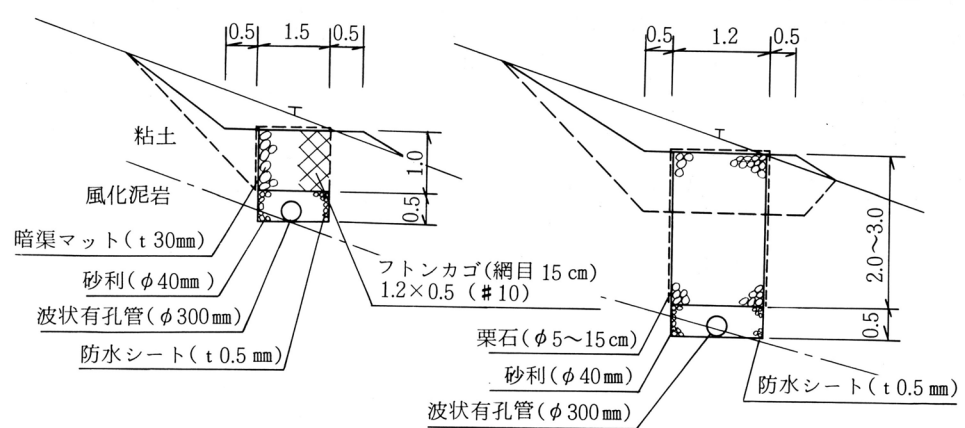
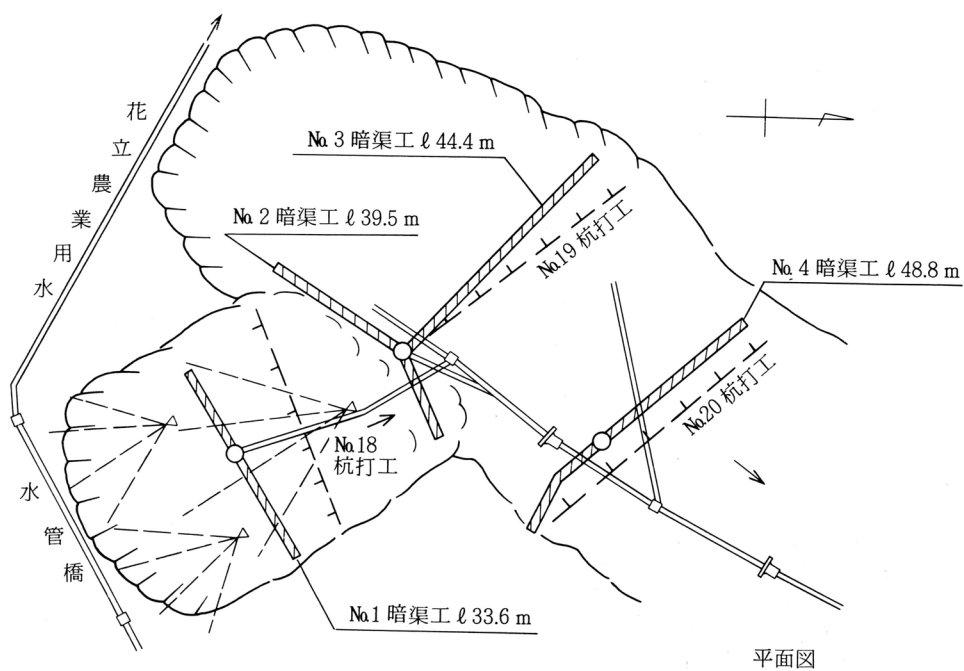


図-2 乾式遮水壁工施工図

4 八幡地すべりの地質

下平丸部落と上平丸部落の中間付近（八幡地すべり地の西側）を富倉背斜の背斜軸が平丸川に直交して延びている。この富倉背斜は北東方向に延び板倉町に達している。さらにこの延長上に清里村、牧村等の中頸城郡の地すべり密集地が連っている。

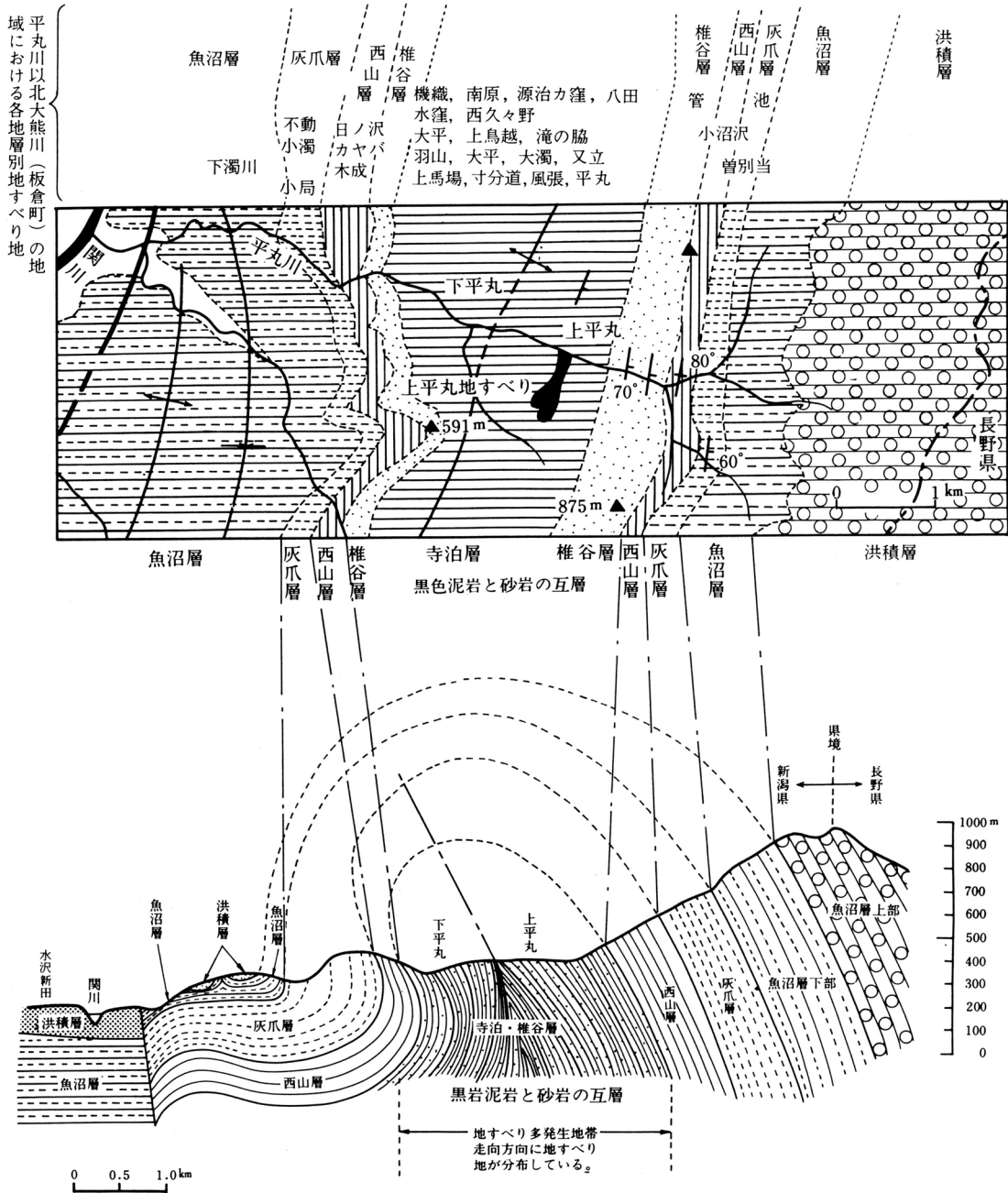


図-3 平丸川流域地層・地質地すべり断面図

富倉背斜の軸部は泥岩の優勢な寺泊層が占め、その両翼を椎谷、西山、灰爪、魚沼の各地層が規則的に累重している。

地すべりは寺泊層の黒色泥岩層中に多く発生し、砂質泥岩または砂岩優勢となる椎谷、西山、灰爪層になるにしたがい発生分布がすぐなくなっている。(図-3参照)

黒色泥岩と砂岩の風化、侵蝕に対する抵抗性の相違は平丸川の開析状態において見ることができ。すなわち、猿橋から下平丸の間と上平丸集落より上流(いずれも椎谷、西山、灰爪層)では平丸川は深い「V字形」の峡谷を形成しているのに対し、下平丸集落から上平丸集落間(寺泊層)においては谷幅が拡大し、開析に対する抵抗力の違いをあらわしている。

また、寺泊層分布域においても黒色泥岩中に砂質泥岩あるいは砂岩が挟在されるが、黒色泥岩層は緩傾斜の谷部を、これに反して砂質泥岩・砂岩層が急峻な尾根部を有律的に形成している。このようなケスタ地形は平丸川南方の長沢川流域および北方の馬場川、大熊川流域にも見ることができ。

八幡地すべり地の各ブロックの境界をなす尾根は、いずれも砂岩層からなり、不動地となっている。砂岩層は中～粗粒砂岩で円礫を含み硬質であるが、縦方向の割れ目が発達しており大塊で分離しやすい。

地すべりの基盤をなす泥岩は地表部では風化細片化していてもろく、ボーリングにより採取された新鮮なコアでも乾燥すると容易に小片化し、含水すると粘土化する。泥岩はしばしば破碎をうけ亀裂が発達している。

5 地すべり地の土質

これまで蛇香沢流域で行われた多数の地質調査ボーリングにより、地すべり斜面の土層構成、特性、地すべり面についてかなり適確に把握できるようになってきている。

斜面の土層構成は、上位より粘性土層、風化岩層、未風化岩層に大別される。

粘性土層は、基盤の風化物である粘土、泥岩・砂岩の岩片や礫により構成される。色調は一般に褐～茶褐色であるが、下部になるに従い、灰色を帯び、下位の風化岩層に漸移する。粘土は軟弱で含水量も多いため、ボーリングコアでは棒状とならない場合が多い。粘土の粘性はきわめて強い。含有される礫・岩片は、やや硬質で周囲は円磨されていることが多い。褐色粘土層中の礫は表面に酸化鉄が付着している。斜面下部の本層中には、植物片が含まれることがしばしばである。また径1～2 mの泥岩岩塊を含むこともある。

粘性土層の等層厚線図を図-4に示した。1977年に行われた斜面全域の整地作業により、本層の層厚は3～5 mで比較的均一ながら、斜面上部から下部にかけてしだいに層厚が厚くなる傾向にある。そのようななかでも、局部的に厚くなる部分がある。

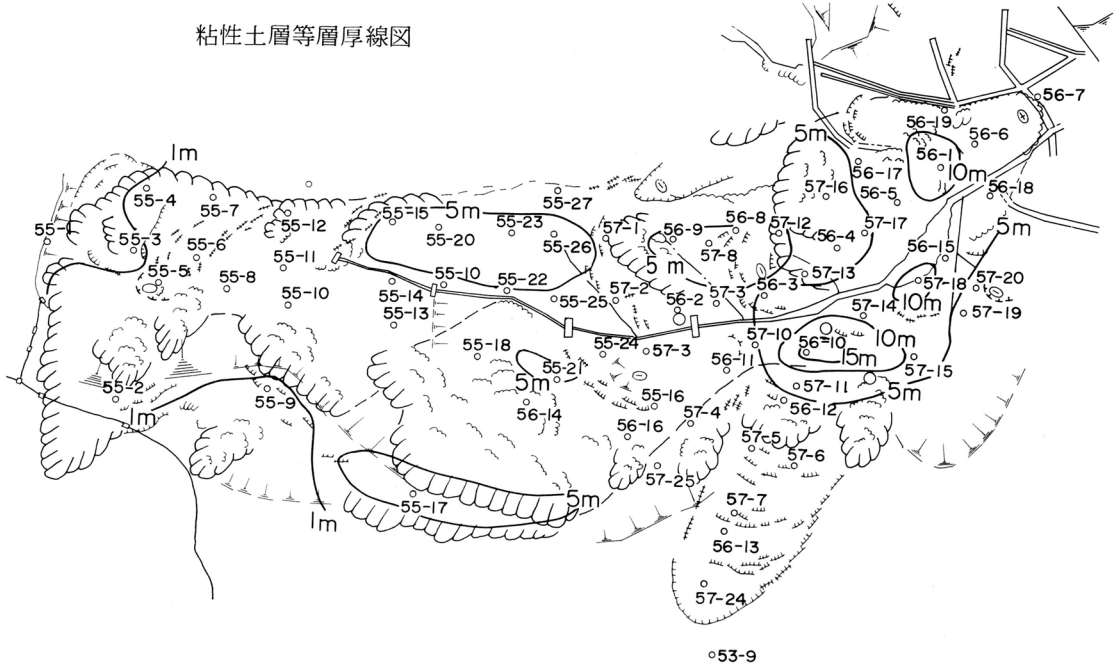
斜面東側の滑落崖上方には、最大径10～20 cmにも及び円礫（安山岩、チャート、頁岩等）や、泥岩、砂岩の岩塊（径20～30 cm）を多く含む砂質粘土層が露出している。滑落崖上方の舟底状の沢地形の部分で掘削したボーリング（58-9, 58-8）では、この地層が地表から10 m付近まで分布しており、その下にさらに5 mの厚さで、暗灰色の泥岩岩塊を多量に含む粘土層が分布している。このような円礫を多量に含む砂質粘土は、これまで地すべり斜面の内部では確認されておらず、より古い時代の堆積物である可能性がある。

風化泥岩層はいずれのボーリング孔においても、5～15 mの層厚で確認されている。ここでは、無水掘削が可能で明らかに泥岩であるものを風化泥岩と呼ぶ。本層の岩相は深度が増すにつれ風化の程度が弱くなるため、浅部と深部ではかなり岩相が異なる。浅部では含水量が多く軟質で指圧でつぶれる程度の硬さで、やや硬い粘土のような岩相を呈している。深度が増すにつれ、しだいに含水量が減り、コアの内部に硬質な部分を残すようになる。このような部分でもコアの周囲はかなり粘土化している。さらに深度が増すと、均質な硬度をもつようになり、所々送水掘削が必要となり、下位の未風化岩層に漸移していく。

この部分の層厚分布で特徴的なことは、かつての蛇香沢にあたる部分に厚さ10 m以上の風化岩の分布がみられることである。これについては沢に沿って深層風化が進んだ、あるいは本来風化が進んでいた弱部に沿って沢が形成されたなどの原因が考えられる。

未風化岩層は硬質塊状の泥岩であるため、ほとんどの部分で送水掘削が必要である。ボーリングコアの特徴から、本層を2分することができる。その一つはコアが礫状～岩片状となる部分で、他の一つは棒状のコアが採取される部分である。前者の場合は泥岩が径1～5 cm大の礫状で採取され、稀に棒状のコアが採取される部分でも亀裂の発達が著しく、亀裂面に沿って粘土が挟在されている。

粘性土層等層厚線図



風化岩層等層厚線図

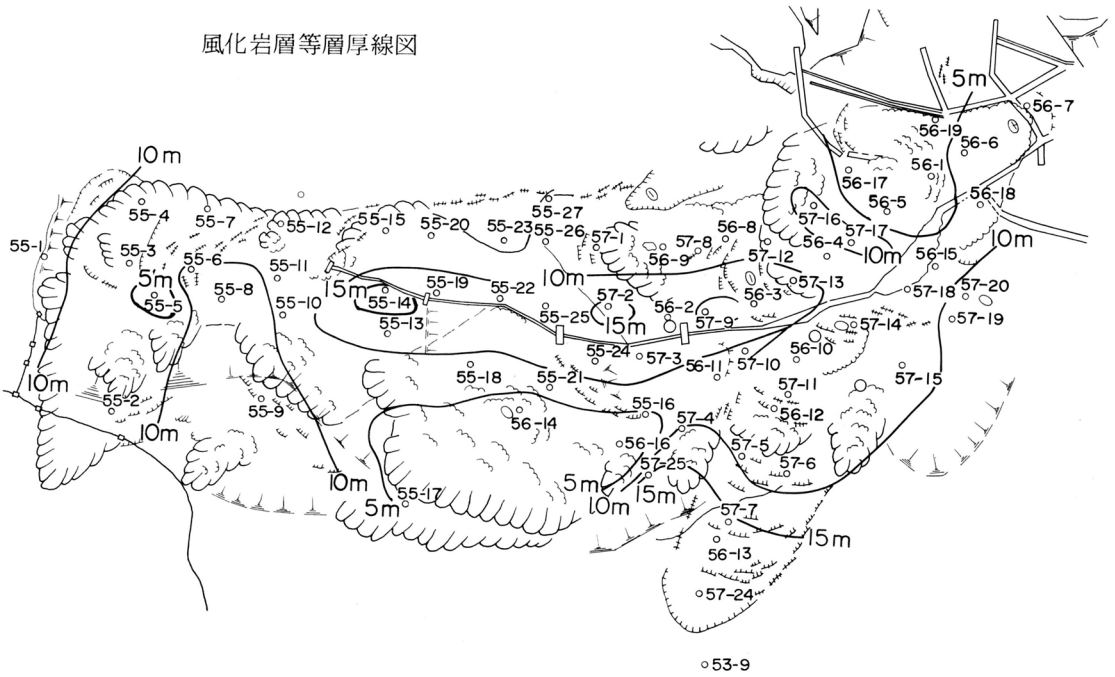


図-4 粘性土層，風化岩等層厚線図

この部分は破砕を受けた部分で、粘土化部が送水掘削により流失したため、礫状～岩片状のコアとなったものと推定される。これに対し、棒状のコアが採取される部分では亀裂もほとんどなく、暗灰色の均質な泥岩となる。このような非破砕部は比較的少ない。

本層中には灰色～灰白色の砂岩層が挟まれることがある。砂岩層は、地すべり斜面内部では比較的薄いですが、東側滑落崖では10m以上にも達している。また滑落崖にも露出している部分もあり、この尾根が砂岩の差別侵食により形成されたことは明瞭である。砂岩は幅2～3mの節理により分離し、大塊の状態地すべり斜面に供給されている。

以上の3層は必ずしも明瞭に区分されるわけではなく、特に風化岩層と未風化岩層の境界は漸移する。このため、N値は深度が増すにつれ増加していく(図-5)。N値の増加傾向は浅層部では $N = 5D$ (深度)の関係式に近く、深層部では $N = 2.5D$ の式に近い。

これまで確認された地すべり面は、ほとんどの場合、風化泥岩中に形成している。パイプ歪計・ワイヤー式多層移動量計により移動が確認された付近の風化泥岩中には、必ず紫色を帯びた粘土層が挟在している。粘土層は20～100cmの厚さで1枚の場合もあれば、厚さ数cmのものが数枚挟在することもある。このような粘土層は稠密で含水量も多く、薄いwater filmを挟む場合もあり、その特性からみて、地すべり面粘土と推定される。

地すべり斜面の粘性土については、多数の土質試験が行われている。粘性土はほとんどがCH領域にプロットされ、塑性指数は25～45程度である(図-6)。

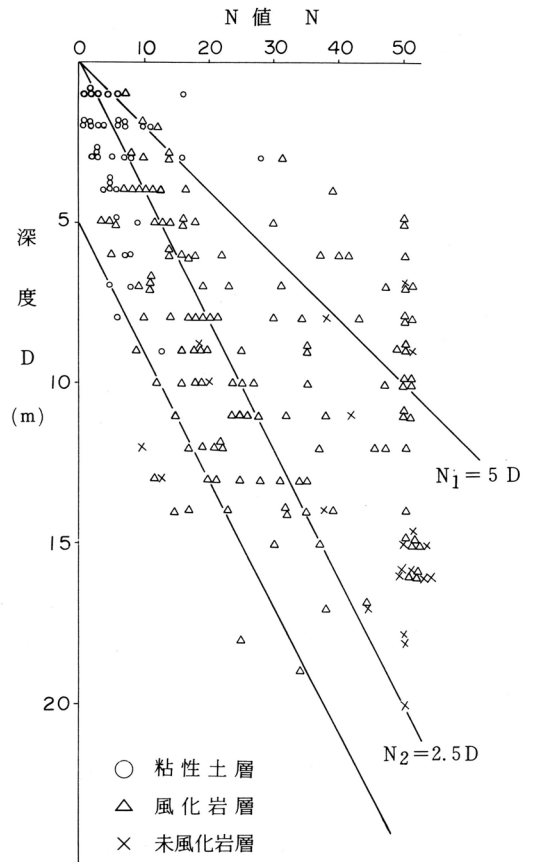


図-5 N値と深度・地層の相関図

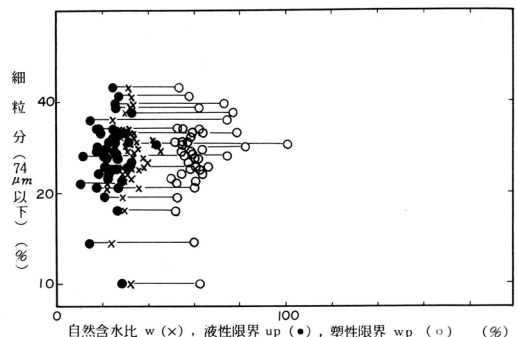
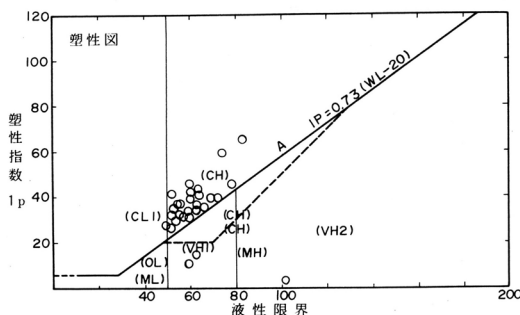


図-6 地すべり崩積土(粘性土)の塑性図

粘性土と泥岩の一軸圧縮強度を、その含水比を指標に比較を行うと、両者の間にはきわめて良い負の相関 ($r = -0.8989$, $y = -1.387x + 44.045$) が存在する。泥岩の一軸圧縮強度が $20 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ であるのに対し、粘性土のそれは $0.3 \sim 0.7 \text{ kgf/cm}^2$ となり、 $1/5 \sim 1/10$ に低下する。それに伴い含水量は 15% 程度増加している (図-7)。

粘性土と泥岩の間には不連続があるが、これは風化泥岩の試験が試料採取の面から困難なことによるものである。

土質試験により得られた土質定数を図-8に示す。粘着力は $0.1 \sim 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあり、内部摩擦角は 20° 以下の場合が多くなっている。

土層ごとの水理特性については、透水係数と揚水量の相関を図-9に示す。粘性土層と風化岩層の浅部が属する揚水量・透水係数とも大きいグループ、風化岩層の深部・未風化岩層が属する揚水量・透水係数とも小さいグループに2分される。

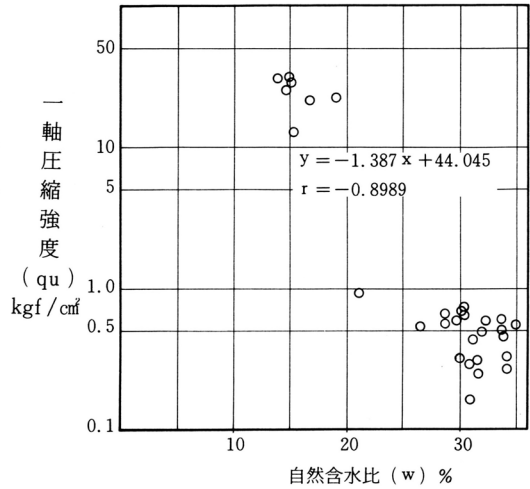


図-7 自然含水比 (w) と一軸圧縮強度 (qu) の相関図

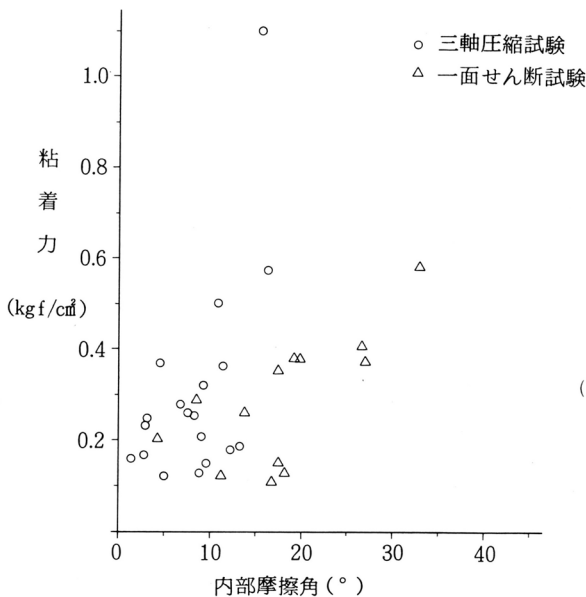


図-8 粘着力と内部摩擦角

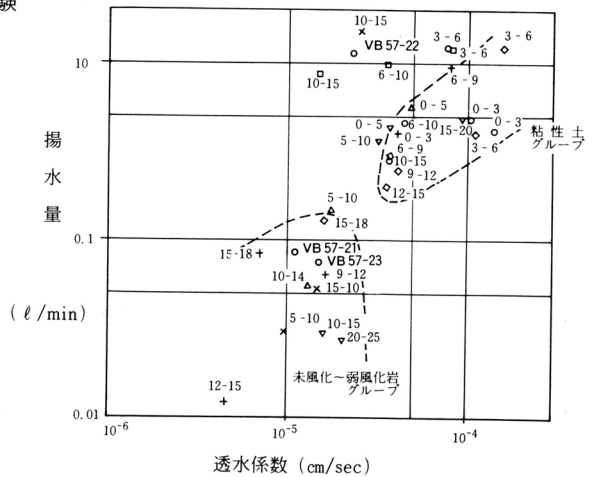


図-9 揚水量と透水係数相関図

6 移動状況

蛇香沢斜面では、地表の移動測量、地中伸縮計、パイプ歪計、ワイヤー式多層移動量計による地すべり面付近の移動量観測を行ってきた。

1977年と1980年に測量した結果を比較したものを図-10に示す。2回の測量の間には、斜面全域の整地作業が行われ、斜面がほぼ一定傾斜となった時期がある。にもかかわらず、図上に現われた滑落崖の位置はほとんど変化がなく、地すべり土塊が、地すべり面の上をベルトコンベアの上に乗って移動しているような現象が認められる。斜面の上部に沈降部が多いのは、測線が若干異なったためであり、末端部の上昇は、土留工の施工による盛土が原因である。この間の総移動量は、斜面上部から下部になるにつれしだいに増加してゆき、最下部のVB52-7孔は3年間で32m移動していた。

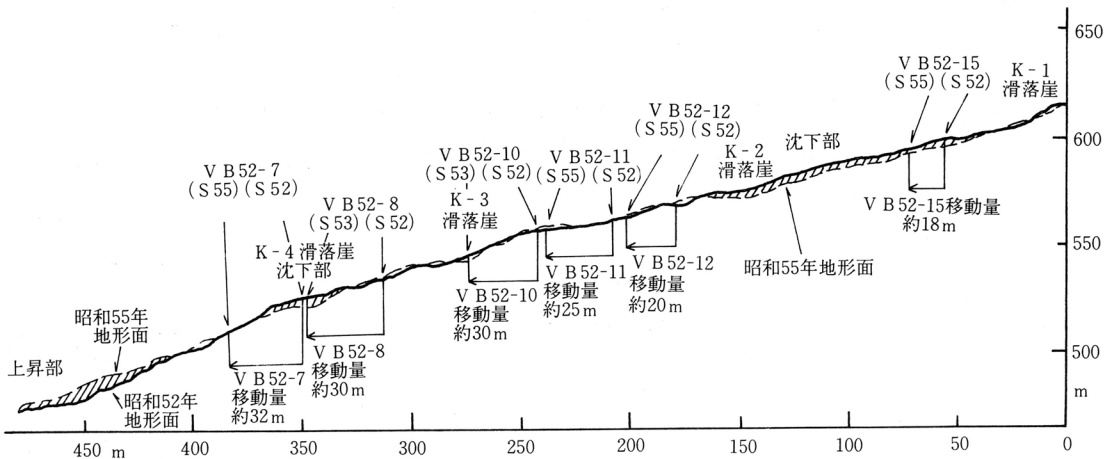


図-10 昭和52年5月～昭和55年4月間の地表面移動量

1980年から'85年にかけての、移動測量による各標柱の移動方向と、移動量を図-11に示す。各標柱の移動方向は地すべりの延びの方向とほぼ一致し、斜面上部では南南西から北北東であるのに対し、下部では南南東から北北西となっている。また斜面東側の滑落崖付近の標柱は南南東から北北西となっている。このような結果には、東側滑落崖方向から移動してくる土塊の影響が現われている。

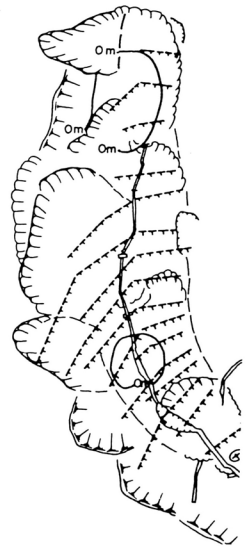
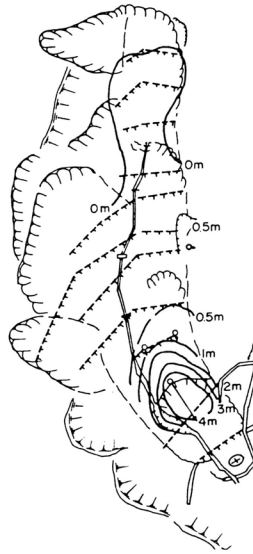
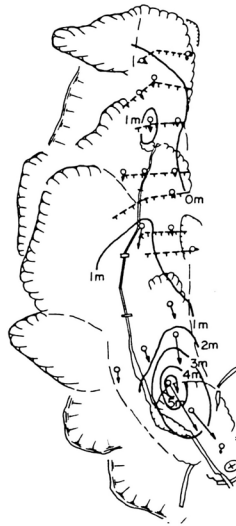
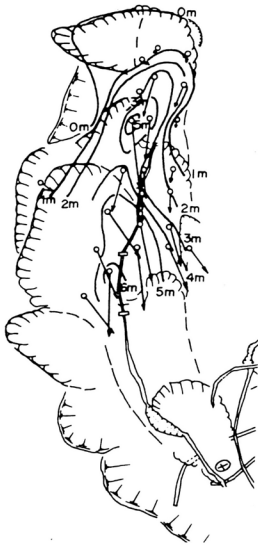
昭和55年以降、降雪期～融雪期、融雪期～降雪期に2分し、移動量を比較すると、移動の中心が期をおって杭打工の施工されていない部分へ移動している。杭打工施工後の斜面でも部分的に移動が観測されている部分もあるが、その絶対量は杭打前に比べ格段に小さくなっている。

S 55.12.14 ~ S 56:5.11

S 56.9.23 ~ S 57.4.23

S 57.4.23 ~ S 57.9.23

S 58.6.3 ~ S 58.11.25



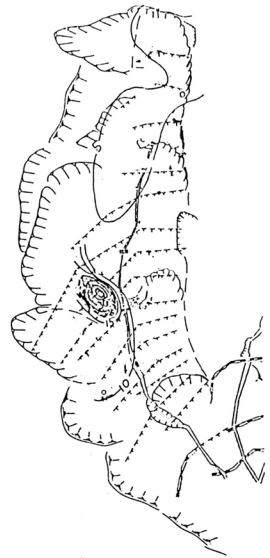
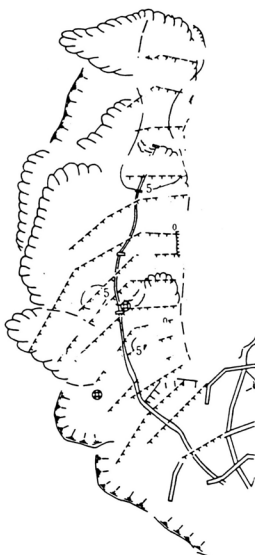
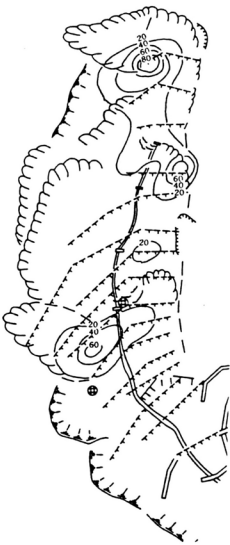
移動量
5m 10m

S 58.11.25 ~ S 59.5.25 *

S 59.5.25 ~ S 59.12.5 *

S 59.12.5 ~ S 60.5.25 *

S 60.12.3 ~ S 61.5.20 *



* 移動量の単位はcm

図-11 杭打防止工事進行による地表移動量の変移



図-12 中央上部斜面断面平面図 (防止工事, 歪鋼管杭, 歪鋼管杭, 塩ビ管歪計等配置図)

自動観測システム
傾斜計 (ST3-1~ST3-3)

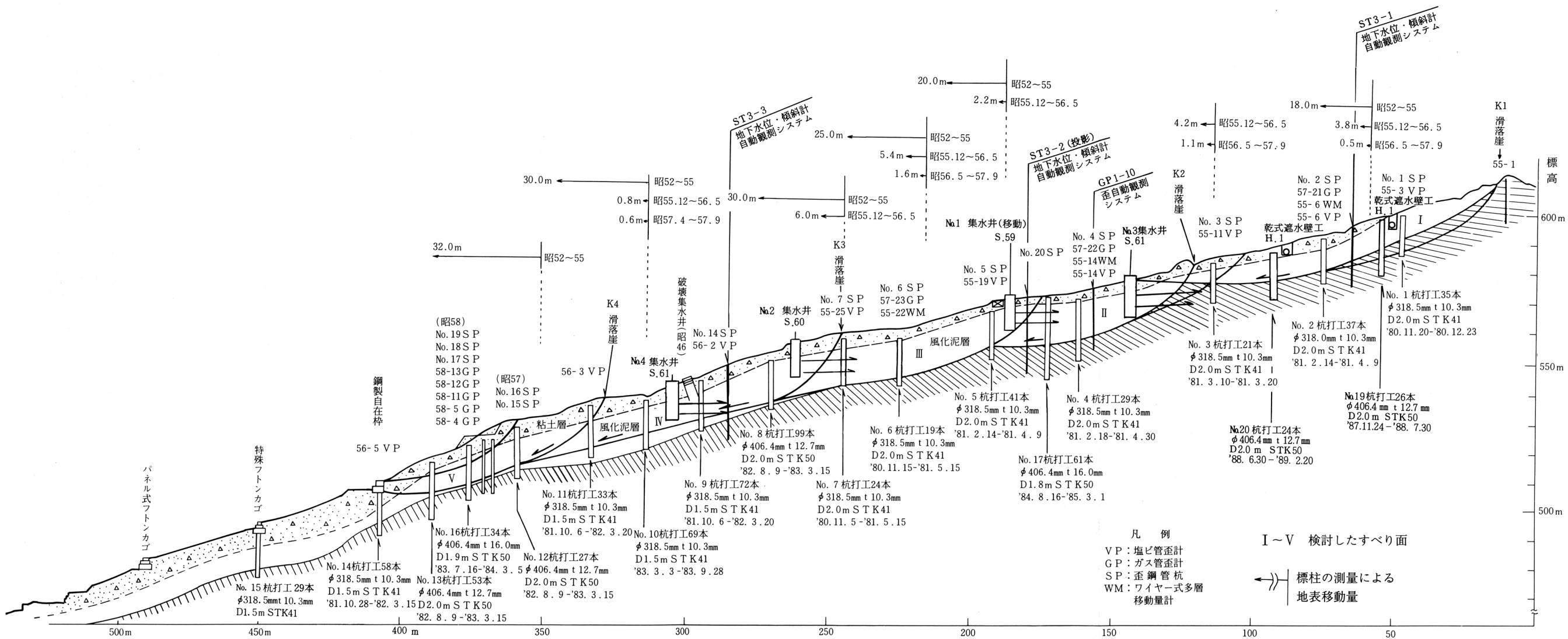


図-13 中央上部斜面地質断面図

7 地すべり活動と杭の挙動

1977年より活動が始まっていた蛇香沢上部斜面では、1980年11月から'81年4月の間に7段、1981年10月から'82年2月の間に6段の杭打工が施工された。この杭打工はすでに述べたように、斜面の安定化には大きな効果をはたした。この時に打設された杭のなかには各段に1本づつ歪ゲージをはりつけた鋼管杭を挿入し、杭の変形を測定した。

7-1 1980年の測定結果

1980年の活動の特徴をまとめると以下ようになる。

- 地すべり斜面の変位の開始は上部から下部へ向って進行する。55-6の変位開始の10月11日から53日後の12月4日に55-22に到達している。したがって伝達速度は $\frac{139\text{m}}{53\text{日}} = \frac{2.6\text{m}}{\text{日}} = \frac{0.18\text{cm}}{\text{分}}$ となる。歪計11-3~25間のひずみ伝達速度は $\frac{222.0\text{m}}{18\text{日}} = \frac{12.33\text{m}}{\text{日}} = \frac{0.86\text{cm}}{\text{分}}$ である。
- 移動量は斜面上部が大きく、下部が小さい傾向を示している。
- ワイヤ式多層移動量計の変位は12月に入り急増する。しかし塩ビ管歪計においてはそれよりはるかに早期にひずみが増大する。すなわち55-6塩ビ管歪計では70日前、55-14塩ビ管歪計では92日前に地中ひずみを記録している。塩ビ管歪計が 10×10^{-3} に達する頃からワイヤ式多層移動量計に変位が記録され、地表の変位も開始される。
- 降雪期の12月以降地表の変位、ワイヤ式多層移動量計とも顕著な変動を記録できるが、歪計の微視的計測においては7~8月からすでに変位が開始されている。このことは重要な内容を秘めている。すなわち地すべり災害は突如発生するもののように現象することもあるが、地中土塊においてはその数か月以前から変位を開始しており、したがって地中土塊を計測することによって災害の予知が可能であるとみることができる。

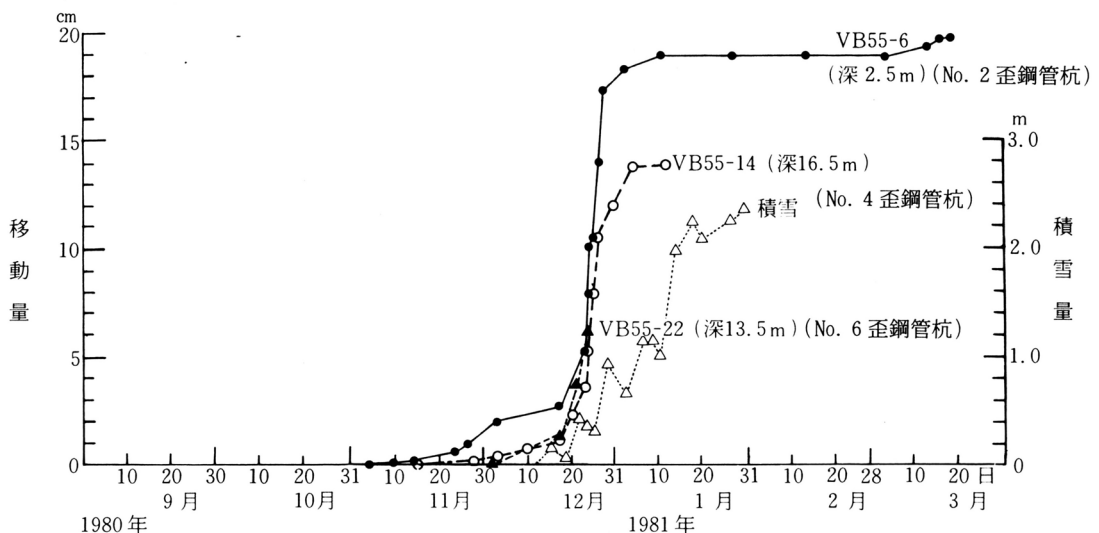


図-14 ワイヤ式多層移動量計移動累積図

表-2 塩ビ管歪計およびワイヤー式多層移動量計計測結果対比一覧表

	55-3	55-6		55-11	55-14		55-19	55-22	55-25
	塩ビ管歪計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計
移動開始点 (稜線)か らの距離	37.0 m	63.0 m	63.0 m	100.0 m	145.0 m	145.0 m	172.0 m	202.0 m	222.0 m
測定開始日	1981年 7月20日	1981年 7月23日	1981年 8月31日	1981年 7月23日	1981年 8月19日	1981年 8月31日	1981年 8月5日	1981年 8月21日	1981年 8月6日
移動開始日	① 7月23日 ② 10月21日	① 8月2日 ② 8月10日	10月11日	8月6日	8月23日	11月23日	8月19日	12月4日	8月10日
移動最大量 とその月日	① 0.50×10^{-3} 12月4日 ② 0.56×10^{-3} 12月4日	① 14.6×10^{-3} 9月18日 ② 1.5×10^{-3} 12月19日	19.0 m 1982年 1月10日	14.0×10^{-3} 12月19日	11.1×10^{-3} 11月14日	14.0 cm 1982年 1月6日	-12.0×10^{-3} 9月23日	6.0 cm 1981年 12月24日 断 線	-8.2×10^{-3} 12月4日
変位深度	① 13.5 m ② 2.5 m	① 3.0 m ② 11.0 m	2.5 m	8.0 m	15.0 m	16.5 m	14.0 m	13.5 m	15.0 m
ヒズミ速度	4.18×10^{-6} /日	730×10^{-6} /日	71.8×10^{-6} /日	112.0×10^{-6} /日	133.7×10^{-6} /日	21.9×10^{-6} /日	342.9×10^{-6} /日	14.9×10^{-6} /日	70.7×10^{-6} /日

この時、挿入した鋼管杭は径 318.5 mm、肉厚 10.3 mm、STK40のもので、歪ゲージは共和電業製の KIC-5-G-11 のものを 1 m 間隔ではりつけてある。代表的な杭の変形状況を以下に示す。

(1) No.1 歪鋼管杭

ひずみ分布から求めた断面力分布は図-15 のごとくになった

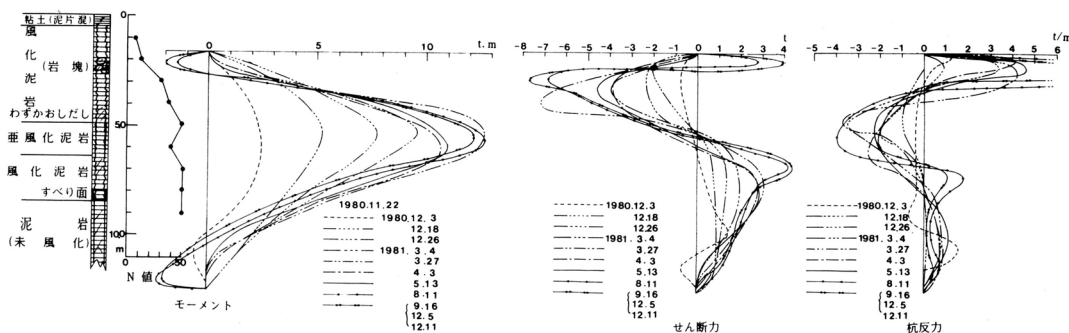


図-15 No. 1 歪鋼管杭

1980年11月22日に挿入した杭に生ずる最大曲げモーメントは12月3日に2.2 t-m,その後徐々に増大し、翌1981年5月13日には13.7 t-mに達している。

杭末端部のモーメント分布形状から地すべり面は10.0m以深の未風化泥岩層中に発生しており、そのため杭の根入長が不足となったものと推察される。

また杭頭付近に拘束反力が働き、地表近くが塑性流動している状態があらわれている。

(2) No.3 歪鋼管杭

解析結果は図-16 に示すごとくである。この杭は1980年12月4日に挿入設置した。12月26日にはすでにモーメントが著しく増大し、すでに弾性領域を超えている。

また、モーメント分布から推定される地すべり面（モーメントゼロ点）と土質柱状図の地すべり面とはよく一致し、その深さは杭頭より6.0 m、地表より8.0 mとなっている。

No.1 歪鋼管杭のモーメントが翌年3月下旬になってもそれほど増大しないにもかかわらず、No.3 歪鋼管杭は挿入したその月の12月中に破壊領域に達している。したがって、No.1 歪鋼管杭に続いている地すべり円弧とは別に、No.3 歪鋼管杭付近から新たなすべり面が複合的に形成されているとみることができる。そして、No.3, No.4, No.5 歪鋼管杭の土塊が一体となって活発に移動していることが、地表変位の大きさと、杭のひずみ量の増大とその時期の一致から推察することができる。

このNo.3 杭打列の挿入は1981年3月10日から20日の間に施工した。したがって歪鋼管杭は最も移動の激しい期間中に孤立状態にあり応力集中をうけたことになる。

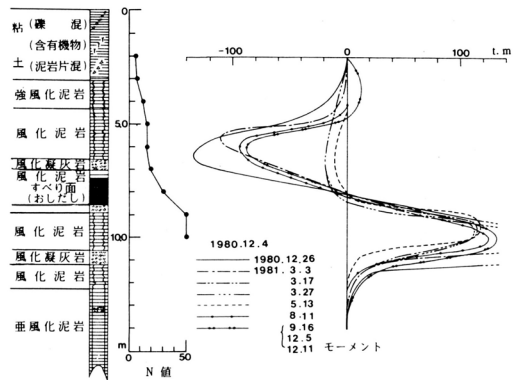


図-16 No.3 歪鋼管杭

(3) No.5 歪鋼管杭

この杭のモーメント分布は図-17 に示すごとくである。1980年12月4日に挿入したが、12月25日はすでに弾性領域を超え、しかもせん断破壊となっている。

地すべり面は地表より13.0～14.0 mであることをあらわし、土質柱状図の地すべり面位置と一致している。

この段の杭打は2月14日から4月9日に施工した。

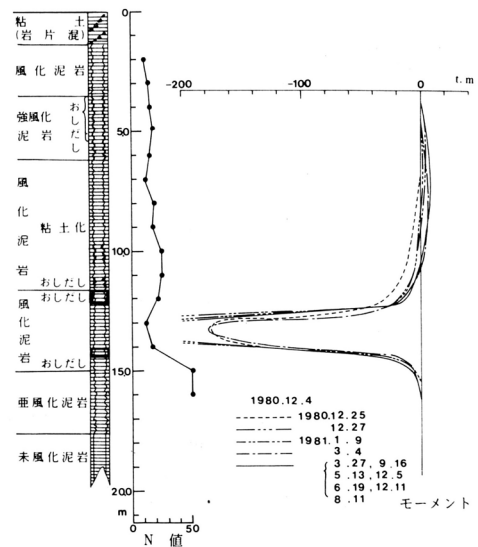


図-17 No.5 歪鋼管杭

(4) No. 6 歪鋼管杭

モーメント、せん断力、杭反力分布を示すと図-18のごとくなる。

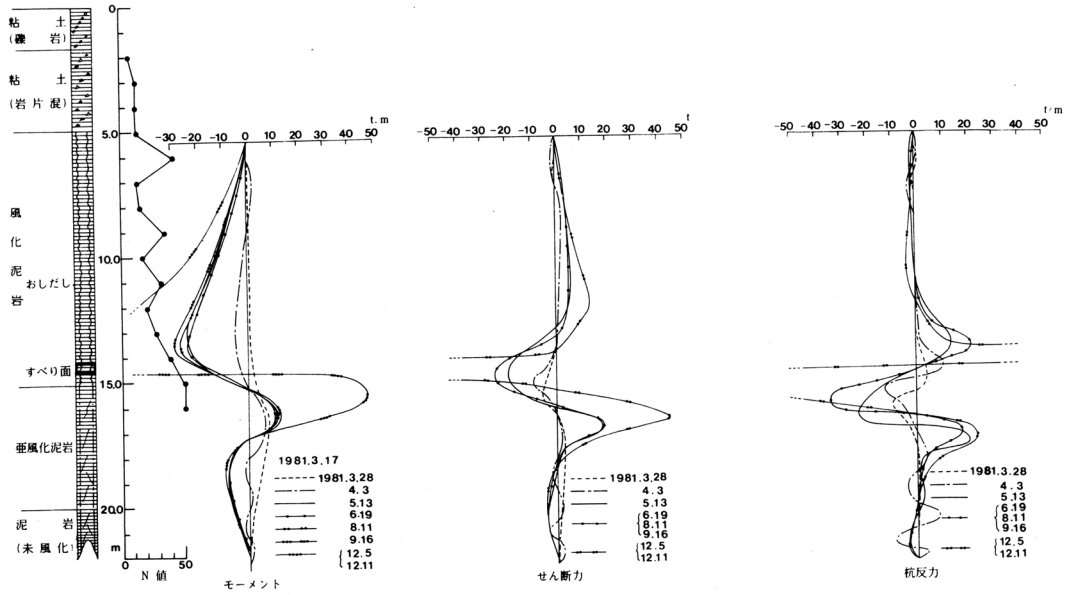


図-18 No. 6 歪鋼管杭

この杭は1981年3月17日挿入したが、モーメントの増大はNo. 4, 5歪鋼管杭に比して小さい。その理由は上方3段の杭効果の影響によるものとみることができる。

(5) No. 7 歪鋼管杭

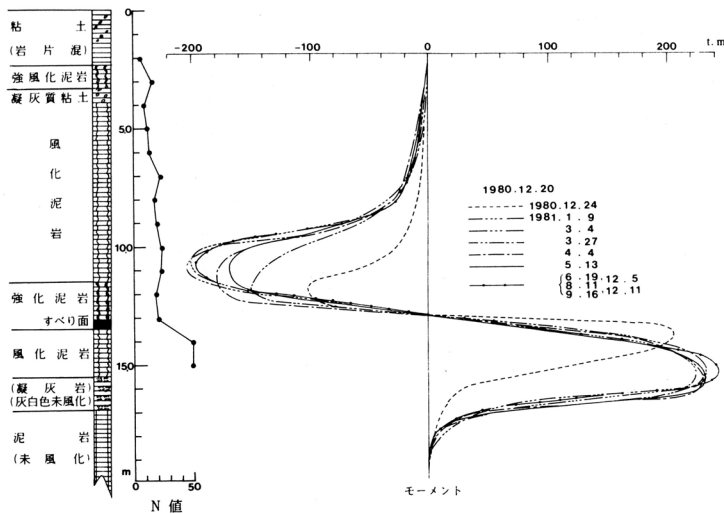


図-19 No. 7 歪鋼管杭

図-18に示されるごとく、杭の挿入設置は12月20日であるが、その4日後の最大モーメントは100 t-mおよび205 t-mとなり、破壊領域に達している。

地すべり面の深さは13.0 mとなり、土質柱状図からの想定と一致し、また55-25塩ビ管歪計による深度ともほぼ一致している。

以上の結果を総括すると、次のごとくなる。

- a 移動中の斜面に杭の挿入を行うと、最初の杭にたちまち応力が集中し、破壊領域に達する。したがって、移動の激しい季節の杭打はさけ、移動のすくない夏期に施工することが大切である。
- b 応力集中をさけるために、短期間施工することが、杭の安全性にとってきわめて重要である。
- c 移動の激しい斜面では段数を増やし、地すべり推力を分断することが必要である。
- d 杭打工が完了した後でも、地すべり活動は継続し、工事終了後に再度挿入したパイプ歪計でも移動が観測されている(図-20, 21)。これは、杭の施工が地すべり活動中に行われ、挿入後ただちに破壊された杭が多く、杭本来の抵抗力を十分に発揮していない可能性が大きい。
- e 杭打ち工前後の地すべり面深度を比較すると、杭打後に深くなっている例がみられる。

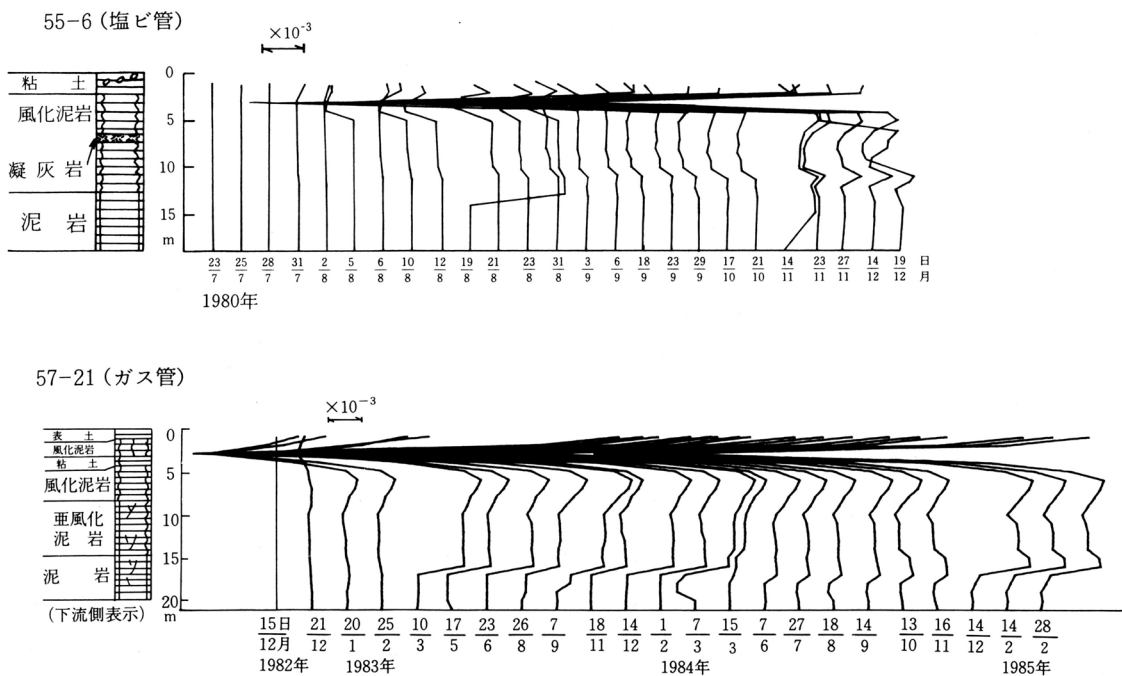
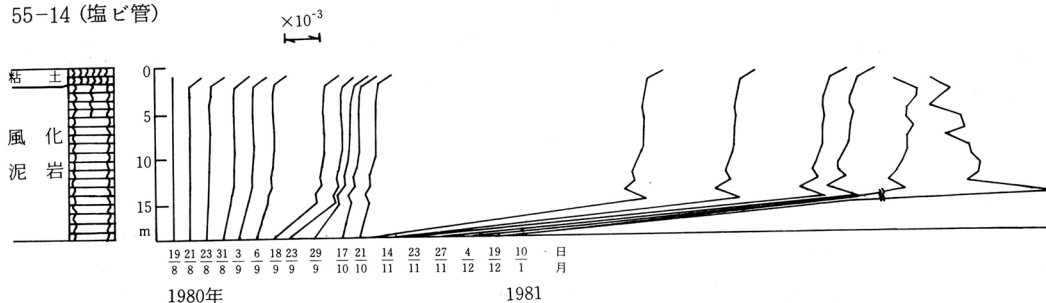


図-20 杭打工施工前後の歪観測結果

上段：杭打前

下段：杭打後

55-14 (塩ビ管)



57-22 (ガス管)

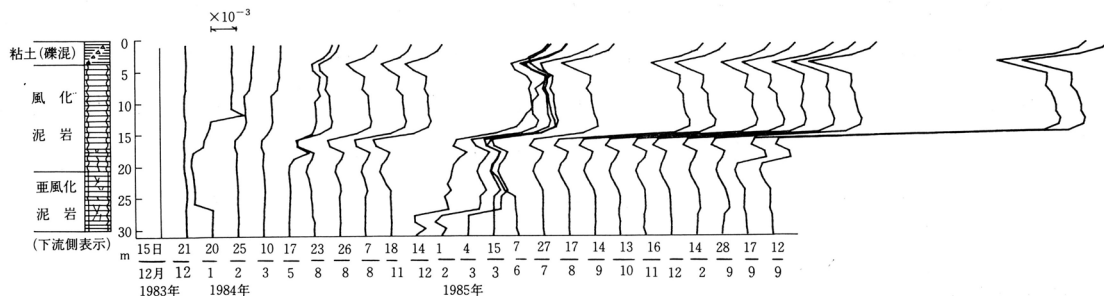


図-21 杭打工施工前後の歪観測結果

7-2 1981年の測定結果

1981年には前年に杭打を行った部分の下方と側方において杭打工を行い、前年度と同様の鋼管杭の歪測定を行っている。この年の活動は8月頃より顕圧化し、11月～12月にかけて最大の移動が観測された。この時の活動の特徴は以下のようにまとめられる。

- 移動開始期においては、スライド的変位を示すのが一般的である。そして移動の進行と共に複雑化する。
- 2層の変位構造をなして移動することが多い。そして一般的には下層よりも上層の変位が大きい。しかし、末端部の圧縮部においては、塑性破壊的変位が見られる。
- ひずみの累積が単純に増加するのではなく、累積飽和と解放を反復しながら増大してゆく状態が表われることがある。第三紀層とりわけ黒色泥岩地帯の地すべりは移動の一定の過程ない全過程において匍行性の移動をなすのは、このような土塊の変位挙動によるものであって、斜面土塊が粘塑性的挙動と応力緩和をともなった変位と見ることが出来る。またこのような現象は斜面中腹部から末端部にかけてあらわれることが多い。
- 地すべり面の低下が泥岩層中に認められる。しかも28mと言った深層で形成されていることはきわめて重要なことである。この斜面が数十年も移動を繰返し、不安定土層が流下しても再度同じ位置に地すべりが発生するのは泥岩の風化と地すべり面の低下によるものとみることが出来る。

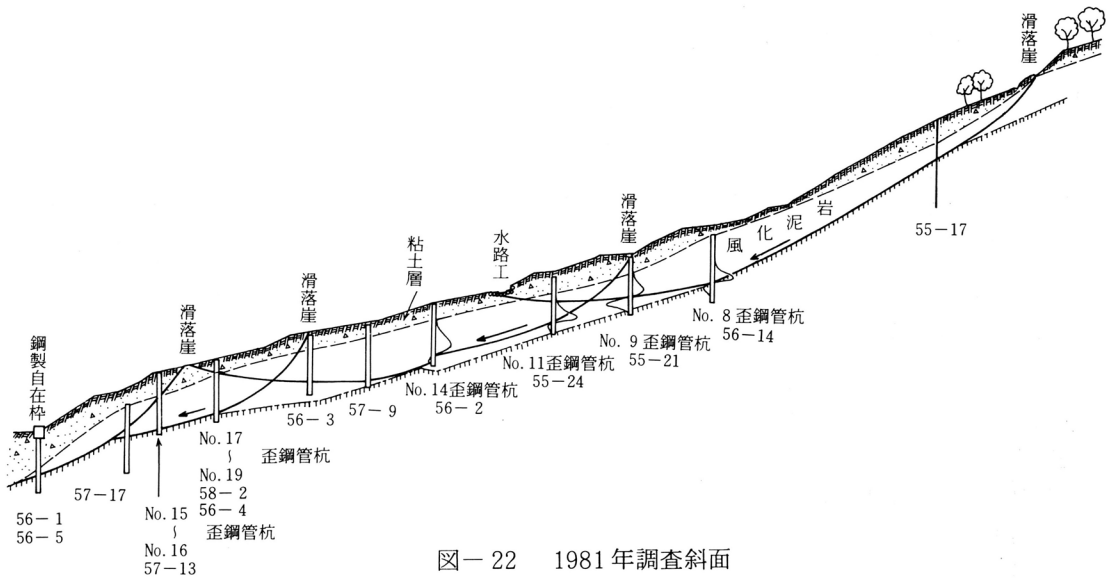


図-22 1981年調査斜面

表-3 塩ビ管歪計変位形態と土層挙動解析

ボーリングNo.	測定開始日	地すべり開始日、深度、岩質 塩ビ管歪計の深さ	ヒズミ変位形態と土層の挙動解析	備考
(1) VB 56-14	1982年 7月21日	8月1日17.0m 垂風化泥岩 8月14日9.0m 垂風化泥岩 20m		土層スライド 滑落崖から70m
(2) VB 56-2	8月1日	8月7日4.0m 強風化泥岩 9月1日14.0m 強風化泥岩 25m		ヒズミ累積 飽和、解放 回復 VB 56-14 から80m
(3) VB 56-13	8月7日	8月10日19.0m 垂風化泥岩 8月21日5.0m 強風化泥岩 20.0m		滑落崖から30m
(4) VB 56-3	7月21日	8月1日20.0m 垂風化砂質 泥岩 8月1日14.0m 強風化泥岩 25.0m		土層全体が スライド VB 56-2 から37m VB 56-13 から104m
(5) VB 56-4	7月21日	8月1日11.0m 強風化泥岩 8月1日5.0m 風化泥岩 20.0m		土層全体が スライド VB 56-3 から40m
(6) VB 56-5	7月21日	8月1日18.0m 泥岩 8月14日4.0m 粘土 20m		土層全体が スライド VB 56-4 から32m
(7) VB 56-1	10月5日	10月7日23.0m 泥岩 10月28日28.0m 泥岩 1982年3月6日9.0m 粘土 30.0m		ヒズミ累積 飽和、解放 回復 移動 ヒズミ累積 飽和、解放 VB 56-5 から23m

この測定で使用した鋼管杭も径 318.5 mm，肉厚 10.3 mm，STK41 のものである。測定結果は以下のようになる。

(1) No. 8 歪鋼管杭

この杭の挿入設置は，1981年12月5日に行った。5日後第1最大モーメント（地表からの深さ 15.0 m）10 t-m，第2最大モーメント（地表からの深さ 17.5 m）10 t-mとなり，11日後にはそれぞれ 19.0 t-m，26.5 t-m，21日後には 32.5 t-m，38.0 t-mとなり，すでに弾性領域を超え，30日後には破壊領域に達している。

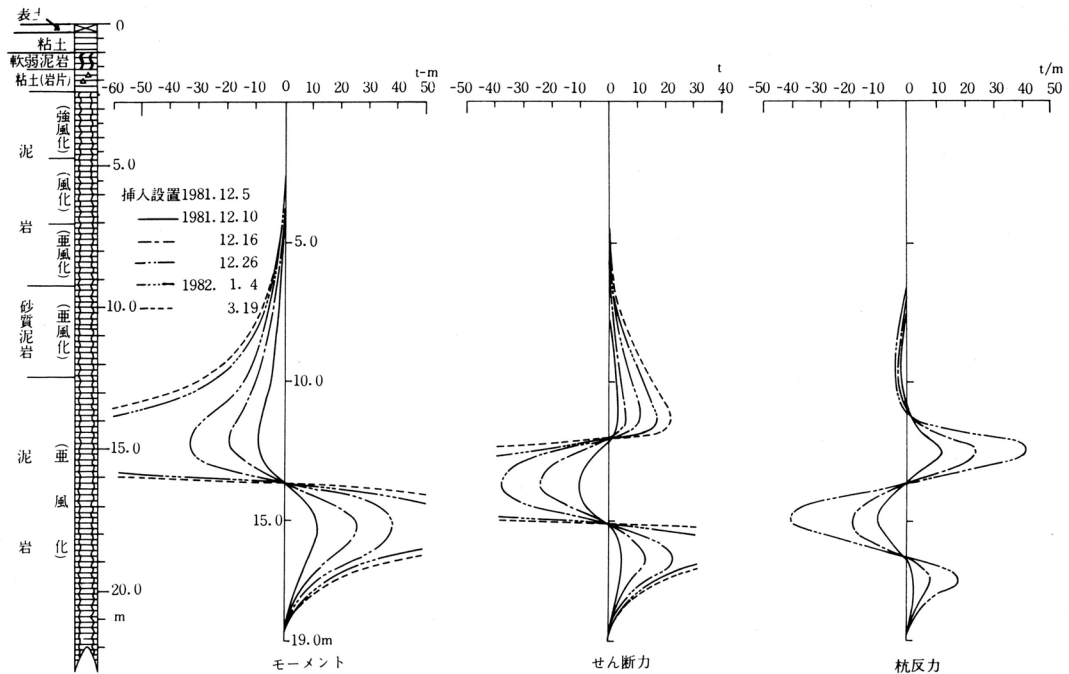


図-23 No. 8 歪鋼管杭

地すべり面は地表からの深度 16.5 m の亜風化泥岩層中に形成している。この杭の挿入前の 7～9 月の地中の変位状態は，深さ 17.0 m 付近に微量な変位が 8 月 1 日に開始し，9 月以降顕著になっている。

塩ビ管歪計には深さ 9.0 m にも地すべり面が現われるが，歪鋼管杭には現われない。これは塑性破壊によってできる破壊面であって，主要な地すべり面は 16.5 m と推察することができる。

(2) No.9 歪鋼管杭

挿入設置日は1981年12月25日であるが、20日後の1月14日には地すべり面の下の最大モーメントは29 t-mに達し、弾性領域を超えている。また地すべり面は地表からの深度11.8 mの風化泥岩層中に形成している。

この杭の位置に1980年9月18日から12月27日まで塩ビ管歪計の計測を行った。その結果は図-25のひびき累積図のごとくになった。この図によると地すべり面の深さは13.0~14.0mであって、歪杭の地すべり面より若干深くなっている。

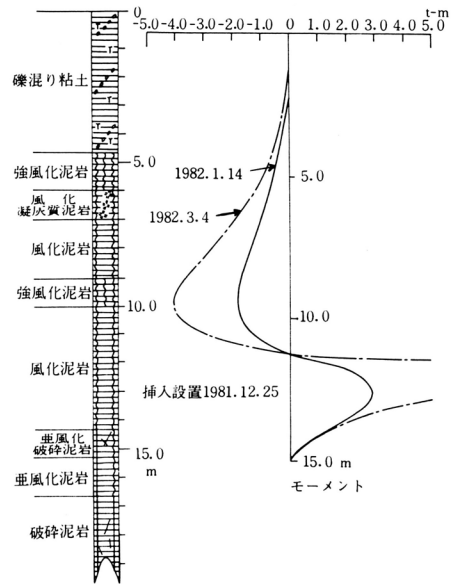


図-24 No. 9 歪鋼管杭

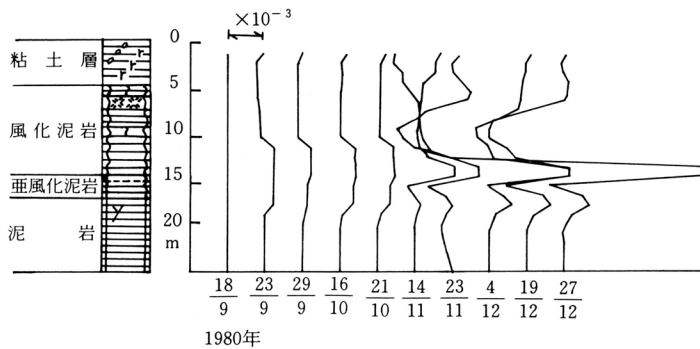


図-25 55-21 塩ビ管歪計累積図

(3) No.10歪鋼管杭

挿入設置16日後の12月21日の最大モーメントが40 t-mを超えている。また地すべり面は地表よりの深度14mの粘土層に形成されている。

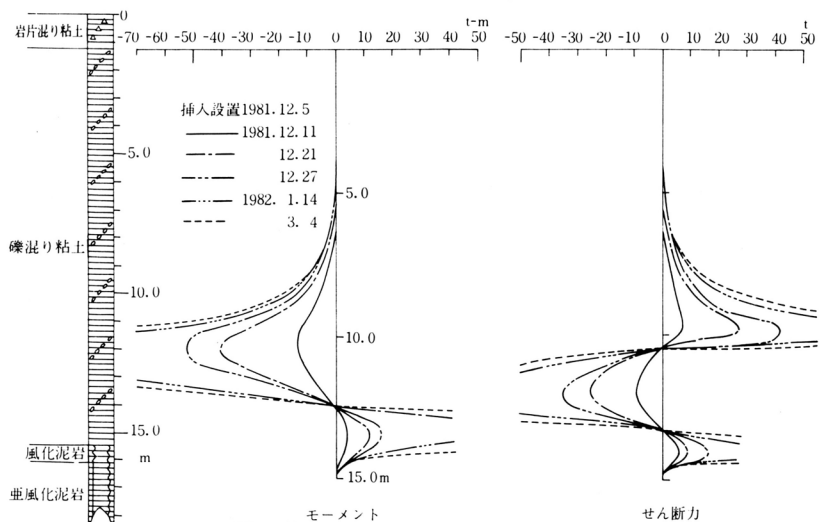


図-26 No. 10 歪鋼管杭

(4) No.11歪鋼管杭

挿入設置14日後の1月14日には最大モーメント60 t-m を記録している。地すべり面は地表よりの深度13.6mの風化泥岩層中に形成されている。

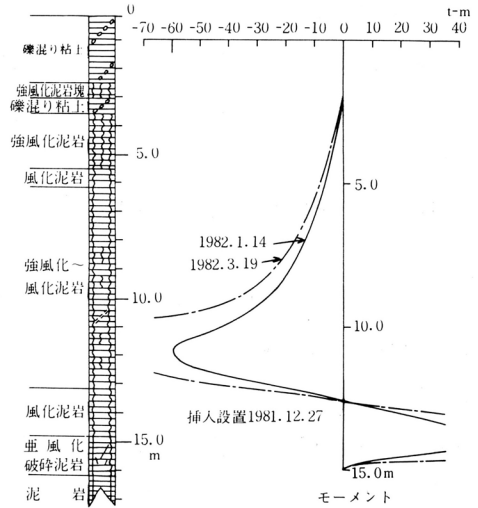


図-27 No.11 歪鋼管杭

(5) No.12歪鋼管杭

挿入設置10日後の12月5日、弾性限界をはるかに超えた。この杭の左隣接杭は融雪後倒伏破壊した。地すべり面は4.5 m付近である。

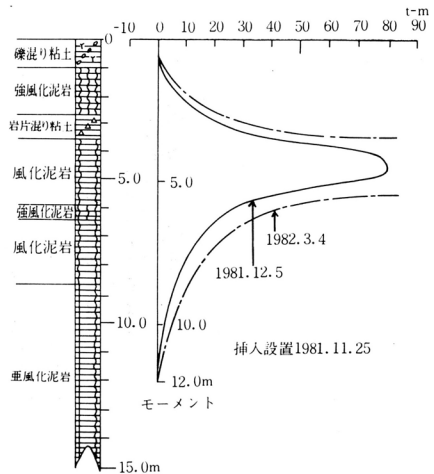


図-28 No.12 歪鋼管杭

(6) No.13歪鋼管杭

挿入設置は12月8日で、その13日後の12月21日には最大モーメントが40 t-mに達し弾性領域をはるかに超えている。地すべり面は地表からの深度14.0mの亜風化泥岩層中に形成されている。

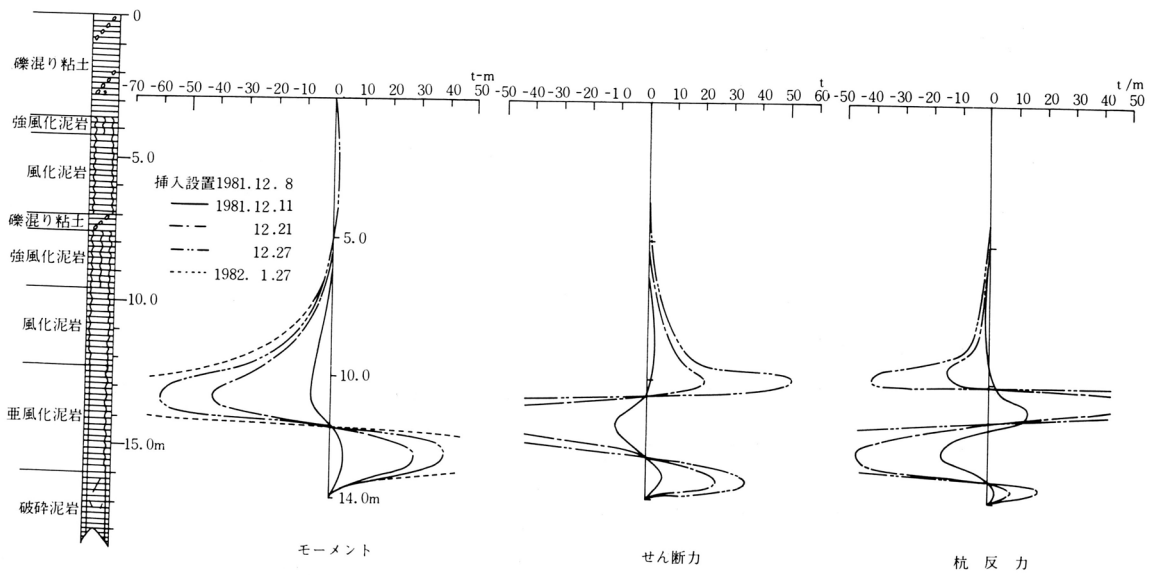


図-29 No.13 歪鋼管杭

(7) No.14歪鋼管杭

挿入設置11日後の12月27日に最大モーメントは30 t-mを超えている。地すべり面は地表から13 mの深度となっている。

この杭の近傍の塩ビ管歪計では、9月1日から活発な変位を記録し、地すべり面の深さは14.0mであって、歪鋼管杭の深さとほぼ一致している。

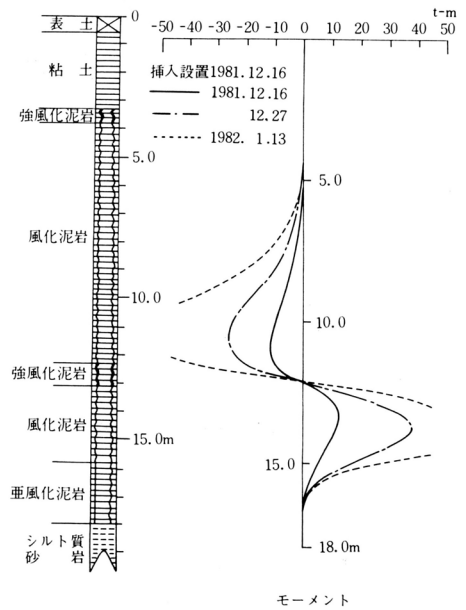


図-30 No.14 歪鋼管杭

この時の測定結果からは次のように考察することができる。

1. いずれの杭も12月下旬に弾性領域を超える大きな応力を生じている。融雪期に災害が発生することが多いが、降雪期の12月にすでに大きな応力が発生している。
2. 変位を微視的に把える塩ビ管歪計においては8～9月からすでに地すべり面の形成が開始している。
3. したがって、大きな応力が生ずる12月までに杭打工事が完了するよう施工するのが望ましい。

8 杭剛性の相違と杭の挙動

地すべり防止用の鋼管杭は、特殊な場合を除くと一般的には径318.5mm、厚さ6.9または10.3mmの一般構造用炭素鋼管を使用している。多くの地すべり斜面においてはこの寸法の杭で安定するが、移動の激しい斜面においては、このような剛性の杭では破壊することがしばしばある。1980～1982年(昭55～57)にかけて施工した14段の杭打では、挿入設置後1～3か月で弾性領域を超えている。このような斜面に剛性の大きい杭を挿入した場合どのような応力が生じ、抵抗効果を発揮するかについての試験を1982年に実施した。

図-31に示すように隣接した位置に径406.4mm、肉厚10.7mmの杭と、径318.5mm、肉厚6.9mmの杭をそれぞれ歪ゲージをはりつけ測定を行った。

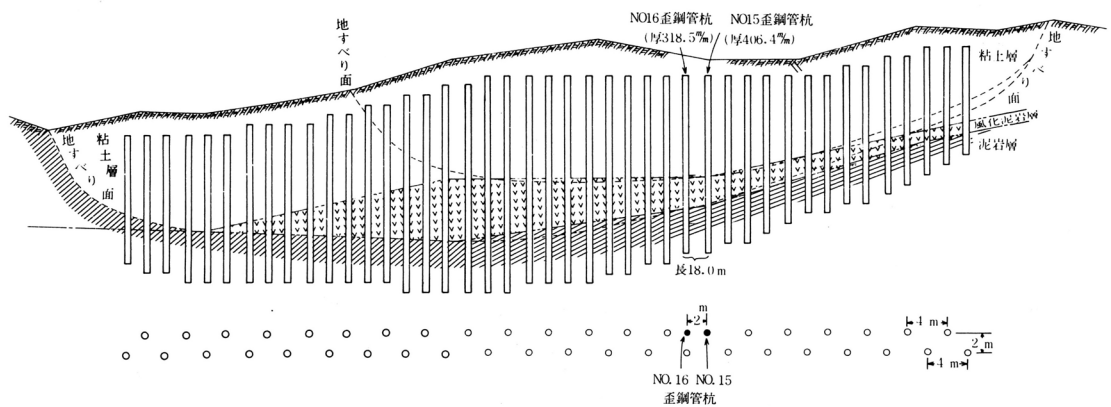


図-31 杭配置、土質累重図

両杭のひずみ量より図上微分および積分により杭に作用するモーメント、せん断力、杭反力およびたわみを求め図示すると図-32、33のごとくなる。結果は以下のように要約できる。

(1) No.15歪鋼管杭の第1最大モーメントよりも地すべり面下の第2最大モーメントが大きい。No.16歪

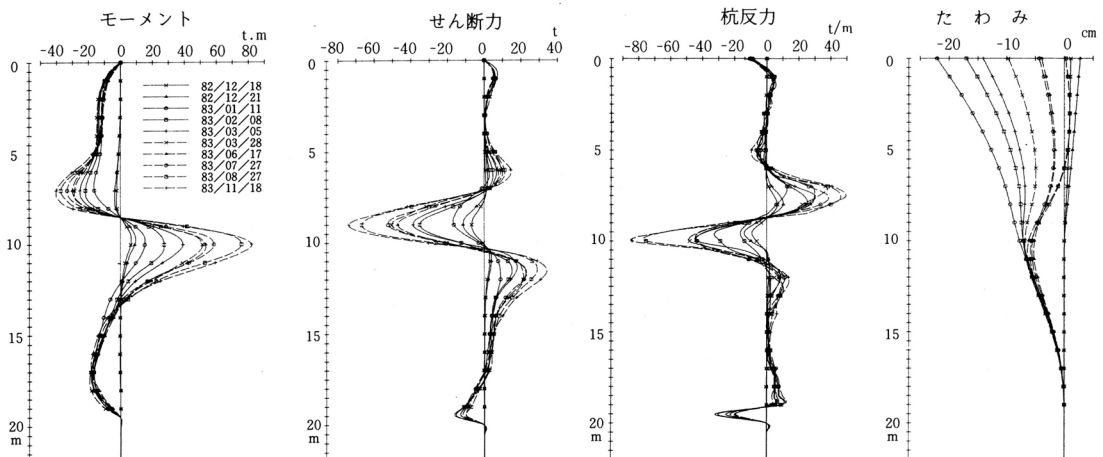


図-32 No. 15 歪鋼管杭モーメント、せん断力、杭反力、たわみ分布

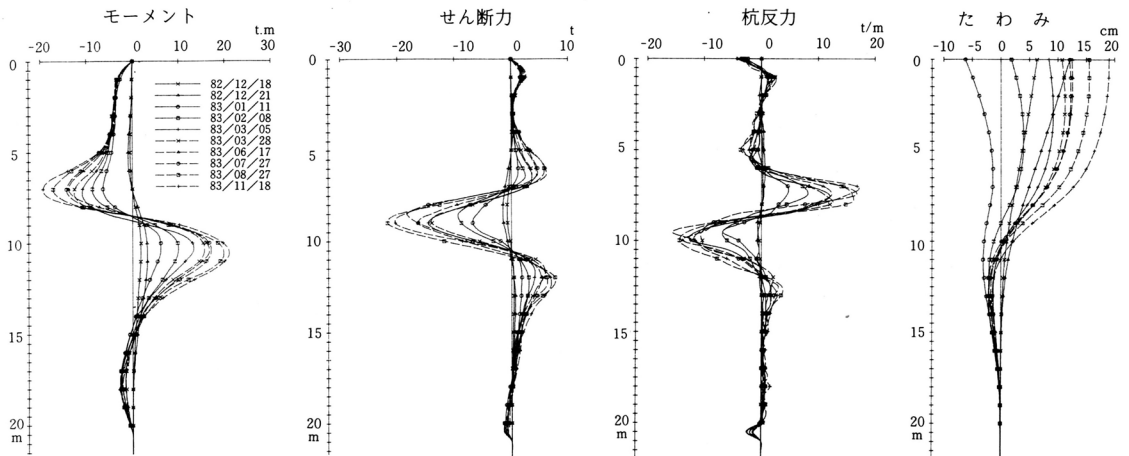


図-33 No. 16 歪鋼管杭モーメント，せん断力，杭反力，たわみ分布

鋼管杭では両方ほぼ等しいが，いくらか第2最大モーメントが大きい状態となっている。

- (2) 両杭の最大モーメントを比較すると3：1となっている。

	1983年 1月11日	2月8日	11月18日
No.15歪鋼管杭	26.7 t·m	37.5 t·m	82.0 t·m
No.16歪鋼管杭	6.0 t·m	10.5 t·m	21.7 t·m

- (3) 両杭の断面積，断面2次モーメント，最大ひずみおよび計算で求めたモーメントを比較すると下記のごとくなる。

	断面積	比	断面2次モーメント	比	最大ひずみ	比	モーメント	比
No.15歪鋼管杭	148.7 cm ²	2.2	305 × 10 ² cm ⁴	3.7	890 × 10 ⁻⁶	0.79	28.1 t·m	2.3
No.16歪鋼管杭	67.6 cm ²	1	82 × 10 ² cm ⁴	1	1,130 × 10 ⁻⁶	1	12.2 t·m	1

したがって，断面比は1：2.2であるが，最大ひずみは0.79：1となり，剛性と最大ひずみから求めたモーメントの比は1：2.3となる。このことは剛性の大きい杭がその分だけ大きな地すべり土圧を分担をしていることを示している。

また最大モーメントの実測値の両杭の比は最大ひずみから計算で求めた最大モーメントの比より大きくなっている。

- (4) 杭設計には杭の抵抗力をせん断力とする方法と曲げ抵抗（モーメント）とする方法とが採用されている。しかし実際の杭は「弾性床土のはり」として作用している。

また斜面上部ではせん断，下部では曲げとして作用するとの提案があるが，計測結果によると，このような考え方は根拠のない実際の杭に適合しない想定である。

- (5) 地すべり防止杭は径318.5 mmの鋼管杭が最も一般的に使用されている。しかし移動の激しい斜面では径406.4 mm，厚16.0 mmの鋼管杭を使用することがのぞましい。

9 グラウト効果と杭の挙動

防止杭を挿入した場合、杭と掘削孔の孔壁の間に隙が生ずる。この空隙にモルタルを充填した場合としないときの杭の挙動および抵抗効果の検討を1983年に実施した。

図-34に示すNo.17歪鋼管杭を含む5本の鋼管杭には挿入後空隙にグラウトポンプによるモルタルの注入を行った。またNo.18およびNo.19歪鋼管杭は無注入とした。

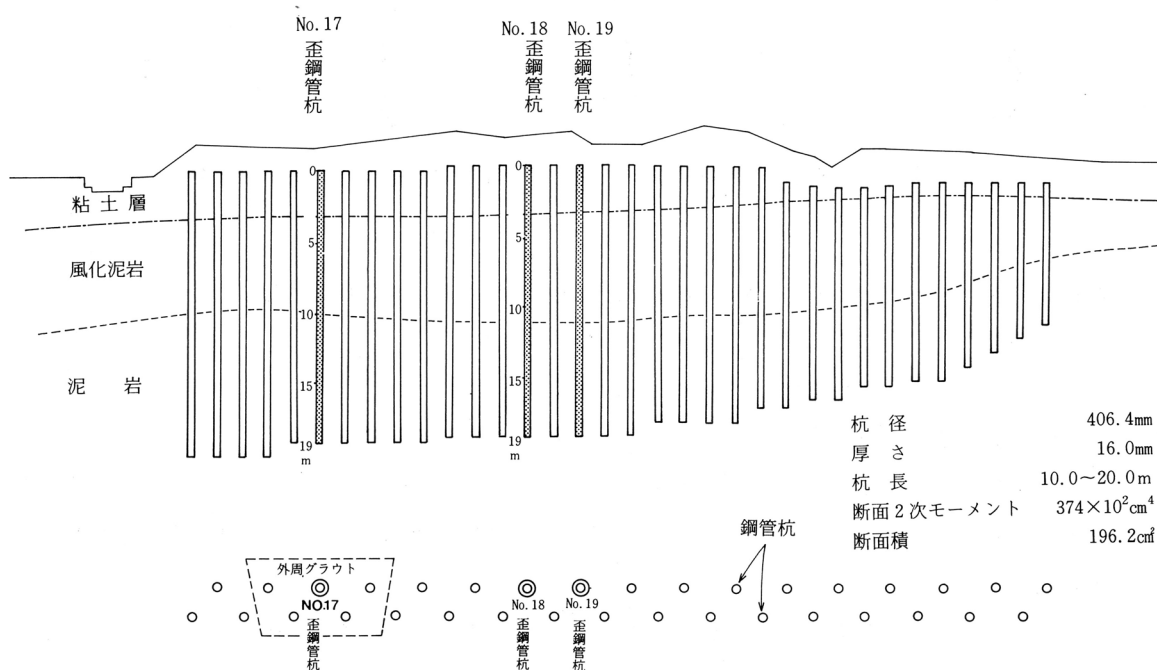


図-34 鋼管杭・ガス管歪計配置図

No. 17 歪鋼管杭の挿入は1983年9月26日、No. 18 歪鋼管杭は10月15日、No. 19 歪鋼管杭は10月18日に行った。各杭のひずみ量からモーメント、せん断力、杭反力およびたわみ分布を示すと、図-35~40のごとくなる。No. 19 歪鋼管杭には土圧計もあわせて設置した。データから解析からは以下のことがいえる。

- No. 17, 18, 19 歪鋼管杭とも1984年2月1・2日までのモーメントは比較的小さく、それぞれの最大モーメントは15.0, 14.5, 4.5 t・mである。ところが、次の測定日である4月初にはNo. 17 歪鋼管杭44.5 t・m, No. 19 歪鋼管杭31.7 t・mとなっていて、この間に急増している。この中間は6.0 m以上の豪雪のため欠測となったが、この間の増加状態はNo. 18 歪鋼管杭の自記記録計のデータ図-41から解析することができる。すなわち、2月26日まで漸増傾向のひずみが27日から3月4日まで8日間に急増し、その後は緩慢に増加したのち3月17日増加が停止し、5月末に至っても増加はみられず安定している。このときのモーメントは、2月26日21.4 t・m, 3月4日

55.5 t・m, 3月17日 64.8 t・mとなり, この状態で均衡が保たれている。

- 地すべり面はNo.17 歪鋼管杭では杭頭より8.5 m付近 (地表より10.0 m), No.18 歪鋼管杭は2.5～5.0 m (地表より4.5～7.0 m), No.19 歪鋼管杭は7.0 m (地表より9.0 m) であって, いずれも風化泥岩層中に形成している。
- モーメントの分布型はNo.17 歪鋼管杭が「S字型分布」をなしているのに対し, No.18, 19両杭は「弓型分布」をなしている。そして杭反力分布はNo.18, 19杭は杭頭に拘束反力が作用し, 地すべり面付近の反力を減少する働きがみられる。No.17杭は拘束反力が作用せず, そのためせん断力も杭反力も大きくなっている。両者の相違はグラウトの効果ばかりではなく, すべり面の深度も関係している可能性がある。
- 以上のことから鋼管杭の安全性には, どのような応力分布型をなすかが, グラウト効果以上に影響するものとみることが出来る。そして地すべり防止杭に生ずる応力分布型とその大きさは, 杭剛性, 地すべり土圧, 地すべり土層の状態, 地すべり面の深さ等の関数である。したがって, グラウト効果はこれらの関数要因との関係で究明することが必要である。

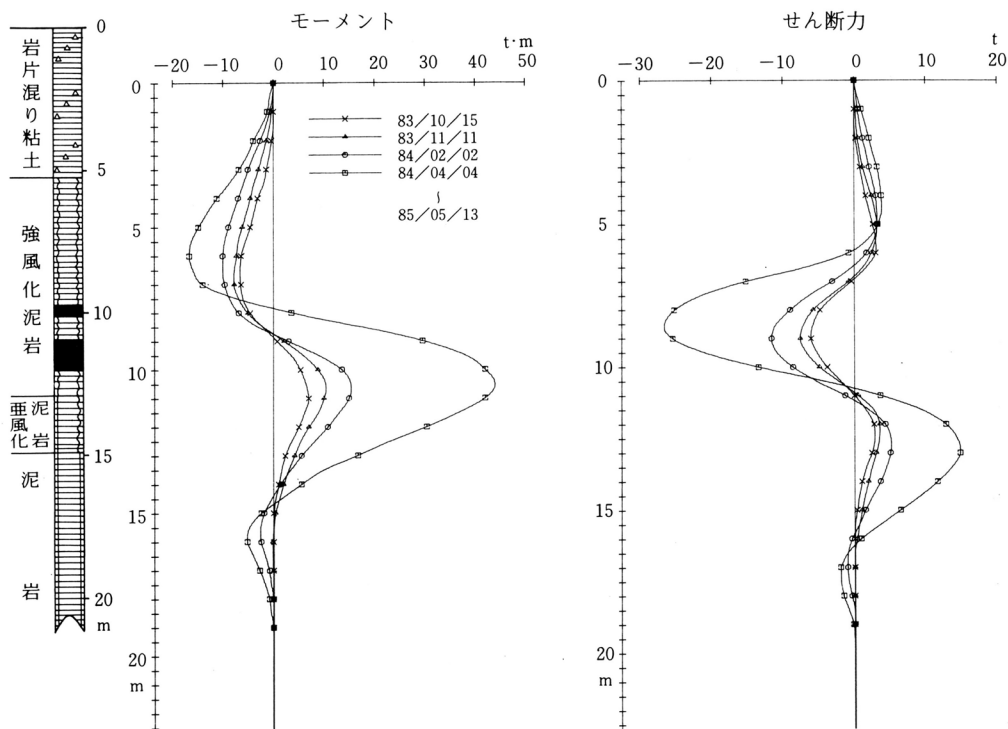


図-35 No.17 歪鋼管杭モーメント, せん断力分布

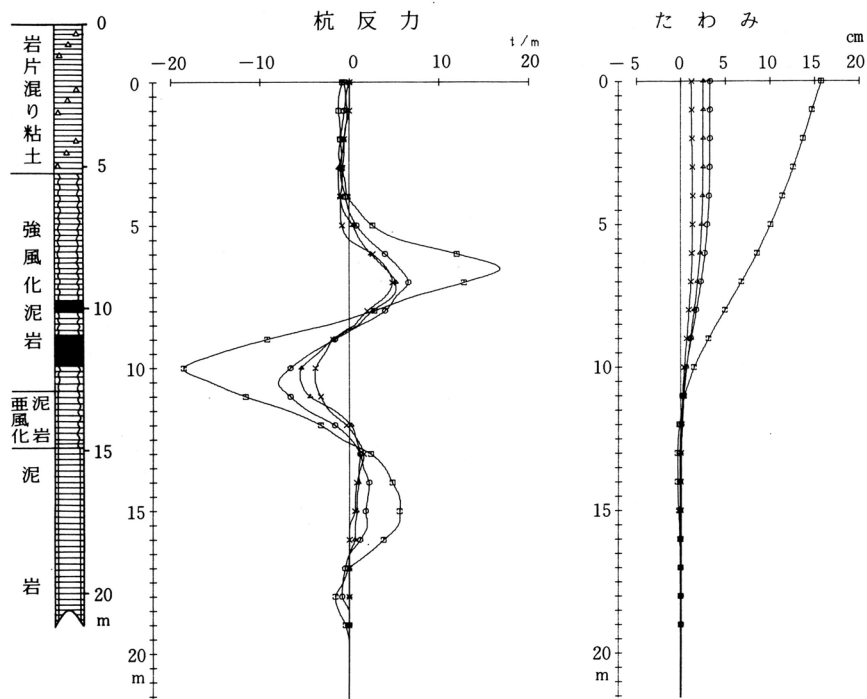


図-36 No.17歪鋼管杭反力, たわみ分布

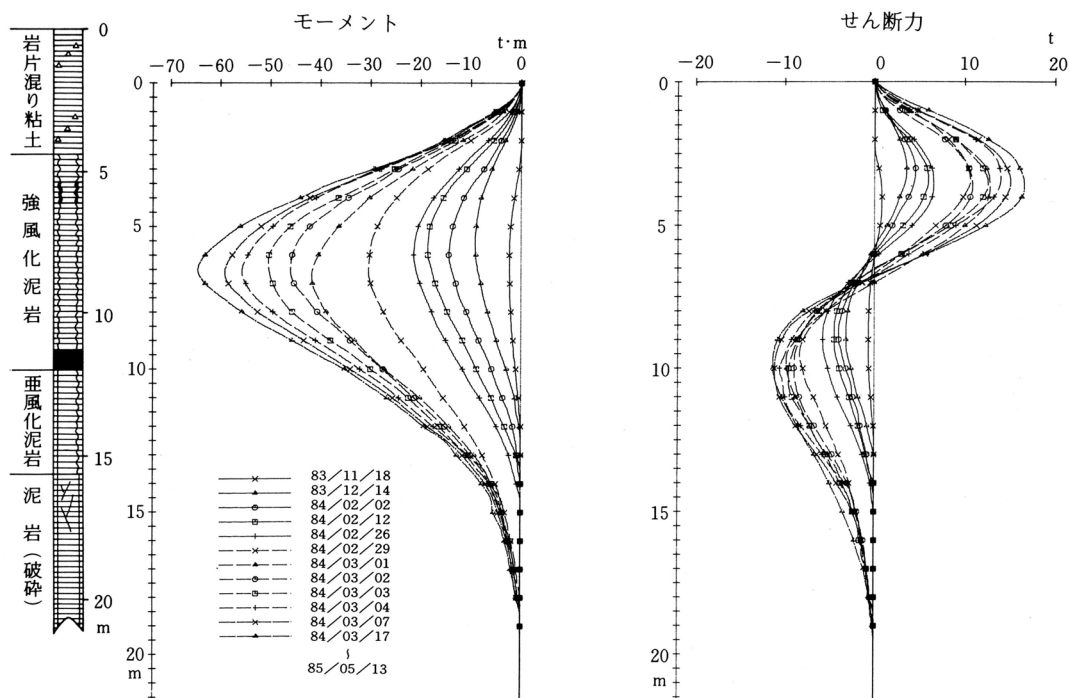


図-37 No.18歪鋼管杭モーメント, せん断力分布

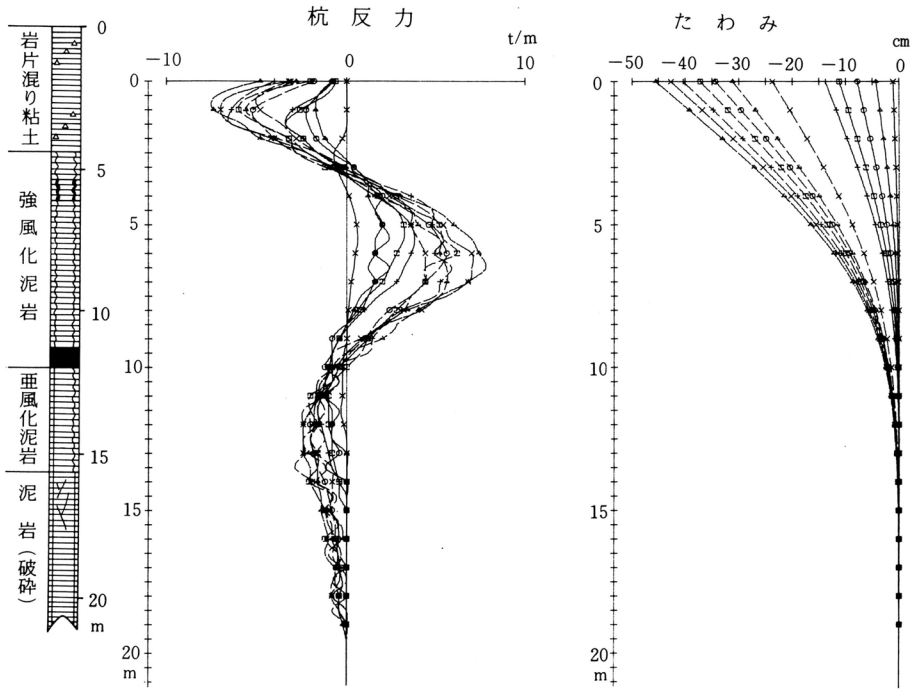


図-38 No.18歪鋼管杭反力, たわみ分布

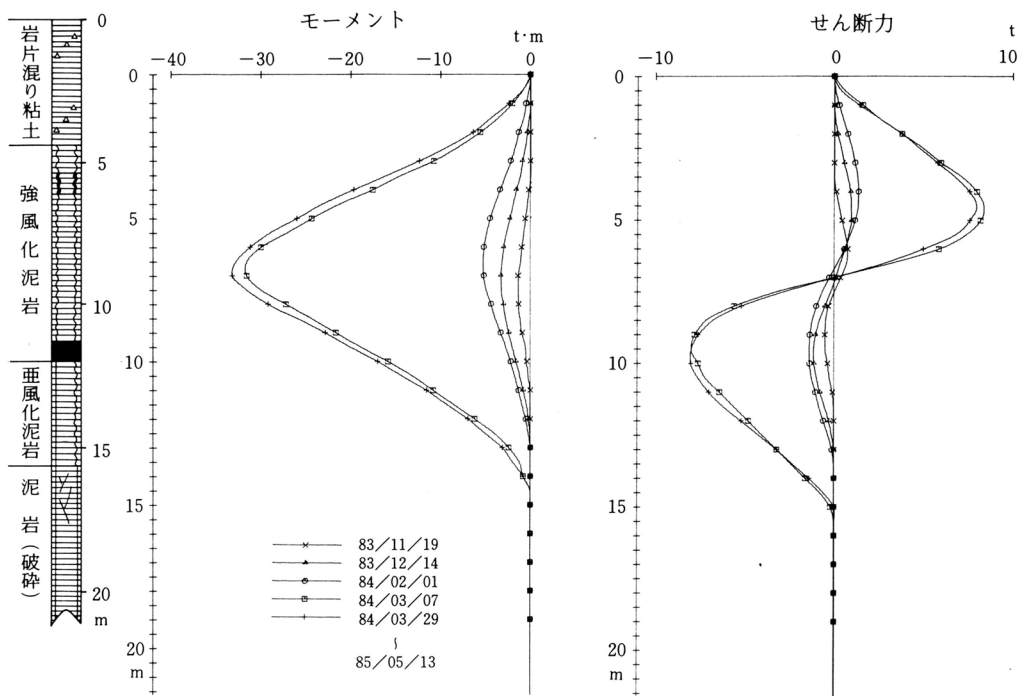


図-39 No.19歪鋼管杭モーメント, せん断力分布

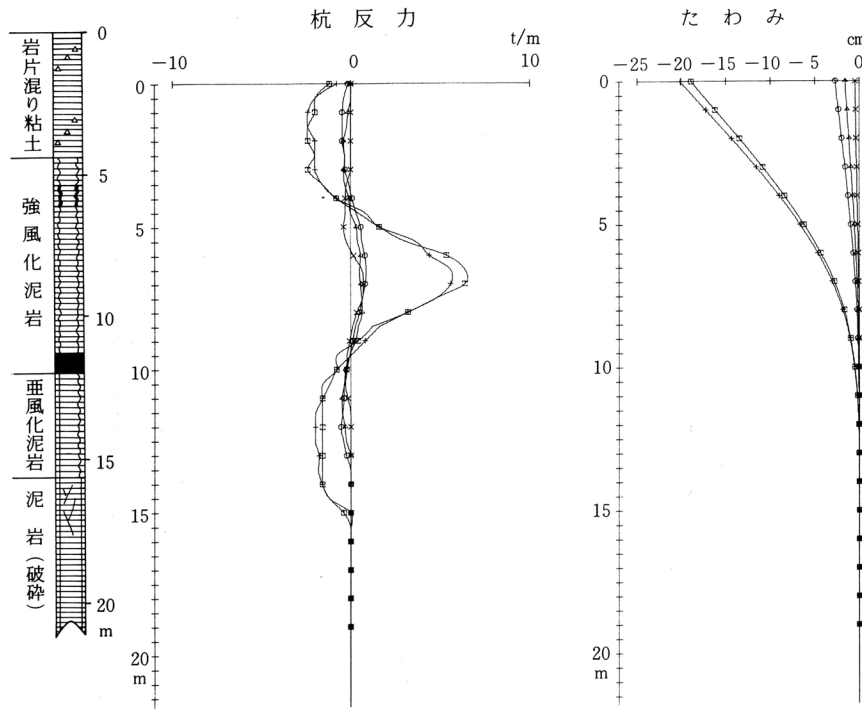


図-40 No.19歪鋼管杭反力, たわみ分布

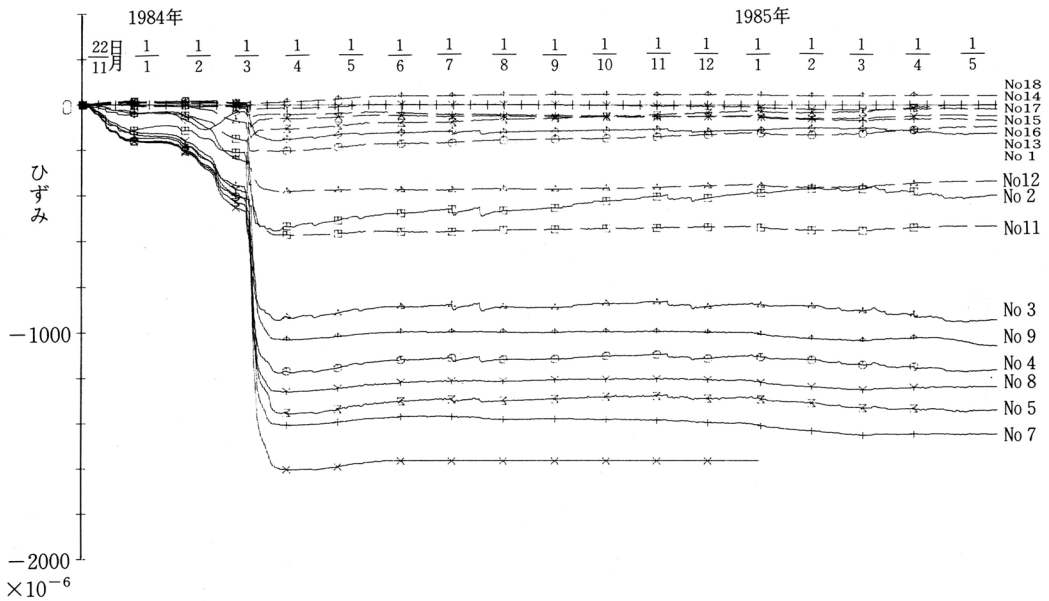


図-41 No.18歪鋼管杭のひずみ経時変化 (デジタルストレンレコーダ自記記録)

10 杭に作用する土圧

1983年に挿入したNo. 19 歪鋼管杭，1984年に挿入したNo. 20 歪鋼管杭，1985年に挿入したNo. 21 歪鋼管杭には，それぞれ土圧計を設置し，杭にかかる土圧の測定を行った。

(1) No. 19 歪鋼管杭

土圧計を杭頭から9.0 m，10.0 m，12.0 mの位置に山・谷両側にとりつけ，デジタルストレンレコーダにより自記記録した。測定開始は1983年11月22日で，1985年5月13日までの土圧量の経時変化を図示すると図-42のごとくなる。

なお，土圧計は共和電業製B E-M，測定器は共和電業製デジタルストレンレコーダRMHを使用した。

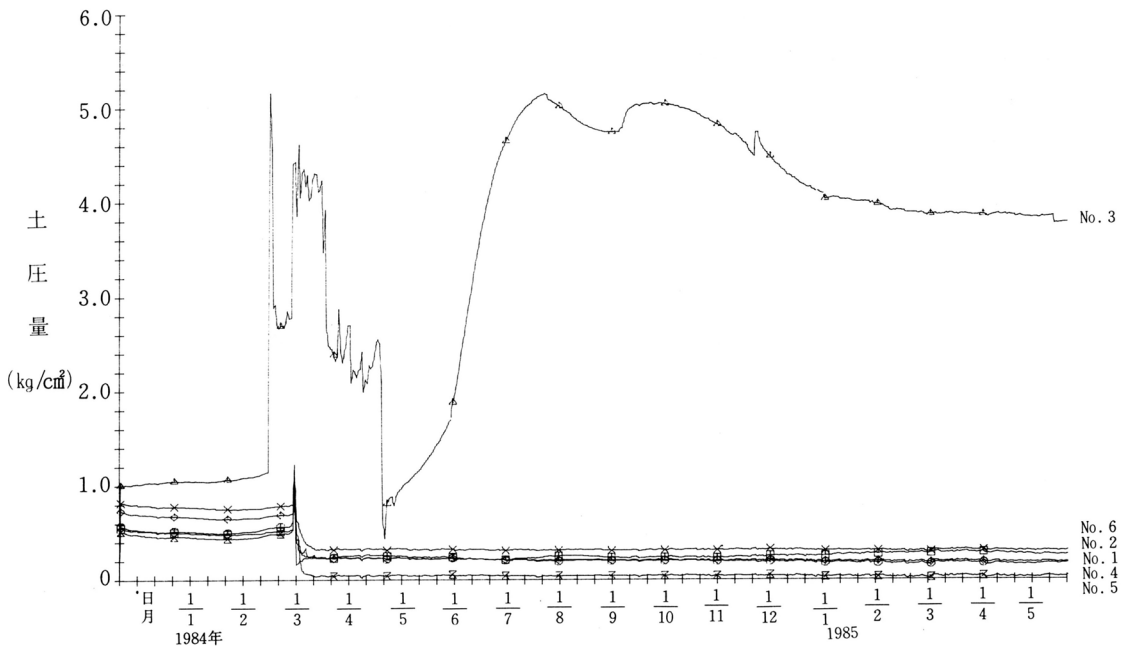


図-42 No. 18 歪鋼管杭の土圧量の経時変化（デジタルストレンレコーダ記録）

この図から次のごとく考察することができる。

- No. 3 土圧計以外の各土圧計の土圧量は1984年2月26日まではほぼ一定で，2月28日から急増したのち2月29日以後低減し，いずれも以前の半分以下の土圧量となっている

2月28日に地すべりが発生し，土圧計および杭反力が急増したが，この前後の2月26日，28日および3月9日の土圧量を比較すると表-4のごとくなる。

表-4 各土圧計の測定結果

土圧計番号	杭頭からの深度	土 圧 量 kg/cm ²		
		2月26日	2月28日	3月9日
No.1	9.0 m (上流側)	0.705	1.095 (155%)	0.246 (35%)
No.2	10.0 (")	0.536	0.952 (178%)	0.247 (46%)
No.3	12.0 (")	0.782	4.435 (159%)	4.237 (152%)
No.4	9.0 (下流側)	0.583	0.908 (156%)	0.234 (40%)
No.5	10.0 (")	0.510	0.922 (181%)	0.053 (10%)
No.6	12.0 (")	0.803	1.230 (153%)	0.348 (43%)

() 内の数値は2月26日土圧量との対比%

この表が示すごとく、地すべり発生時に杭が地すべり推力にうちかって移動を阻止したときのピーク土圧は、いずれも150%以上となっている。そしてまた、移動が阻止されたのちの土圧は土の応力解放により移動開始前よりはるかに小さくなっている。

- 土圧の増大開始時、ピーク時と歪鋼管杭のひずみ増大時とピーク時を対比すると、土圧の増大開始と同じ日にひずみは増大開始するが、土圧は翌日ピークに達したのち直ちに下降するのに対して歪鋼管杭のひずみは5日間急増し続け、15日後にピークに達したのちそのままの値を維持している。

ただし、No.3土圧計だけが起伏に富んだ複雑な変化を続けているが、この現象についての原因は今のところ不明である。

各土圧計とも、1984年3月9日以降1985年5月まで増減なく、平衡状態を保っている。それと共に、鋼管杭のひずみ量が安定している状態から杭の抵抗効果を十分果たし、斜面土塊の移動の防止に寄与しているものと推察することができる。

しかし、土圧計の経時観測結果は安定時においても微細な増加がみられ、土の微小な変位が長期的に継続している状態をあらわしている。

- No.18歪鋼管杭の下流側土圧計No.4・5・6はそれぞれの深さにおける地盤反力を表わしている。

No.18歪鋼管杭の杭反力とたわみ量から地盤反力を求め、土圧計の地盤反力と対比すると表-5のごとくなる。

表-5 地盤反力、杭反力、土圧量の比較

杭頭からの深度	2月26日				2月28日				3月9日			
	土圧計による地盤反力	杭たわみからの地盤反力	たわみ量	杭反力	土圧計による地盤反力	杭たわみからの地盤反力	たわみ量	杭反力	土圧計による地盤反力	杭たわみからの地盤反力	たわみ量	杭反力
9.0 m	kg/cm ² 0.583	kg/cm ² 7.27	cm 0.75	kg/cm ² 0.05	kg/cm ² 0.908	kg/cm ² 19.86	cm 2.05	kg/cm ² 0.22	kg/cm ² 0.234	kg/cm ² 36.24	cm 3.74	kg/cm ² 0.79
10.0 m	0.510	3.68	0.38	0.20	0.922	12.60	1.30	0.20	0.053	22.87	2.36	0.20
12.0 m	0.803	0.48	0.05	0.39	1.230	4.26	0.44	0.39	0.348	7.95	0.82	0.94

- 土圧計測定による地盤反力と杭のたわみから計算した地盤反力とを比較すると、杭のたわみから求めた地盤反力の方が著しく大きくなっている。

このことは、杭と土に friction が働くためと考えられる。

- 土圧計の土圧量と杭反力を比較すると、移動前の2月26日と移動ピーク時の2月28日では土圧の方が大きくなっているが、移動停止後は逆転し杭反力が大きくなっている。

(2) No. 20 歪鋼管杭

No. 20 歪鋼管杭は図-43 に示す位置に設置した。

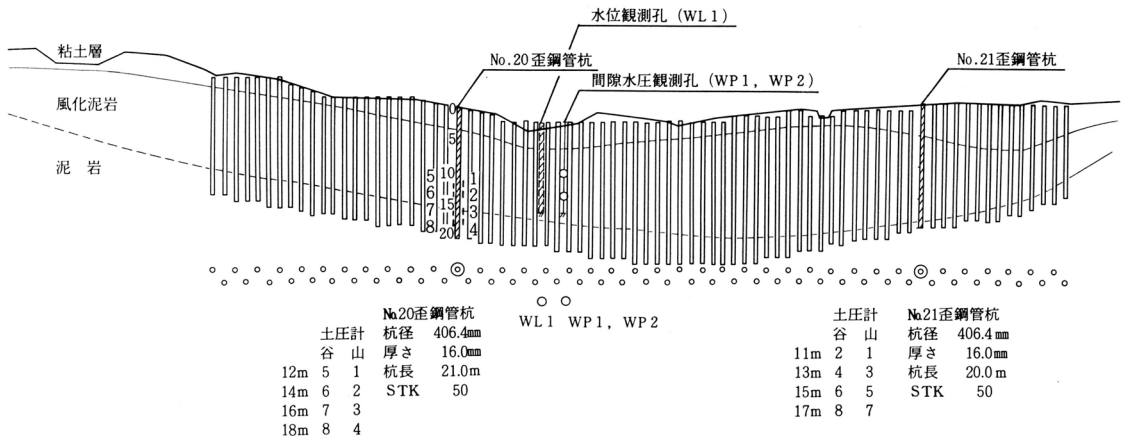


図-43 No. 17 杭打工杭配置図

No. 20 歪鋼管杭の挿入設置は1984年10月22日行った。谷側の歪計は1985年2月13日から自記記録測定を行った。

その結果を図示すると、図-44のごとくなる。

1985年3月以降ひずみが増大し、5月13日には最大曲げモーメントは深さ13.0mにおいて5.26 t・mになり、その後も8月以降増大を続け、11月15日には14 t・mに達する。しかし最も移動が激しくなる12月から融雪期の3月にかけての増大はほとんど認められない。

それまでの歪鋼管杭は、挿入後数カ月で弾性限界をこえるモーメントの分布を示したが、防止工事の進行とともに斜面の安定化が進んできたことを示している。

このことは、1980年(昭.55)から1984年(昭.59)までの5年間に17段、928本の鋼管杭による杭打工事の施工効果を示すとともに、しかも剛性の大きい鋼管杭を使用した場合杭の弾性限界内で移動が停止するといった剛性効果があらわれている。

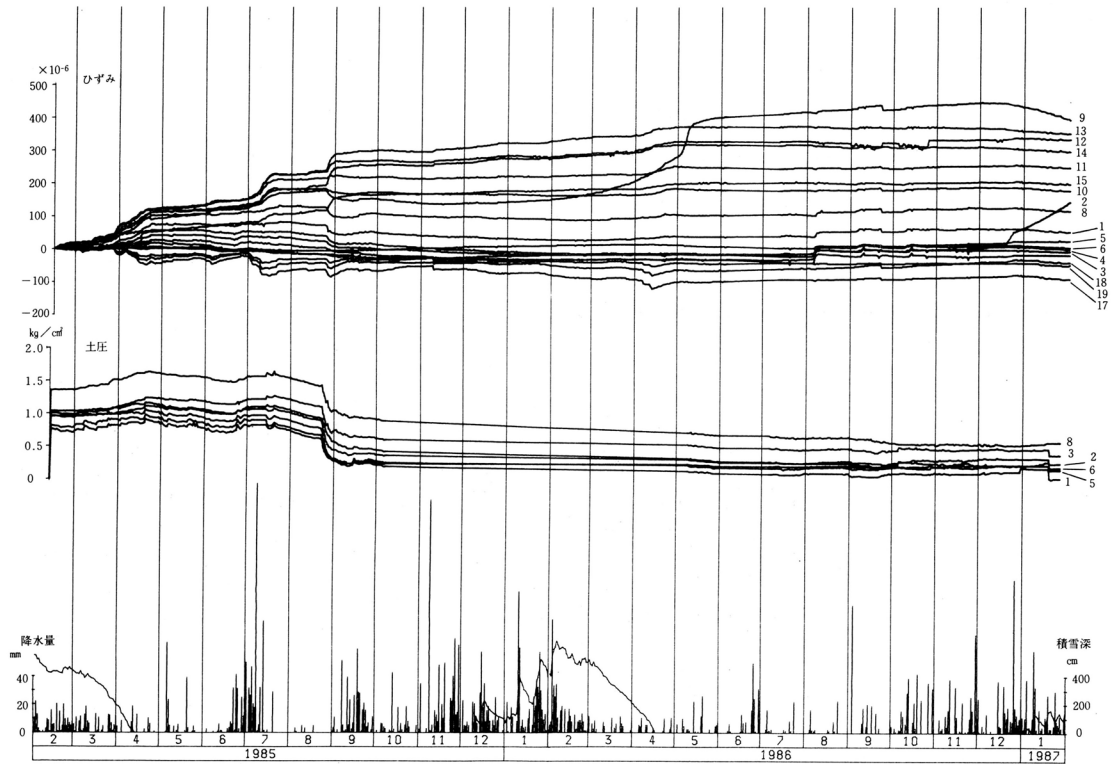


図-44 No.20歪鋼管杭のひずみ・土圧式の経時変化（デジタルストレインレコーダ自記記録）

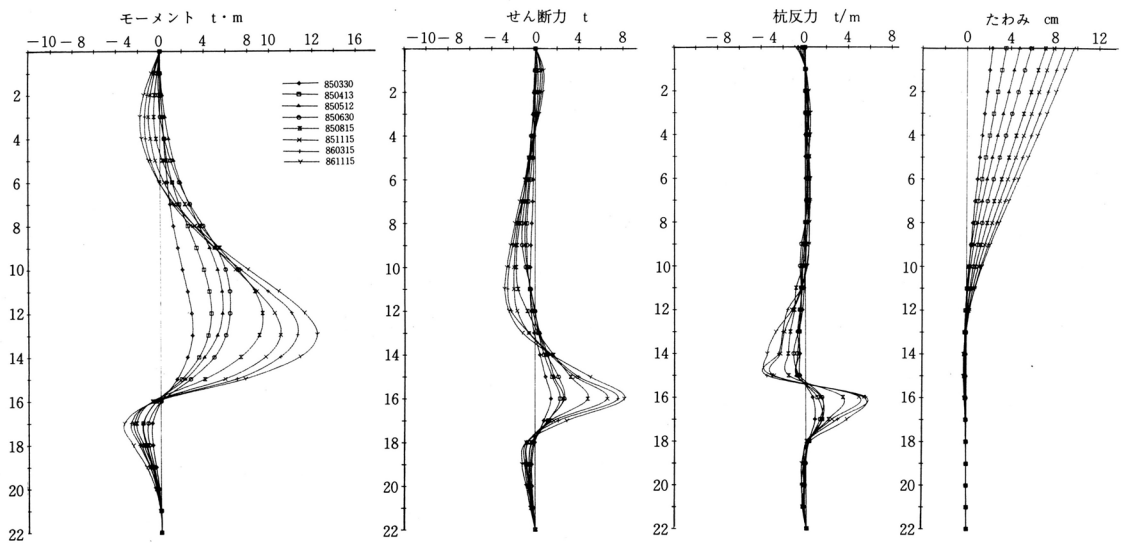


図-45 No.20歪鋼管杭に働く断面力の分布

土圧は融雪期中に漸増する傾向にあり，豪雨時にも増加傾向を示した。1985年8月末には歪変化とは反対に，すべての測定で土圧が急減し，その後はほぼ一定の値をとっている。これは後述する水圧変化と比較すると，明らかに集水井施工による水圧低下によってもたらされたものと判断される。本孔では1986年11月の秋雨や，3年続きの豪雪にもかかわらず，その後目立った土圧の累積はない。No. 20 歪鋼管杭のひずみより求めた杭反力図に，土圧を表わすと図-46のごとくなる。

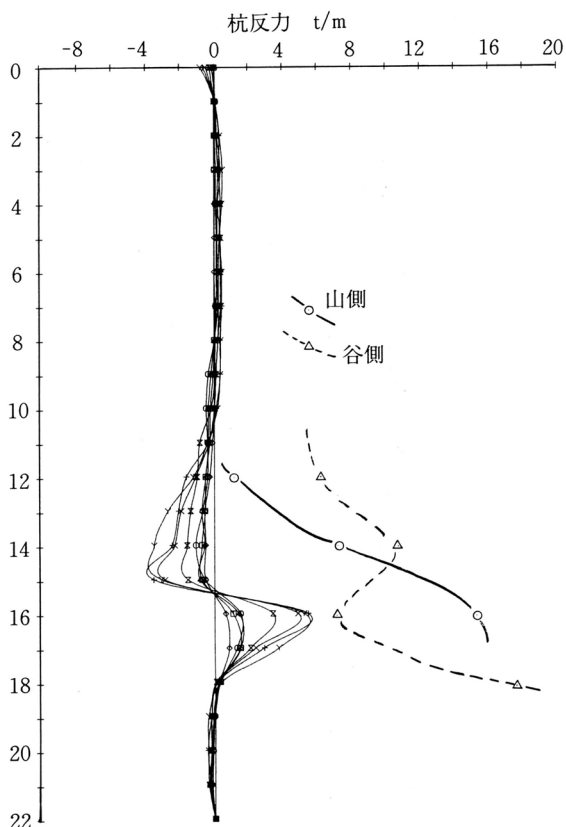


図-46 No.20歪鋼管杭に働く杭反力と土圧の分布

(3) No. 21 歪鋼管杭

No. 21 歪鋼管杭の設置位置は図-43に示した。

この杭は1985年5月13日挿入設置して，自記計測を行った。図-44に示されるごとく，1985年8月から12月にかけて歪は緩慢な増大を続け第1最大モーメント4.7 t・m，第2最大モーメント5.0 t・mとなり，その後はやや増大を早め，1987年2月15日には第1最大モーメント12.9 t・m，第2最大モーメント20.6 t・mとなって，弾性限界内にとどまっている（図-49）。この付近は移動が激しく，1980年12月に挿入した杭は8日後に最大モーメントが弾性領域を超えたのに対比すると，杭の多段施工と杭の剛性アップの効果が歴然とあらわれている。

また、地すべり面の深さは 10.5 m であって、No. 4 歪鋼管杭の地すべり面の深さとほぼ一致する。

土圧計による測定結果は図-46のごとくになった。この図によると、深度 2.5 m 谷側の No. 5 で約 1.0 kg/cm²と小さく、深度 13.0 m 山側の No. 2 で約 5.5 kg/cm²と大きい。その他では 2.0 ~ 3.5 kg/cm²の範囲に分布している。

経時的にみると 1985 年 9 月以降の秋雨期に漸増する傾向をみせたものの、その後長期間にわたって漸減している。1986 年 11 月末より No. 7 が増加する傾向にある。

No. 21 歪鋼管杭のひずみより求めた杭反力図に、土圧を表わすと図-47のごとくなる。

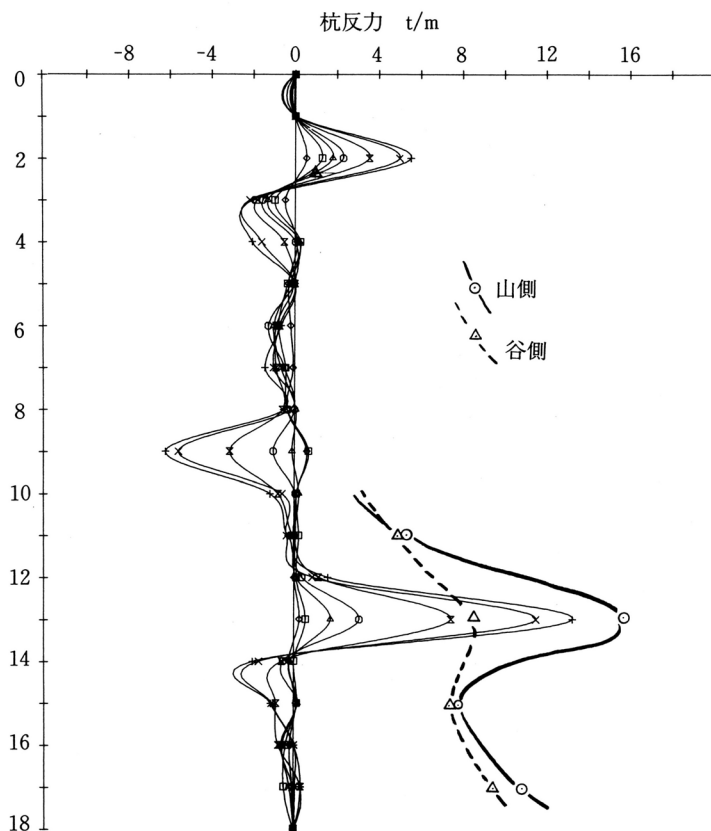


図-47 No.21歪鋼管杭に働く杭反力と土圧の分布

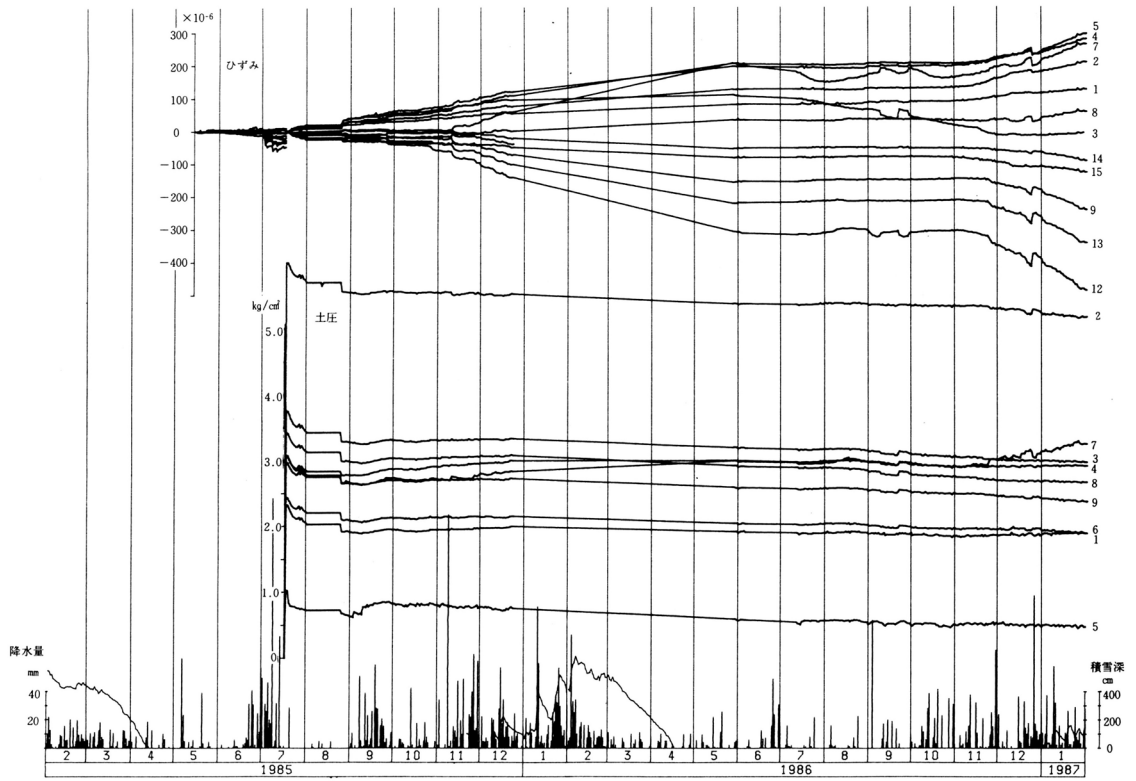


図-48 No. 21 歪鋼管杭のひずみ・土圧量の経時変化 (デジタルストレインレコーダ自記記録)

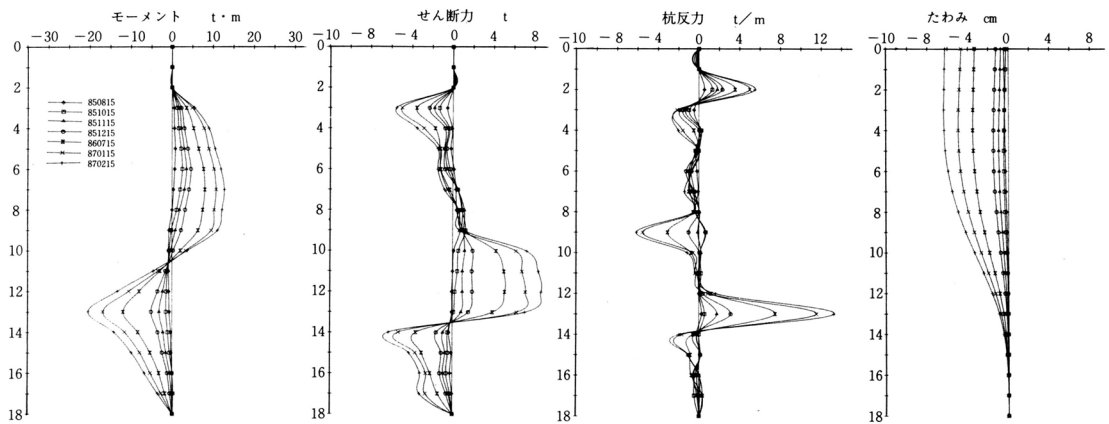


図-49 No. 21 歪鋼管杭に働く断面力の分布

11 集水井とその効果

蛇香沢上部斜面の東側側方部では、滑落崖の上方斜面からの地下水流入量が多く、下方への地下水の供給源となっていると考えられるため、No.17杭打工の終了とともに1985年に2基の集水井を施工した(図-50)。No.1集水井の井筒底に間隙水圧計WP3を埋設し、上流側20.0mの位置でボーリングを行い、深度8.5mと13.5mに間隙水圧計WP1、WP2を設置し、自記測定を行った。このボーリングの近傍とNo.2集水井の20m上流側にG P 100の水位観測孔を設け、3ヵ月巻自記水位計(WL1, WL2)による観測を行った。

測定を開始した1985年7月以降の記録は図-51に示すとおりである。これによると、WP3の水圧は井筒底とほぼ等しい値を示し、過剰な水圧は働いていない。ボーリング孔の間隙水圧をみると、浅層のWP1と深層のWP2では約2mの水頭差があり、WP2の方が圧力が高くなっている。これらの水圧は8月25日より一斉に下がっており、集水ボーリングの効果を示している。この近傍の地下水位は10月10日まで高水位を保っているが、最終的には換算した間隙水圧とほぼ同じ水位で安定する。すなわち、地下水排除が十分に行われた状態では、各層毎の水圧や水位は全く同じレベルに達したものと考えられる。

このような地下水位の変化は、No.20, No.21歪鋼管杭のひずみ、土圧量の変化によく現われており、水位変化と地中変位との間に密接な関係のあることが明らかにされた。

WL2はNo.1集水井近傍のような明らかな水位低下は示していないが、秋雨期で約2m、融雪期では4.5mもの水位変動のあることがわかった。

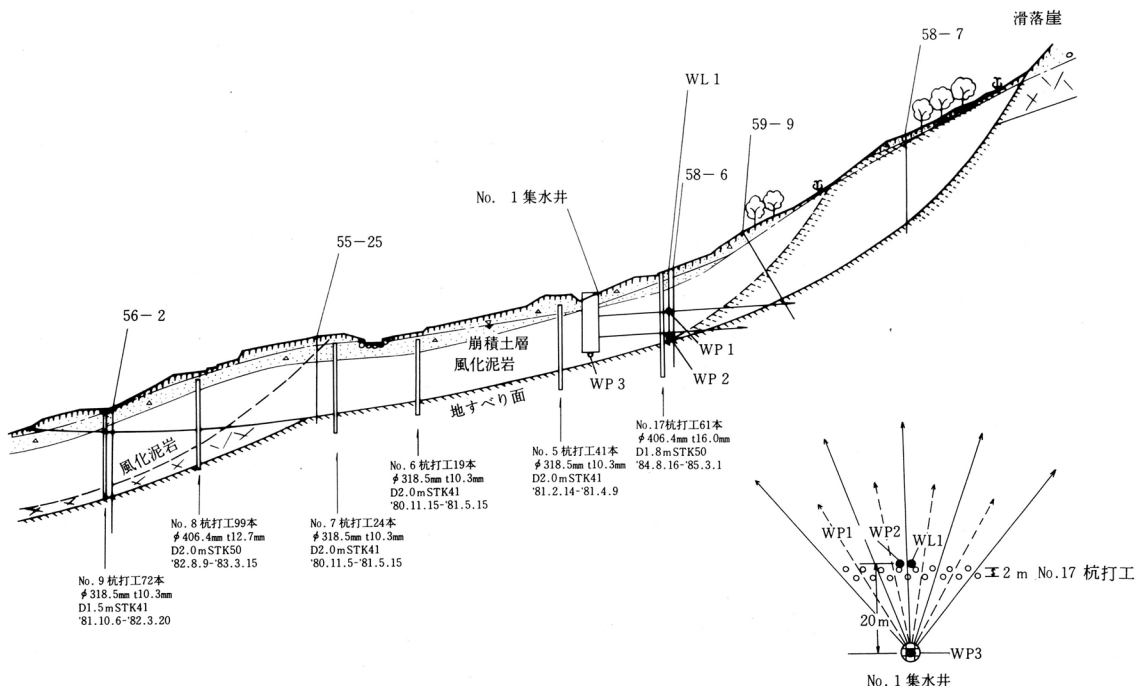


図-50 上部斜面地質・杭等配置断面図

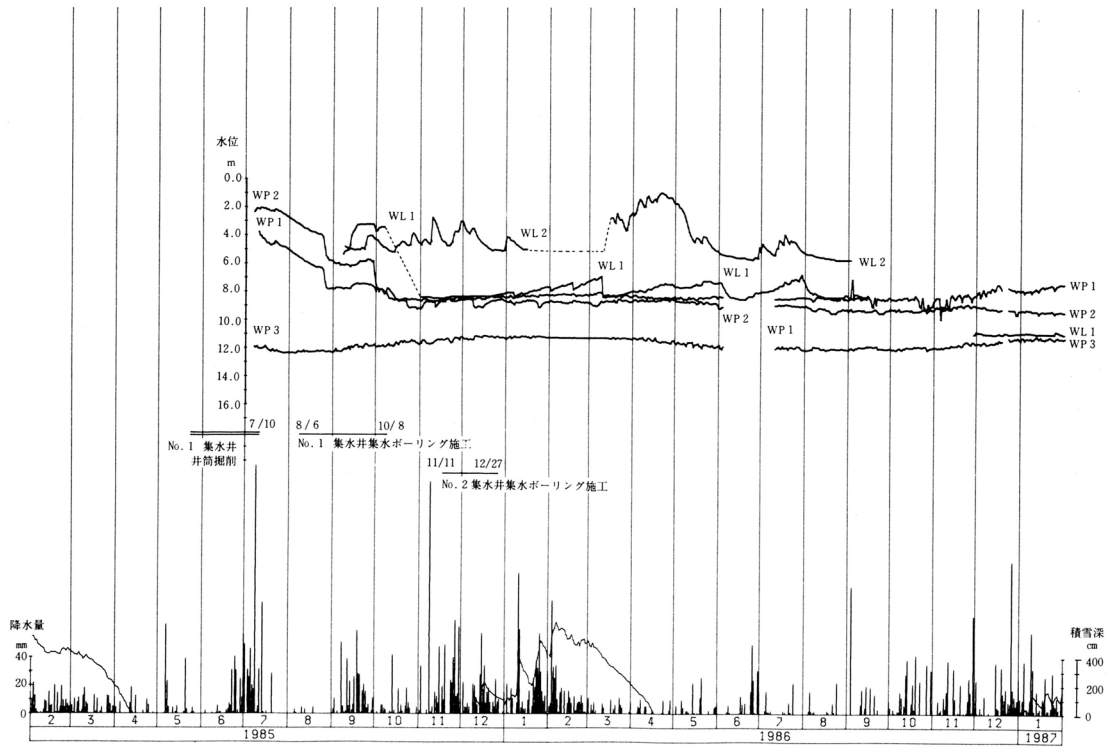


図-51 水位・水圧等の経時変化 (デジタルストレインレコーダおよび水位計自記記録)

12 集水井に作用する土圧

1985年には斜面中央付近に鉄筋コンクリートブロック集水井（北日本ブロック製）施工し、その集水井の山・谷側3段に土圧計を設置し、土圧の測定を行った。最下段山側は中央の土圧計の他に左右30°の位置にも設置した（図-52）。とりつけは1985年9月24日におこない、デジタルストレインレコーダによって自記記録させた。本計器にはトラブルが生じ、解析できるデータが得られたのは1986年5月末以降である。

図-52に示す測定結果によると、山側下段の土圧（No.5）が最も大きく、すべり面直上にあたる山側上段の土圧（No.1）がこれに次いで大きい。しかしながら、これらの値は0～1.0kg/cm²にすぎず、No.21歪鋼管杭で1.0～6.0kg/cm²となっていることと較べると著しく小さい。変化傾向をみると、秋季の降水による漸増する傾向を示し、積雪期間中に急減する現象が見られる。

深層別の土圧の分布を表わすと、図-52のごとくなる。

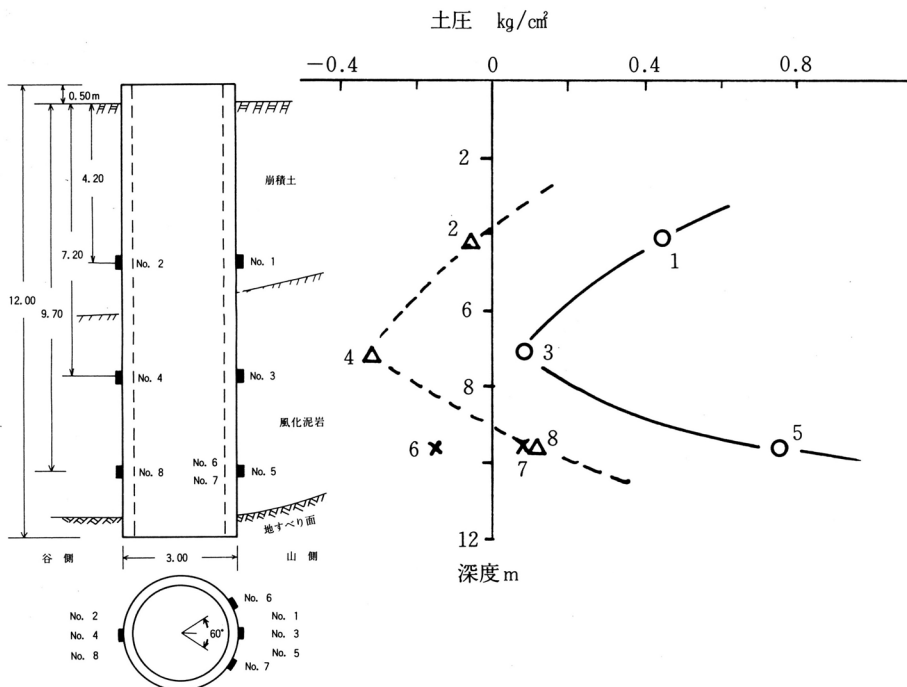


図-52 集水井に働く土圧の分布

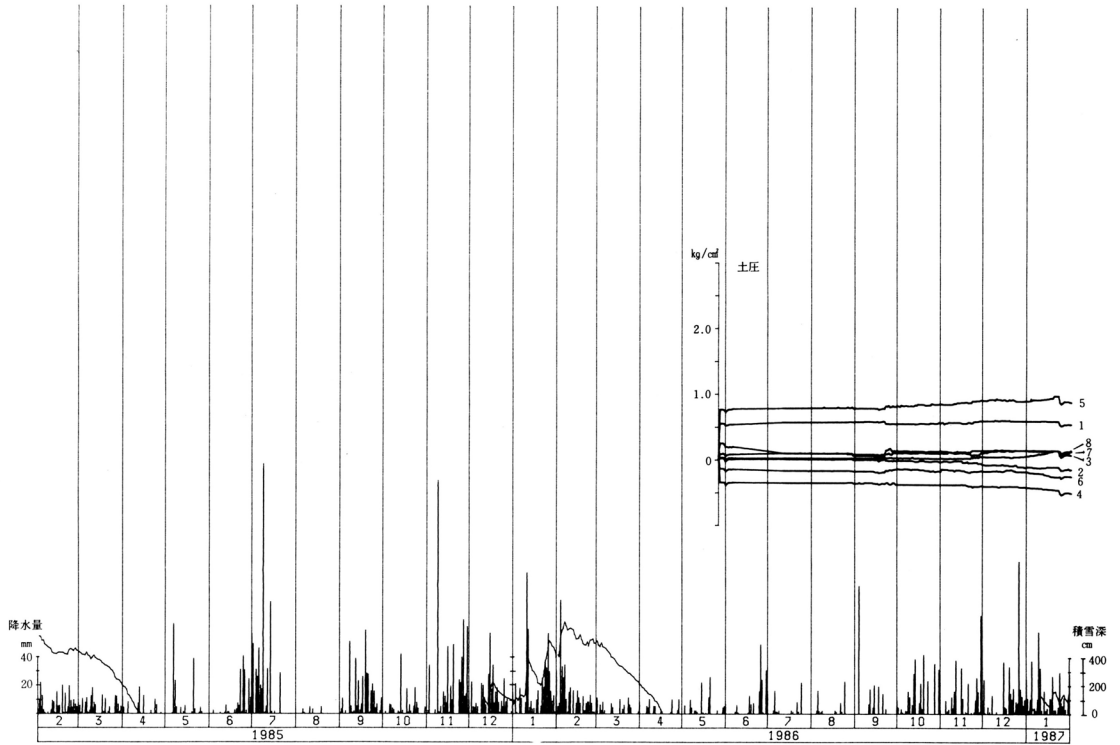


図-53 No.2集水井の土圧量の経時変化 (デジタルストレインレコーダ記録)

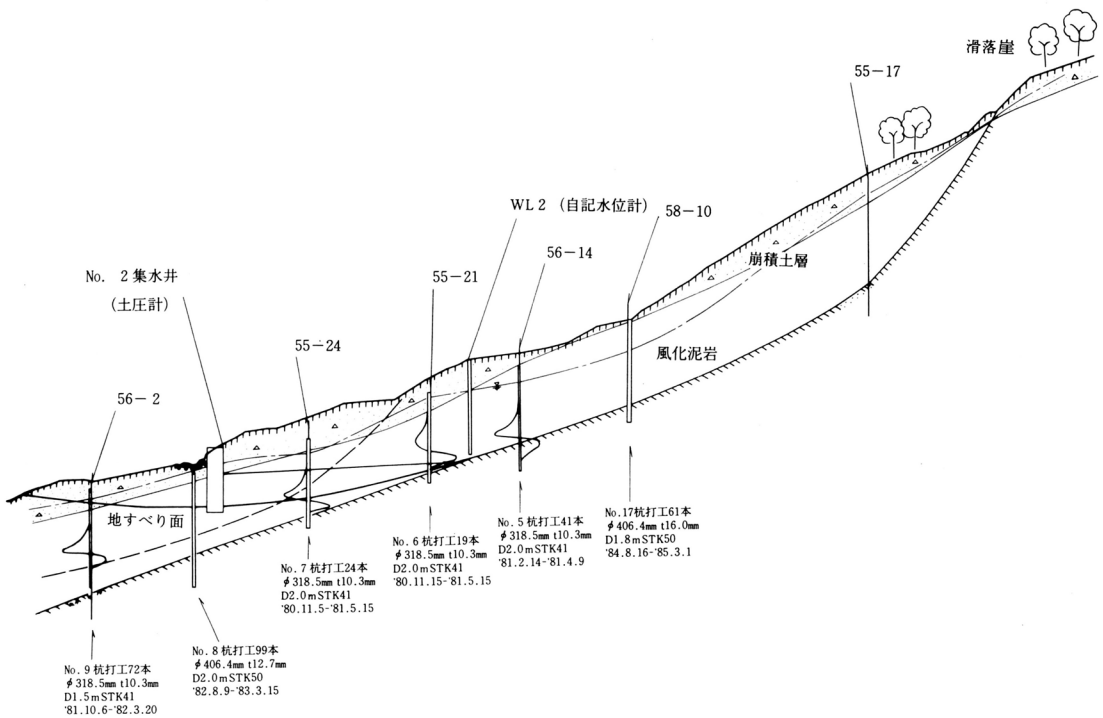


図-54 中部斜面地質・杭等配置断面図

13 地すべり斜面の帰納的安定解析

積雪期、融雪期にはとくに移動が激しくなるが、その他の季節にも微小な移動が年間継続する。そのような斜面に杭打して移動が停止するに至った状態を安全率 1.0 として次式により、移動中の土のせん断強度と安全率を求めるとともに、もし、杭打工法ではなく、間隙水圧の低下により安全率を 1.0 とするためにはどれだけ間隙水圧を低下すべきかを演算した。

地すべり斜面の安定計算式に杭抵抗を代入する場合、一般的には杭のせん断強度を用いている。しかし、せん断強度を用いると杭の強度を過大評価することとなり、実際の地すべり斜面に適合しないことが多い。そのため曲げ抵抗を用いる場合がある。この方法によると杭強度過小評価となる傾向がある。そこで杭を弾性床上ばりとして杭が最大曲げモーメントに達するときの杭反力とそのときの杭のたわみにより生ずる地盤反力を抵抗力とする式を考えた。以下 3 つの安定計算式により演算を行った。

3 つの計算式を解説すると次のとおりとなる。

13 - 1 杭のせん断抵抗による式

目標安全率を得るために必要な単位幅当たりの杭の負担すべき抑止力を杭の強度として次のごとく表される。

$$F_s \cdot p = \frac{\Sigma \{ (N - U) \tan \phi + c \ell \} + R_p}{\Sigma T} \dots\dots\dots(1)$$

ただし、 $F_s \cdot p$: 計画安全率

R_p : 単位幅当たりの杭の抑止力 (t/m)

N : 分割片の重量による法線力 (t/m)

T : 分割片の重量による接線力 (t/m)

U : 分割片に働く間隙水圧 (t/m)

ℓ : 分割片のすべり面長 (m)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (度)

c : すべり面の粘着力 (t/m²)

杭の抑止力 R_p は、せん断力として杭の断面積に単位面積当たりせん断強度 (普通 900 kgf/cm²) を乗じて求めている。

13 - 2 杭の曲げモーメントによる計算式

(1)式の杭の抑止力 R_p に杭の最大曲げモーメントを代入して安定させる計算である。

前述の杭のせん断杭による計算式で設計施工すると緩慢な地すべり斜面は安定する。しかし、激しい移動斜面はなお移動が続く場合が多い。杭を引抜き破壊調査を行うと、せん断破壊でなく、曲げ破

壊していることが多くの事例から明らかになってきた。そのため、移動の激しい斜面や保全上重要な地すべり地においては(1)式の杭の抵抗値 R_p に杭の最大曲げモーメント M_{max} を代入して設計する方法である。

$$R_p = M_{max} = \epsilon E Z = \frac{\epsilon E I}{r} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 M_{max} ：曲げモーメント

- E：杭の弾性係数
- I：杭の断面二次モーメント
- x：杭の深さ
- y：深さ x における杭の変位
- ϵ ：弾性限界内の最大ひずみ
- z：断面係数
- r：中立軸からの距離

したがって、(3)式に(4)を代入して次のごとく表される。

$$F_s \cdot p = \frac{\Sigma \{ (N - U) \tan \phi + c l \} + \frac{\epsilon E I}{r}}{\Sigma T} \dots\dots\dots(3)$$

地すべり防止工事に最も一般的に使用されている鋼管杭（径 318.5～406.4 mm）についてせん断力と最大曲げモーメントを比較して示すと表-7のごとくなる。この表が示すごとくせん断力はモーメントの 3.2～4.0 倍であって大きな差があり、どの式を採用するかにより安全率と工事費に大きな違いがある。

また、杭の応力分布は杭の施工位置より異なり、斜面末端部は圧縮部であり、ここにおける杭はせん断として抵抗し、それより上部斜面では引張部であるので杭は曲げ応力として抵抗するといった提案があるが、現場の計測や破壊調査結果と適合しないことが多い。

表-6 鋼管杭のせん断力と曲げモーメント

径 mm	厚 mm	断面積 cm ²	断面 2 次 モーメント cm ⁴	せん断力 S t	曲げモーメ ント M t・m	S/M
318.5	6.9	67.6	8,200	60.8	15.1	4.2
	10.3	99.7	11,900	89.7	22.0	4.0
355.6	8.0	86.0	12,600	77.4	20.8	3.7
	12.0	129.5	19,100	116.6	31.6	3.7
406.4	9.5	118.5	23,300	106.7	33.7	3.2
	12.7	157.1	30,500	141.4	36.6	3.9
	16.0	196.1	37,400	176.5	44.9	3.9

13 - 3 弾性曲線による式

地すべり土圧に対して杭が弾性床上のはりとした計算式である。すなわち、地すべり土圧に対して杭反力と杭のたわみによって生ずる地盤反力を抵抗力として、しかも地盤を弾性体とみなしたY.L.Changの弾性曲線式による計算式である。この計算式は力学的に合理性があるうえ、実際の防止杭にひずみ計をとりつけて計測した結果や破壊調査結果ともよく適合することが検証されてきている。

弾性曲線式による計算式にはいくつかの提案がある。ここでは福本の提案について述べることとする。

地すべり土圧とこれに対抗する杭反力、地盤反力の関係は弾性限界内で図-55のとおりとなり、次の式で表される。

① 地すべり面の上部

$$P_1 = -(P_2 + P_3)$$

$$= -\left(EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Es_1 \cdot y \right) \dots\dots\dots(4)$$

② すべり面の下部

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Es_2 \cdot y = 0 \dots\dots\dots(5)$$

ただし、

- | | |
|-------------------|---------------------------------|
| P_1 : 地すべり土圧 | x : 杭頭からの深さ |
| P_2 : 杭反力 | y_1 : 地すべり面より上の x 点における杭の変位 |
| P_3 : 地盤反力 | y_2 : 地すべり面より下の x 点における杭の変位 |
| E : 杭の弾性係数 | Es_1 : 地すべり面上部の土の弾性係数 |
| I : 杭の断面二次モーメント | Es_2 : 地すべり面上部の土の弾性係数 |

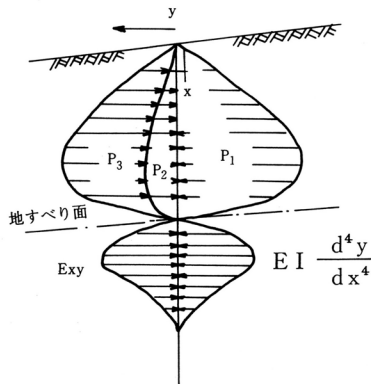


図-55 地すべり防止杭の応力関係
(地すべり土圧・杭反力・地盤反力)

(5)の式の一般解は,

$$y_2 = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (x \geq 0) \dots\dots\dots(6)$$

ただし,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}} \quad [m^{-1}]$$

と表される。

この式の積分定数に境界条件を与えることにより, 曲げモーメント, せん断力, たわみ角およびたわみ等の方程式を解くことができる。

これらの方程式を得られると, これを用いて杭の断面分析を解くことができる。

$$\left. \begin{aligned} \text{たわみ角: } \theta &= \frac{dy}{dx} \\ \text{曲げモーメント: } M &= -EI \frac{d^2y}{dx^2} \\ \text{せん断力: } S &= -EI \frac{d^3y}{dx^3} \\ \text{杭反力: } P &= -EI \frac{d^4y}{dx^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

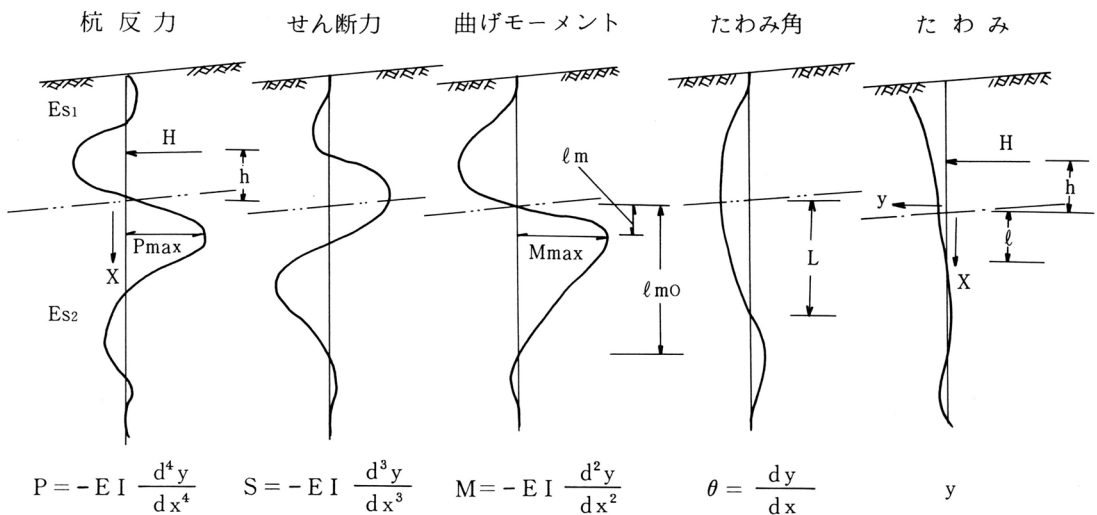


図-56 杭の断面力分布

最大曲げモーメントは地すべり面の下部に生じ、杭の破壊はこの部分に生ずる。最大曲げモーメント発生点の深さ l_m は次の式に表される。

$$l_m = \frac{l}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h} \quad \dots\dots\dots(8)$$

この式で求めた深さと杭の破壊点の深さが一致するかどうかにより、弾性曲線式の適用の正否が決定される。

13 - 3 - 1 杭反力

地すべり面下部に発生する最大曲げモーメントは次のごとく表される。

$$M_{max} = -P_2 h \phi_m(\beta h) \quad \dots\dots\dots(9)$$

ただし、

$$\phi h(\beta h) = \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \cdot \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h} \right] \quad \dots\dots\dots(10)$$

したがって最大曲げモーメントになるときの地すべり面より上の杭反力 P_2 (杭の最大抵抗力 R_p) は次のごとくなる。

$$R_p = P_2 = \frac{-M_{max}}{h \phi_m(\beta h)} \quad \dots\dots\dots(11)$$

13 - 3 - 2 地盤反力

杭が地すべり土圧に抵抗するとき杭はたわみ、それにともなって杭背面に地盤反力を生ずる。地盤反力 R_s は深さ x 、杭のたわみ y 、杭の曲げ剛さ EI および土の性質などの関数であって、その関係式はいくつか提案されているが、一般式は次のように表わすことができる。

$$R_s = Kx^m y^n \quad \dots\dots\dots(12)$$

Y.L.Chang は、土の反力は地盤の横方向ひずみ y に近似的に比例して生ずるものと仮定して $m=0$ 、 $K = E_s = \text{const}$ 、として、

$$R_s = E_s y \quad \dots\dots\dots(13)$$

ただし、 E_s : 土の弾性係数
 y : 杭のたわみ

と提案している。この式は弾性床さばりの計算と同様で計算が簡単で実際のな式である。

土の弾性係数 E_s はいくつかの提案式があるが、K.Terzaghi は次のように表している。

$$E_s = K_h \cdot B \quad \dots\dots\dots(14)$$

ただし、 K_h : 土の横方向地盤反力係数
 B : 杭の径

土の横方向地盤反力係数 K_h は N 値より換算して求められ、K.Terzaghi, Y.L.Chang の式により、杭が最大曲げモーメントに達するときの地すべり面上の杭のたわみ $y_{h=0}$ および地すべり面より 4.0 m 上の位置のたわみ $y_{h=4.0}$ を求め、これの平均値に土の弾性係数 E_s に $1/10$ を乗じ、地盤反力を計算することができる。 $1/10$ を乗じた理由は土圧計の実測値によるもので、杭反力からの計算値の差が $1/10$ となるといった現場の測定値をもとにしたものである。

以上のことを式で示すと次のとおりである。

$$R_s = \frac{y_{h=0} + y_{h=4.0}}{2} \cdot K_h \cdot B \cdot \frac{1}{10} \dots\dots\dots(15)$$

また、地すべり面上 $h=0$ と地すべり面より 4.0 m 上 $h=4.0$ の杭のたわみ y の式は次のごとく表される。

$$y_{h=0} = \frac{R_p}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 hx^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \} \dots\dots(16)$$

$$y_{h=4.0} = \frac{R_p}{2EI\beta^3} \dots\dots\dots(17)$$

13 - 3 - 3 床上弾性はりの杭抵抗による計算

以上により、求められた杭反力と地盤反力を斜面安定式に代入して、安全率 1.0 以上となる条件で防止杭の設計を行うことができる。

$$F_s = 1.00 = \frac{\Sigma c\ell + \Sigma (N - U) \tan \phi + R_p + R_s}{\Sigma T} \dots\dots\dots(18)$$

ただし、 F_s : 安全率

c : 粘着力

ℓ : 地すべり面長

N : 垂直応力

U : 間隙水圧

ϕ : 内部摩擦角

R_p : 杭の抵抗

R_s : 杭背面の地盤反力

T : せん断力

地すべり防止杭として一般的に使用されている鋼管杭の杭反力と地盤反力は表 - 8 に示すとおりである。

表 - 7 鋼管杭の杭反力，地盤反力計算一覧表

径 mm	厚 mm	断面 2 次 モーメント cm ⁴	N 値	横方向地盤 反力係数 kg/cm ²	特性長 β m ⁻¹	Mmax t · m	杭反力 Rp t	y _x =0 cm	y _x =4.0 cm	\bar{y} cm	地盤反力 Rs t	Rp+Rs t
267.6	6.6	4,600	10	2	0.61	10.12	6.31	1.4	10.1	5.8	12.4	18.71
			25	5	0.77		6.22	0.7	7.1	3.9	20.9	27.12
318.5	6.9	8,200	10	2	0.57	15.13	9.27	1.4	9.2	5.3	13.5	22.77
			25	5	0.68		9.72	0.9	7.4	4.2	26.8	36.52
	10.3	11,900	10	2	0.50	21.96	12.94	2.1	10.8	6.5	16.6	29.54
			25	5	0.62		13.76	1.2	8.3	4.8	30.6	44.36
	16.0	17,400	10	2	0.45	32.11	18.57	2.7	12.5	7.6	19.4	37.97
			25	5	0.57		19.16	1.4	8.9	5.2	33.1	52.26
355.6	8.0	12,600	10	2	0.51	20.83	12.43	1.5	9.5	5.5	14.0	26.43
			25	5	0.65		13.27	0.9	7.9	4.4	28.0	41.27
	12.0	19,100	10	2	0.46	31.58	18.18	2.3	10.8	6.6	18.8	36.98
			25	5	0.58		19.50	1.2	8.1	4.7	33.4	52.90
406.4	9.5	23,300	10	2	0.45	33.71	19.26	2.1	9.7	5.4	15.4	34.66
			25	5	0.56		20.56	1.2	7.3	4.3	30.6	51.16
	12.7	30,500	10	2	0.42	44.13	24.61	2.6	10.6	6.6	21.5	46.11
			25	5	0.52		26.36	1.5	8.1	4.8	39.0	65.36
	16.0	37,400	10	2	0.40	54.11	31.94	3.2	12.1	7.7	25.0	56.94
			25	5	0.49		33.88	1.8	9.3	5.6	45.5	79.38

13 - 4 帰納的演算結果

以上3つの式により5つの地すべり円弧について計算解析を行った結果表-9のごとくになった。

この表に示されるごとく，移動中の安全率はせん断抵抗による計算式は著しく低く，斜面番号Ⅲでは $\phi = 7^\circ$ の条件では成立しなくなる。それと共にいずれの斜面においても $\phi = 7^\circ$ ，そのときのCの条件においては間隙水圧をゼロとしても $F_s < 1.0$ となる。そしてまた， $C = 0$ の条件における ϕ の値で間隙水圧をゼロとした場合，Ⅰ，Ⅱはわずかに $F_s > 1.0$ となるものの，Ⅲ，Ⅳ，Ⅴは $F_s < 1.0$ となる。

表 - 8 帰納的安定解析一覧表

斜面番号	斜面長 水平距離 (m)	傾斜角	杭 打 工 事				(1)せん断	(2)曲げ	(3)杭反力	ϕ C = 0 の とき	C $\phi = 0$ の とき	※移動中の 安全率 $\phi = 7^\circ$ そ のときのC で計算	Fs = 1.0 と するための 間 隙 水 圧 低 下 量 (m)
			段数	径 (mm)	厚 (mm)	間隔 (m)	抵抗	抵抗	地盤反力				
I	133.0	15° 26'	3	318.5	10.3	2.0	134.6	33.0	44.3	(1) 21.62°	(1) 2.38	(1) 0.69	※※
	128.2									(2) 27.47°	(2) 3.13	(2) 0.92	2.5
										(3) 26.85°	(3) 3.05	(3) 0.89	3.1
II	163.4	11° 42'	4	318.5	10.3	2.0	179.4	44.0	59.1	(1) 12.19°	(1) 1.99	(1) 0.55	※※
	160.0									(2) 19.19°	(2) 3.21	(2) 0.88	3.8
										(3) 18.18°	(3) 3.01	(3) 0.83	5.5
III	109.0	10° 25'	3	318.5	10.3	2.0	134.6	33.0	44.3	(1) 5.62°	(1) 0.82	(1) -※(0.29)	※※
	107.2									(2) 15.72°	(2) 2.34	(2) 0.82	4.5
										(3) 14.00°	(3) 2.07	(3) 0.73	6.8
IV	133.3	18° 14'	4	318.5	10.3	1.5	239.2	58.7	78.7	(1) 15.32°	(1) 2.94	(1) 0.49	※※
	126.6									(2) 25.69°	(2) 5.16	(2) 0.86	7.4
										(3) 23.98°	(3) 4.77	(3) 0.80	8.9
										408.0	101.9	155.5	
V	158.6	21° 4'	2	318.5	10.3	1.5	119.6	29.3	39.4	(1) 19.58°	(1) 2.69	(1) 0.55	※※
	148.0									(2) 29.73°	(2) 4.32	(2) 0.88	5.7
										(3) 27.67°	(3) 3.97	(3) 0.81	※※
										359.1	90.8	148.9	

※ $\phi = 5.62^\circ$, C = 0 の場合

※※ 地すべり面以下に間隙水圧を低下させても $F_s = 1.0$ とならない。

14 地すべり斜面の長期監視システム

蛇香沢斜面では、昭和45年（1970年）の大地すべりの後、防止工法を見直し、杭打工を主体とする防止工事を施工してきた。現在までに20段の杭打工と4基の集水井工・谷止工・土留工・遮水壁工・ボーリング暗渠工・水路工などが施工されている。近年は斜面に目立った変状はなく、過去に被災した水路のはり直しや植栽工に着手している。そこで、斜面の長期的継続監視のために、冬期間の観測も行える地すべり自動観測システムを設置することになった。設置場所は、斜面の上・中部とし、かつてのK1, K2, K3滑落崖の地すべりに対応する斜面のほぼ中央部とした（図-13(1), (2)参照）。

〔ST3-1〕

蛇香沢上部K1滑落崖の地すべり監視

平成元年度に施工した乾式遮水壁のほぼ中間に設置

- 地下水位観測孔 $l = 20\text{ m}$ VP40 ストレーナー
- 傾斜量観測孔 $l = 20\text{ m}$ 2 m毎に10か所にセンサー埋設

〔ST3-2〕

蛇香沢中上部K2滑落崖の地すべり監視

昭和59年度施工No.1集水井工の集水ボーリングの影響圏内にあり、集水ボーリングの効果も監視する。

- 地下水位観測孔 $l = 20\text{ m}$
VP40 ストレーナー6 mまで無孔管とし、
ナイスシールで遮水する。
- 傾斜量観測孔 $l = 20\text{ m}$
2 m毎に10か所にセンサー埋設

〔ST3-3〕

蛇香沢中部K3滑落崖の地すべり監視

昭和61年度施工No.4集水井の集水ボーリングの影響圏内にあり、集水ボーリングの効果も監視する。

- 地下水位観測孔 $l = 20\text{ m}$
VP40 ストレーナー6 mまで無孔管とし、
ナイスシールで遮水する。
- 傾斜量観測孔 $l = 20\text{ m}$
2 m毎に10か所にセンサー埋設

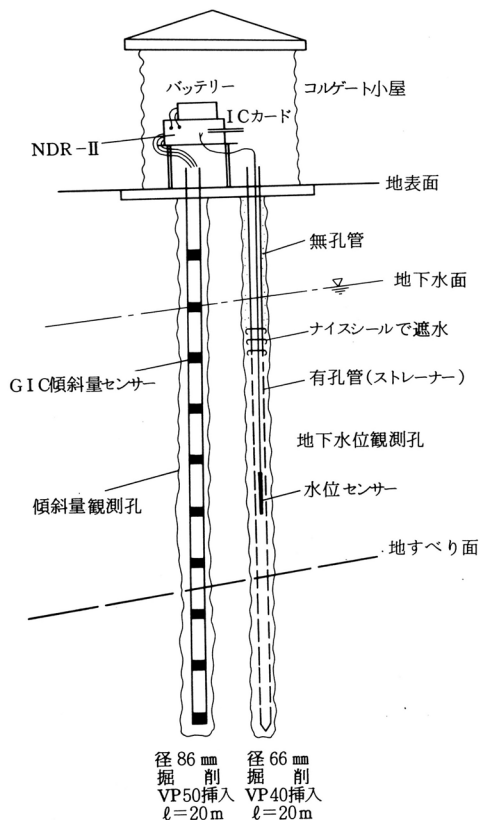


図-57 地すべり自動観測システムの概要

15 結びにかえて

昭和初頭から半世紀以上に亘った地すべり災害と防止工事の歴史的経過並びに調査，観測をできるだけ簡潔に編集しました。

960 mの地すべり斜面長に60年もの長年月をかけて防止技術を駆使し，ようやく安定させることができたといった，新潟県のなかでも当地すべり地は稀有な地すべり地であります。

地すべり地末端部から斜面中部までの490 mの間を安定させるのに50年を要し，絶え間ない災害とのたたかいでありました。さらにその上部分水嶺までの470 mの間は移動が激しく，1975年当時安定させることは不可能と思われていました。ここに鋼管杭打工20段，集水井等の防止構造物によってようやく安定させることができました。移動と災害を防止できたことはながい間地すべり防止技術の創造発展に心血を傾けてきた多くの治山担当者の英知の輝かしい成果でありました。

当報告書はおびただしい調査，観測記録の中から今後の地すべり防止技術発展に役立ち得るよう資料を選択し編集いたしました。皆様のご批判，ご指導を期待しております。

社団法人 新潟県地質調査業協会会員名簿

事務局 〒950 新潟市鳥屋野4丁目7番22号新潟県地質会館
TEL (025) 285-3145 FAX (025) 285-3336

3. 4. 1

会 員 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	F A X 番 号
旭 調 査 設 計 (株)	奥田 優	新潟市八千代1-4-31	(025) 245-8345	(025) 245-8349
大手開発(株)新潟営業所	小滝 帝治	〃 上所中2-15-10	(025) 283-2081	(025) 283-2082
応用地質(株)新潟支店	安藤 廉	〃 紫竹7-27-35	(025) 274-5656	(025) 271-6765
開 発 技 建 (株)	斎藤 申吾	〃 文京町22-21	(025) 265-2261	(025) 267-8912
梶谷エンジニア(株)新潟営業所	大塚 光治	〃 新島町通1-1977-2 ロイヤル礎205号	(025) 228-3520	(025) 225-2009
川崎地質(株)新潟支店	高橋 廣	〃 米山5-1-25 小林ビル	(025) 241-6294	(025) 241-6226
(株)キタック	中山 輝也	〃 平島1-13-6	(025) 231-2201	(025) 267-2171
基礎地盤コンサルタンツ(株) 新潟事務所	笠原貢太郎	〃 沼垂東1-9-18	(025) 243-2711	(025) 243-2712
(株)興和	福田 正	〃 学校町通2-5295	(025) 222-1911	(025) 222-7733
国際航業(株)北陸支店	奥村 義郎	〃 東大通2-3-26 第百生命ビル7F	(025) 247-0318	(025) 241-4146
国土防災技術(株)新潟支店	荒井 五郎	〃 坂井1035-1	(025) 260-2245	(025) 260-7522
三祐(株)新潟支店	田中 晴男	新潟市上所上1-16-8 上所ビル3F	(025) 285-0301	(025) 285-0302
サンコーコンサルタント(株) 新潟支店	渡辺 浩	〃 寺尾上4-2-18 そうご電器ビル	(025) 260-3141	(025) 268-4950
(株)新協地質	篠崎 寿輔	〃 紫竹4-13-1	(025) 244-7866	(025) 244-1673
(株)新研基礎コンサルタント	児玉 芳彦	〃 山二ツ309-1	(025) 286-7188	(025) 287-0096
(株)大東設計コンサルタント 新潟支店	長棟 薫	〃 花園2-1-16 三和ビル301号	(025) 246-1320	(025) 247-3740
大日本コンサルタント(株) 新潟営業所	佐藤 淳	〃 米山4-1-23 堅田ビル	(025) 241-0114	(025) 244-7328
(株)ダイヤコンサルタント 新潟営業所	稲波 知夫	〃 礎町通5ノ町2264 高政ビル	(025) 222-4336	(025) 243-7050
中央開発(株)北陸支店	吉岡 良三	〃 堀之内南3-1-21 ユタカビル内	(025) 283-0211	(025) 283-0212
利根コンサルタント(株) 新潟営業所	須藤 貞美	〃 寄居町704-5 平久ビル	(025) 229-4098	(025) 229-4097
東邦地水(株)長岡営業所	山田 一也	長岡市表町2-2-15	(0258) 33-2846	(0258) 33-2863
(株)日さく新潟支店	岩井 省吾	新潟市中木戸5-1	(025) 273-6301	(025) 271-1110
日特建設(株)新潟支店	木村 隆夫	〃 南出来島1-10-1 ウィラサザン2F	(025) 285-2231	(025) 285-2229
日本基礎技術(株)新潟支店	荒木 靖夫	〃 寺山字浦沢1072-1	(025) 271-6311	(025) 271-7778
日本物理探鉱(株)新潟事務所	池田 幸夫	〃 神道寺3-10-37	(025) 241-2960	(025) 241-2959
北 陸 鑿 泉 (株)	田井儀四郎	〃 弁天1-1-15	(025) 244-5222	(025) 244-5223
(株)村尾技建	村尾 建治	〃 女池1433-11	(025) 284-6100	(025) 283-0368
明治コンサルタント(株) 新潟支店	川口 康雄	〃 小針4-2-11	(025) 265-1122	(025) 265-1126
ライト工業(株)新潟支店	黒坂 健二	〃 弁天3-3-19	(025) 247-8251	(025) 247-8254

地すべり対策技術協会新潟支部会員名簿

会員20社

会 社 名	代 表 者	郵便 番号	住 所	電 話 番 号
新 潟 支 部	熊谷 忍	951	新潟市学校町通 2-5295 (興和ビル)	025-222-1911
大手開発(株)新潟営業所	小滝 帝治	950	新潟市上所中 2-15-10	025-283-2081
応用地質(株)新潟支店	安藤 廉	950	新潟市紫竹 7-27-35	025-274-5656
株式会社キタック	中山 輝也	950-21	新潟市平島 1-13-16	025-231-2201
北日本ブロック工業(株)	諸橋 運治	950	新潟市南笹口 1-12-12 (フクダ南笹口ビル)	025-244-4131
株式会社 興 和	福田 正	951	新潟市学校町通 2-5295	025-222-1911
国土防災技術(株)新潟支店	荒井 五郎	950-21	新潟市坂井 1035-1	025-260-2245
サンコーコンサルタント(株)新潟支店	渡辺 浩	950-21	新潟市寺尾上 4-2-18 (そうごう電器ビル)	025-260-3141
新越開発株式会社	穴澤 繁男	946-01	北魚沼郡広神村大字 下田 351-32	02579-9-3232
(株)新協地質	篠崎 寿輔	950	新潟市紫竹 4-13-1	025-244-7866
(株)ダイヤコンサルタント新潟営業所	稲波 知夫	951	新潟市礎町通 5ノ町 2264 八千代(高政ビル)	025-222-4336
中央開発(株)北陸支店	吉岡 良三	950	新潟市堀之内 324 (ユタカビル)	025-283-0211
東邦地下工業(株)新潟営業所	片山 浩明	950	新潟市女池 1443	025-284-5164
利根コンサルタント(株)新潟営業所	須藤 貞美	951	新潟市寄居町 704-5 (平久ビル)	025-229-4098
(株)日さく新潟支店	若井 省吾	950	新潟市中木戸 5-1	025-273-6301
日特建設(株)新潟支店	木村 隆夫	950	新潟市南出来島 1丁目 10-1 (ビイラサザン 2F)	025-285-2231
日本基礎技術(株)新潟支店	荒木 靖夫	950	新潟市寺山字浦沢 1072-1	025-271-6311
日本物理探鉱(株)新潟事務所	池田 幸夫	950	新潟市神道寺 3-10-37	025-241-2960
株式会社 村 尾 技 建	村尾 建治	950	新潟市女池 1433-11	025-284-6100
明治コンサルタント(株)新潟支店	川口 康雄	950-21	新潟市小針 4-2-11	025-265-1122
ライト工業(株)新潟支店	黒坂 健二	950	新潟市弁天 3-3-19	025-247-8251

祝 第19回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 安塚支部

〒942-04 東頸城郡安塚町大字安塚 TEL 02559(2)3081
東頸建設会館内 FAX 02559(2)3414

支部長 武江喜久雄

祝 第19回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 上越支部

〒943 上越市東城町3-8-42 TEL 0255(24)3122
上越建設会館内 FAX 0255(22)3827

支部長 岡田定次

祝 第19回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 糸魚川支部

〒941 糸魚川市南押上3-3-36 TEL 0255(52)1210
FAX 0255(52)8131

支部長 笠原忠次

八幡地すべり

1991・9

編 集	新潟県農林水産部治山課
発 行	地すべり学会新潟支部
印 刷	株式会社 文 久 堂

