Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-07-11

既成開発地周辺における神戸層郡の切取斜面の安定に関する研究

木越，正司

(Degree)
博士（工学）
(Date of Degree)
1993-03-17
(Date of Publication)
2012-06-19
(Resource Type)
doctoral thesis
(Report Number)
乙1716
(JaLCDOI)
https://doi.org/10.11501/3070681
(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/D2001716

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。

神 戸 大 学 博 士 論 文

既成開発地周辺における
神戸層群の切取斜面の安定に関する研究

平 成 5 年 1 月

木 越 正 司

神戸大学博士論文

既成開発地周辺における

神戸層群の切取斜面の安定に関する研究

平成 5年 1月

木 越 正 司

目　　次

第１章　序　説

1.1　本研究の背景 …… 1

1.2　既往の関連研究 …… 6

1.2.1 地すべりに関する研究 …… 6

1.2.2 対策工法に関する研究 …… 10

1.3　研究の目的及び内容 …… 15

1.4　研究の対象地形及び地質 …… 17

参考文献 …… 22

第２章　斜面崩壊に関する実証研究

2.1　まえがき …… 24

2.2　目的及び内容 …… 25

2.3　事前調査 …… 28

2.3.1 開発地域の地質 …… 28

2.3.2 試験地の地質 …… 31

2.3.3 調査による予測 …… 34

2.4　実験の概要及び動態観測 …… 38

2.4.1 斜面の設定及び安定の予測 …… 38

2.4.2 動態観測計画及び結果 …… 42

2.4.3 斜面の崩壊とすべり面の調査 …… 45

2.5　すべり面粘土の調査及び結果 …… 49

2.5.1 室内試験結果 …… 49

2.5.2 スレーキング試験結果 …… 51

2.5.3 岩石試験結果 …… 52

2.6　結果の考察 …… 52
2.6.1 逆算法による土性値と土質試験の結果 …… 52
2.6.2 事前の安定予測結果と崩壊後の逆算法による強度との関係 55
2.6.3 すべり面強度に関する考察 …… 55
2.7　要　約 …… 57
参考文献 …… 59

第３章　隣接する既成開発地の切取斜面安定に与える影響要因に関する研究
3.1　まえがき …… 60
3.2　開発地域周辺の先行開発経緯 …… 61
3.2.1 周辺の開発経緯 …… 61
3.2.2 隣接する既成開発地との関連性 …… 64
3.3　造成前の調査観測計画及び結果 …… 68
3.3.1 流出水の調査・観測 …… 68
3.3.2 観測結果 …… 68
3.4　造成工事中の地下排水流量観測 …… 72
3.4.1 観測計画 …… 72
3.4.2 観測方法 …… 72
3.4.3 観測結果 …… 73
3.4.4 地下水の供給源についての考察 …… 75
3.5　地下水流出メカニズム …… 75
3.5.1 流域と比流量 …… 75
3.5.2 流出水の起源 …… 78
3.5.3 地下水流出モデル …… 81
3.6　切取斜面安定の考察 …… 84
3.6.1 地下流出水による影響 …… 84
3.6.2 切取斜面の安定解析 …… 85

3.6.3 考察 …… 90
3.7 要　約 …… 92
参考文献 …… 93

第4章　凝灰岩層に介在する粘土をすべり面とする切取斜面の安定化に関する研究
4.1 まえがき …… 94
4.2 地形及び地質 …… 95
4.2.1 造成地エリア全域 …… 95
4.2.2 対象斜面部 …… 96
4.3 切取斜面の試験施工調査 …… 103
4.4 本工事の対策工に関する検討 …… 105
4.4.1 本工事の設計検討 …… 105
4.4.2 A地区の検討 …… 105
4.4.3 B地区の検討 …… 117
4.5 結果及び考察 …… 124
4.6 要　約 …… 127
参考文献 …… 128

第5章　礫岩中における間隙水圧の変動による斜面滑動に関する研究
5.1 まえがき …… 129
5.2 地形・地質 …… 129
5.3 動態観測と地下水の挙動 …… 130
5.3.1 調査及び観測計画 …… 133
5.3.2 地盤の動態観測結果 …… 133
5.3.3 地下水位の動態観測結果 …… 135
5.4 すべりの発生機構と対策工 …… 137

5.4.1 すべりの発生機構 …… 137
5.4.2 地盤の強度 …… 140
5.4.3 間隙水圧の分布 …… 143
5.4.4 安定解析 …… 147
5.4.5 対策工 …… 149
5.4.6 水抜きボーリング結果 …… 152
5.5 結果及び考察 …… 156
5.6 要　約 …… 159
参考文献 …… 161

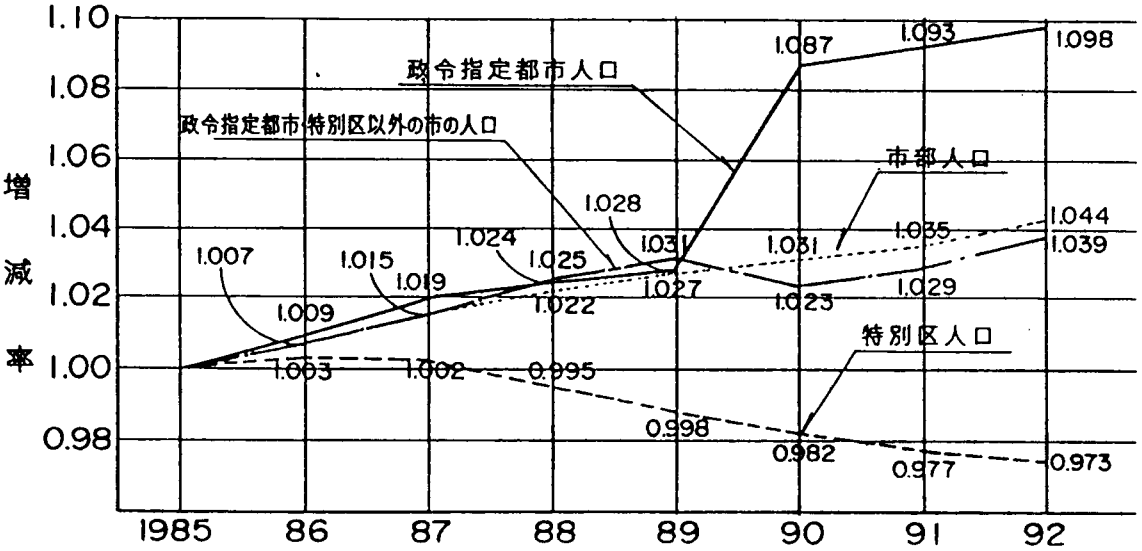
第6章　地下水の水質とすべり面を形成する粘土の性状変化に関する研究
6.1 目的及び内容 …… 162
6.2 すべり面を形成する粘土の地下水による化学的変化の概念 …… 164
6.3 渓流水の水質変化 …… 168
6.4 すべり面形成に関する考察 …… 170
6.4.1 地下水の影響によるすべり面形成のプロセス …… 170
6.4.2 地下水の水質変化 …… 172
6.5 粘土の特性 …… 174
6.5.1 粘土のX線分析 …… 174
6.5.2 粘土のせん断強度 …… 175
6.6 結果及び考察 …… 183
6.7 要　約 …… 185
参考文献 …… 186

第7章　結　論 …… 188
謝　辞 …… 192
著者による発表論文 …… -1-

第1章　序　説

1.1 本研究の背景

1945年第二次世界大戦終了後、今日まで約半世紀を経過しようとしているが、その間、わが国の経済は急激な発展をするに従って、都市の形成は単一的な自然発生型から大規模で高度に計画された複合型へと変化してきた。産業の発展と社会構造の変化によって、都市部への人口集中は高度成長期を迎えた1965年ごろより急速に増加してきた。近年の人口集中の状況を図－1.1に示したが、1985年から1992年までの都市部人口は著しい増加傾向[1)]になっている。わが国の総人口は1968年では約 1億 200万人であったが、1992年現在、約 1億2,400万人(1992年自治省人口動態調査) となり、四半世紀の間に約 2,200万人増加したことになる。また、核家族化が進み1所帯の平均人数は1968年に3.76人であったのに対し、現在2.91人と減少し、世帯数においては1,534 万世帯の増加となり、現在4,245 万世帯（同調査）となった。神戸市においても同様で、人口及び所帯数における1980年の現状と2000年における予測の比較については表－1.1 に示したように、両者とも20%前後の増加が予測されている。[19)]



図－1.1 市部人口の増減状況(1985年を1とした場合)

表－1.1 神戸市における人口及び世帯の予測

人口の予測			類型別普通世帯の予測		
項　目	1980年	2001年	世帯類型	1980年	2000年
全市人口	136.7万人	160万人	核家族世帯	30.3万世帯	36.5万世帯
既成市街地	116.6	110	単独世帯	7.7	13.6
神戸西地域	8.7	25	3世代同居	3.9	4.7
神戸北地域	16.4	25	その他世帯	1.5	1.0
			計	43.4	55.8
			平均世帯人員	3.04人	2.74人

そのため、大都市及びその周辺における住宅需要が増加し開発が促進されるとともに、宅地開発が波状的に拡大する現象が一層進展した。住宅開発は容易に開発が可能な平野部から、従来では開発が見送られたような丘陵地や、地質的に悪条件の地域にまで適地を求めるようになった。これには大規模土工技術の発展と土木建築の分野での技術革新が大きく寄与している。また、経済発展による土地造成費用の相対的な低下に負うところも大きいと考えられる。

1965年～1973年にかけては住宅開発の創成期にあたり、急激な経済発展を背景に旺盛な住宅需要に対応する開発が進められた。道路や鉄道のような社会的な基盤整備は常に後追いとなり、小規模な開発や無軌道な開発が多く満足を得る行政指導もなされないまま開発が進んだ。1974年オイルショックを契機としてその後秩序ある開発の必要性が広く認識され、計画的な基盤整備が行われるとともに、開発行為に対する様々な法律の施行や指導が行われるに至った。このような発展に対し、開発の対象地域は平野部から山間及び丘陵地帯へと拡大していった。神戸北地域においてもこの傾向が見られ、図－1.2 に示したように1983年における地域計画によると、鉄道や道路の基盤整備とともに路線の周辺に住宅地の広がっていく様子が伺える。[19]　また、このような土地造成工事に起因する地すべりや盛土の沈下など多くの社会問題を引き起こした。地盤の不安定化に伴う問題は、その規模及び程度において

前例を見ないものもあり、現在もまだ未解決であるものも多い。

著者は、これまで多くの土地造成に関係する切取斜面の調査、解析、対策にかかる研究を行ってきた。とりわけ神戸市北区において、写真－1.1 に示すような神戸層群の地層を対象とした大規模な住宅開発プロジェクトに永年携わり、多くの切取斜面の調査、研究を行ってきた。この結果から、このような開発にかかる問題として、つぎの要点を検討することが重要であると考えている。

1）この地域の神戸層群の層厚は10～20mと全体に薄く、基盤岩である花崗岩とは浅い位置で接点をなしており、神戸層群の地層には雨水の影響のみならず、花崗岩から押し上げられた地下水の影響を受けており、切取斜面の造成にあたっては十分に考慮する必要がある。

2）切取斜面の設計においては、地形及び地質の状況、地下水の有無、切取りを行った後の風化の進行程度など、通常の検討よりはるかに多くの崩壊につながる要因とその性状について、熟知しておく必要がある。

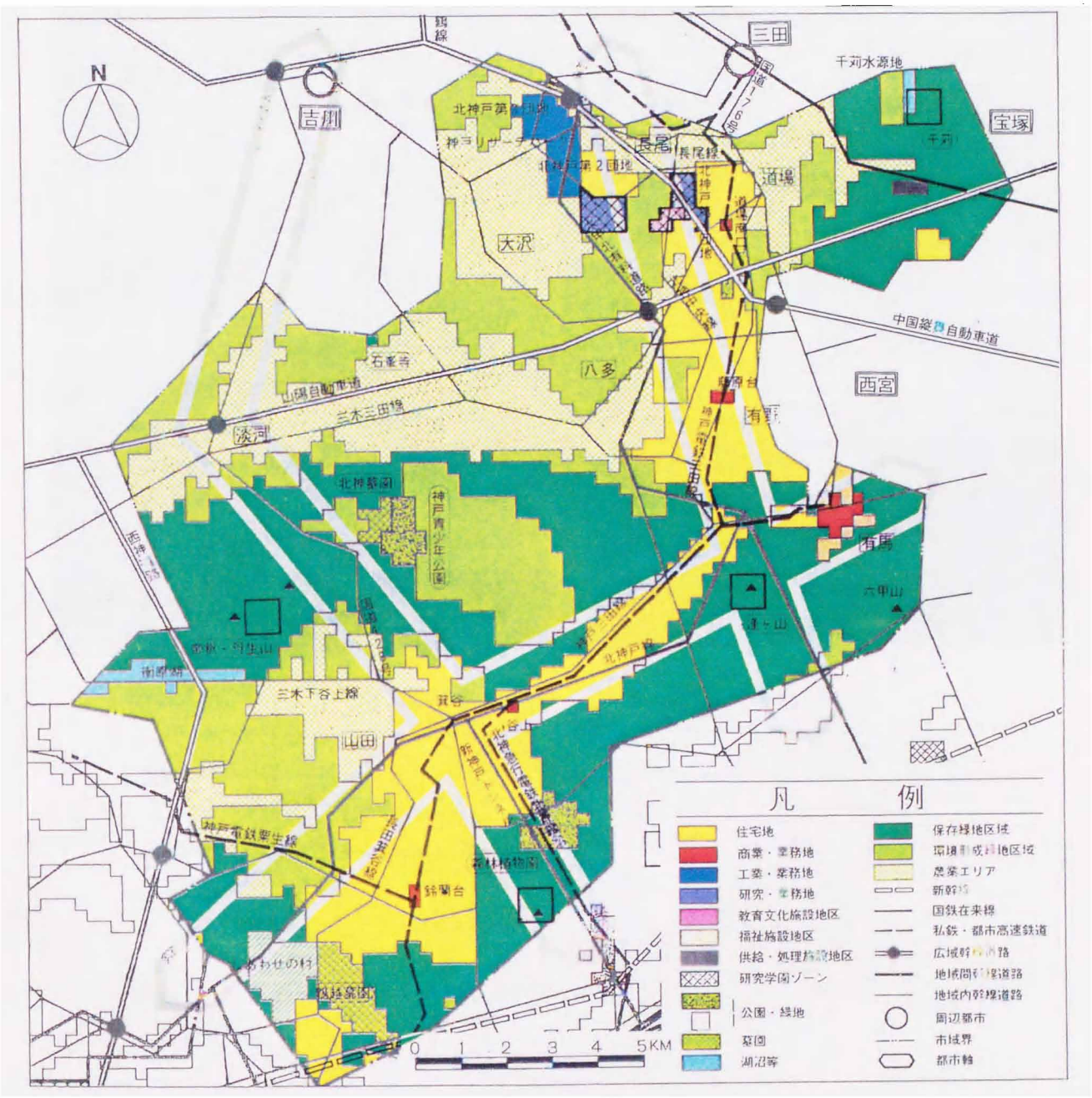
3）開発を行おうとする地域が、周辺地形及び地質とどのような関係にあるのかを調査しておく必要がある。開発地の周辺において、既に先行して開発された地域が、どのような地形変化をもたらしているのかということを開発を行う事前検討段階において、さらに詳細な調査が必とされる。

このような諸問題は、常に適切に検討されている必要があるが、満足のいく対応が行われた事例は少ない。

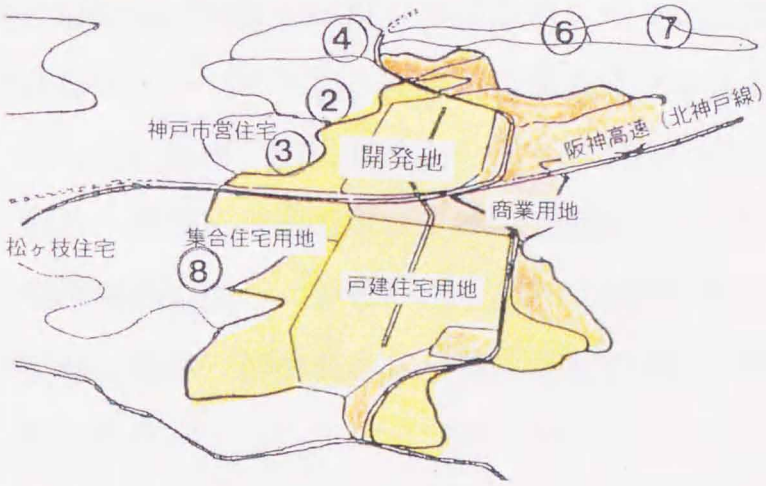
一般に、神戸層群は地下水の影響を受け易く、地すべりや斜面崩壊を起こし易い地層としてよく知られており、人為的に切取斜面を造成した場合に問題を引き起こす事例が多い。これは雨水などの浸透や地下水の影響が、凝灰岩や泥岩などの風化を受け易い地層を脆弱化させ、安定性を失うことが報告されている。[2] しかし、地下水の流動過程は複雑であり、通常の開発におい

ては調査が不十分となりがちである。

今般、研究対象とした地域はとくにこの問題を含んでおり、事例研究を通じて隣接開発地に近接した切取斜面の造成には、詳細にわたり把握しておくことが肝要である。写真－1.1 は本研究の対象となった開発地域及びその周辺の既成住宅地の状況を示しており、市街地が発達していく様子が伺える。



図－1.2 神戸北地域　計画構成図



○は図－3.2 の隣接住宅開発状況を示す

写真－1.1 開発地周辺の状況

1.2 既往の関連研究

1.2.1 地すべりに関する研究

地すべりや斜面崩壊の現象・形態・発生機構などについては、既に多くの研究がなされてきた。[3)4)] この中で神戸層群の地層を対象とした地すべりの既往の関連研究について、下記に述べる要因との関係に分けて振り返ってみたい。

1）地層構造と地すべり

一般に、神戸層群は固結度の低い礫岩、凝灰岩、砂岩及び泥岩の互層により形成され、その成層状態はほぼ平行を成している。また、層理面の傾斜角は5～20°の角度をもっており、片流れで単一化した地層であることが特徴である。したがって、切取斜面を造成した場合、斜面に対し地層が流れ盤もしくは受け盤となる。地すべりはすべり面となる層が形成された状態で流れ盤方向にすべりが発生するケースが多い。神戸層群の特徴はこのすべり面が堆積層内部に層理面と平行して形成され、かつその傾斜角が 10°前後と比較的緩い範囲においてもすべりが発生し易いことである。切取斜面を造成した場合において、急斜面より緩斜面の方がすべり易いことも報告されている。これは雨水の浸透によって、風化などの地質変化や間隙水圧の上昇を引き起こすことが考えられる。[5)]

神戸層群などの第三紀層における地すべりと地質的要因についてその地質的特徴について下記の４点の特徴を挙げることができる。[6)]

① 凝灰岩、泥岩、亜炭層の存在

② 断層・撓曲・摺曲運動など構山運動により、地層種の差異によって地層境界に生じた歪みによる鏡肌（潜在すべり面）の存在

③ 断層・撓曲・摺曲運動など構山運動により、流れ盤構造の形成と風化の促進

④ 切土による応力解放と地下水の作用

以上の条件がそろった切取斜面では、潜在すべり面をもつ流れ盤構造の地層境界が斜面の途中に現れた場合、切土によって発生した応力により潜在すべり面が連続し、いわゆる"無限長斜面すべり"の状態になり地すべりが発生する。この様な地すべりの特徴としては潜在すべり面の存在が重要であり、これには

1) 潜在すべり面ができやすい地層の存在

2) 異なる変形や破壊特性を持った地層の堡重と堆積固結後の構造運動

が重要であるが、このような地層の地すべりは"すべり易い地層"のみ存在するのではなく、異なる性質の地層が堡重することによってその条件が整うものと考えられる。

2) 地形と地すべり

空中写真をもとに、地上の踏査などによって地すべり地形の判定が行われている。過去の地すべりの判定は、滑落崖が存在し他の斜面とは異なる地形を呈することに着目して行なわれている。地すべりが多い斜面形状は、一般的に直線形に多く、つぎに尾根形状となる凸状であり、沢部となる凹状山腹については以外と少ないことが言われている。[5] 過去の地すべりの形跡などが明白な場合を除いて、地形や斜面形状から地すべりの可能性を判断することは困難である。また、地すべりや大規模崩壊の素因としては、地形よりも地質構造によるところの方が多いと考えられる。すべりの判定には、空中写真によるフォトリニアメント(Lineament) が用いられているが、これは特に断層や割れ目の存在を確認する方法として有効である。このフォトリニアメント図を作成することによりリニアメントの走向性、リニアメントの集中程度、走向と斜面の交会角度などによって判定され、湧水状態や地質調査を含めて判断されている。[7]

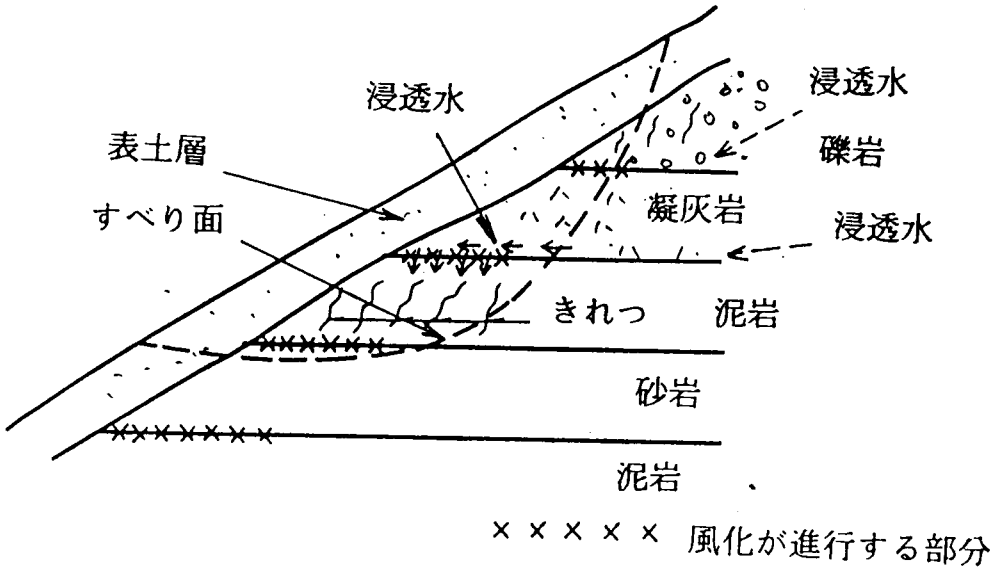
3) 地すべりの機構

一般に、地表面に近い上位から礫岩及び凝灰岩が堆積し、その下位に砂岩及び泥岩が互層状態にあり、基岩が花崗岩である地層においては、下記に示すような地表面からの浸透水や地下水の影響を受け、すべり面を形成しやすくなる。降雨は礫岩や凝灰岩などの亀裂の多い地層への浸透を繰り返す。図－1.3 に示したように、難透水層となる泥岩の上面において、浸透水による乾湿繰り返しによって、泥岩が粘土化作用を受け薄い粘土化層を形成する。このような粘土化層がしだいに脆弱化し、ある年月を経ると斜面の安定性を失ない、この層がすべり面となる。また、人為的に切取を行った場合も同様である。このようなすべりは一般に層すべり[18] と呼ばれている。雨水の浸透、花崗岩からの地下水の押し上げ、または近傍地盤からの横流れ浸透水などによって、風化を助長させる浸透水は発生することが考えられる。[7]

4）強度低下と風化

第三紀層のうち泥岩、凝灰岩は乾燥・湿潤の繰り返しによってスレーキング現象を起こし、強度が著しく低下することが知られている。[8][9][10] とくに、盛土材料として使用した場合、不同沈下の原因となることが問題となり、種々の対応策が講じられている。[11] 西らは泥岩の浸水、排水を繰り返した長期浸水の影響を大型圧縮試験機にて行い、泥岩の沈下状況を測定した結果、比較的初期の段階でコラップス現象が生じることを報告している。[12] 地層構成を見ると透水性のよい崖錐や礫岩などが上位にあり、この地層を通過してきた地下水や地表面からの浸透水が、難透水層となる泥岩や凝灰岩の地層に接した面で風化現象が起こり、泥岩の地層面を脆弱化させ粘土化させるものである。このような現象が生じるのは、粘土化した層に粘土鉱物のモンモリロナイトを多く含有し、膨潤し易く、コラップス現象が生じスレーキングが進行するためである。また、土被り圧などの上載圧力が小さいことなどが必要条件となっているといわれている。[2][17]

一般に、神戸層群は固結度の低い礫岩、凝灰岩、泥岩、砂岩の互層を形成している。一旦、造成工事などで人為的に切取斜面を造成した場合、透水性がよい礫岩や凝灰岩から侵入した雨水や背後からの地下水によって、下部の泥岩や砂岩との層理面において、図－1.3 に示したように、風化が著しく促進し強度が低下する。層すべりが発生する事例の多くは、層理面が 約5°以上の勾配となる場合である。この勾配は比較的緩やかであってもすべりが発生するのが特徴である。また、著者はしばしば凝灰岩の層中で、凝灰岩の下位に位置する泥岩または砂岩の地層に近い部分において、粘土化した層が形成されているのを観察している（以下粘土化層という）。これは第２章にて行った自然地形におけるトレンチ掘削による調査においても確認される。この粘土化層は凝灰岩がブロック状に細分化された地層中に形成されているため層全体としては透水性がよい。しかし、その透水性は一定でなく、層中に難透水となる薄い粘土質の層が形成され、これが地下水にてさらに脆弱化されていると考えられる。



図－1.3　風化による斜面崩壊の発生機構

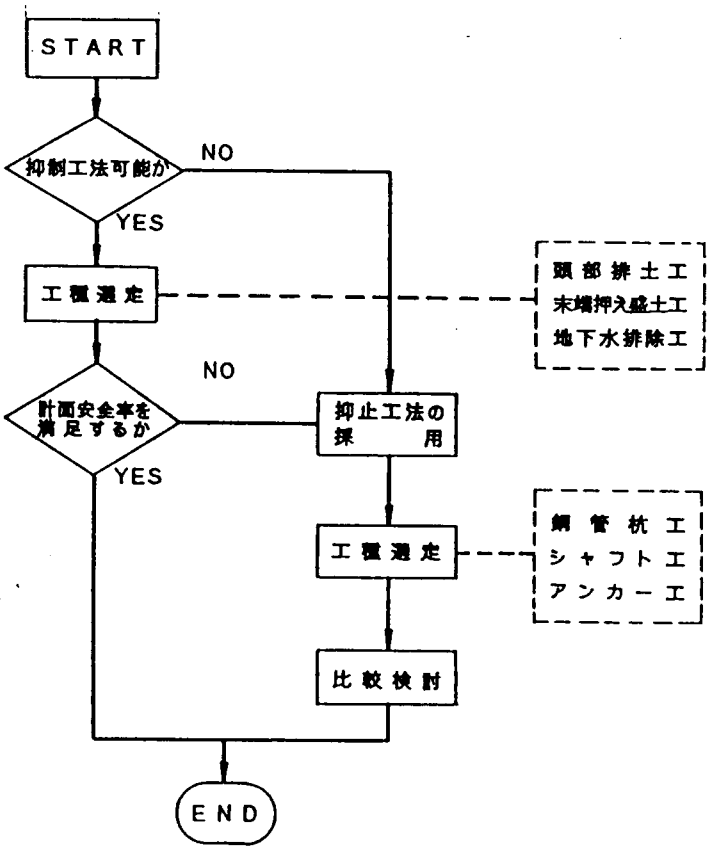
1.2.2 対策工法に関する研究

地すべりの対策工法はダムの建設に伴う新たな地すべりの誘発や、山岳丘陵地帯における道路工事に伴う地すべりの誘発などが契機となって発展してきたが、その考え方は現在までにほぼ体系化されたと考えられる。地すべりの対策については、

第一に、土砂や地下水を排除したり、押え盛土を行うような斜面を構成する材料にて、力のバランスを考慮する方法を採用する。

第二に、擁壁、杭、アンカーなどにより、不足の抵抗力を受けもつ構造体を確保することによってバランスをとる方法を採用する。

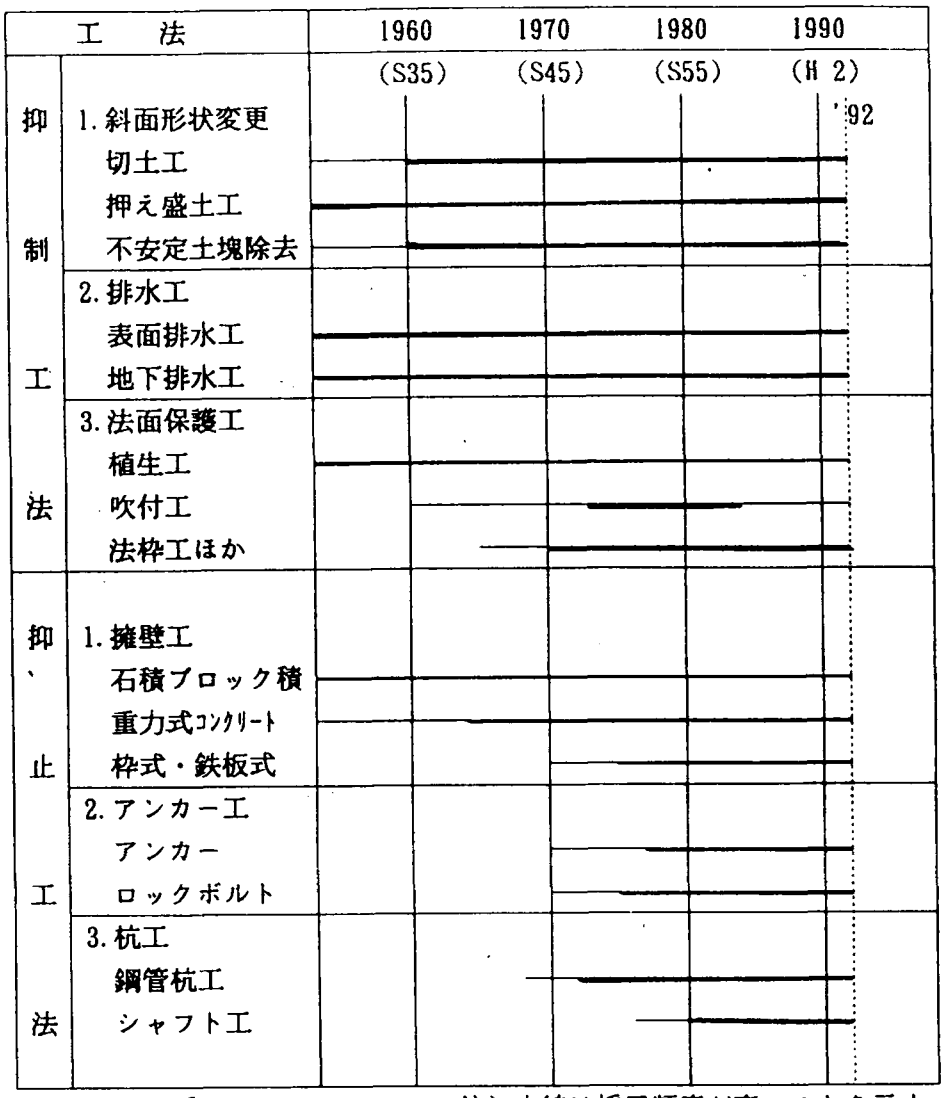
これらの考えに基づき、地すべり対策工の選定手順について、図－1.4 に示す。これらの技術をその目的にしたがって以下にまとめる。



図－1.4 地すべり対策工の選定フロー

一般的な対策工法は下記に示す分類の通りであるが、抑制工法、抑止工法あるいは両者の併用工法に大きく分けられる。工種の選択は、対象となる斜面がどのような要因、どのような形態で不安定化するかを把握することが基本となる。したがって、対策工は斜面の不安定化の素因（地形、地質、土質、植生）と誘因（降雨、侵食、地下水、風化、地震ならびに人為的環境変化等）とによって選定がなされ、併せて工費、用地、施工条件、環境、景観などを考慮して決定される。また、これらの対策工法は技術の進歩とともに、表－1.2 に示したように採用された工種とその採用された変遷について整理した。

表－1.2 抑制工法及び抑止工法の種類とその変遷



注）太線は採用頻度が高いことを示す。

1）抑制工法

安定性を土のバランスや水の処理、風化侵食の防止などによって安定を保つことを主目的とする。表－1.3 に示す３つの工法に分類される。

表－1.3　抑制工法一覧表

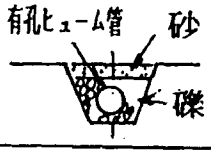
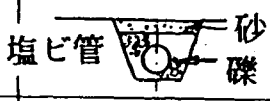
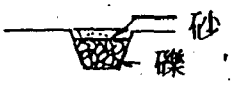
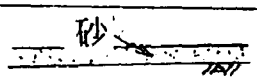
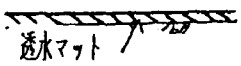
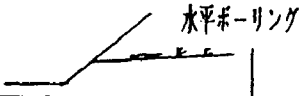
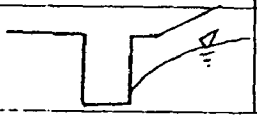
区　分	素因	誘　因	工　種
斜面形状変更	地形 土質	風化、地質 切取	切土工/押え盛土工/不安定土塊除去
排水工	地質 土質	降雨 地下水	地表水排除工/地下水排除工
法面保護工	植生 土壌	降雨、侵食 風化	植生工/被覆工/吹付工/張工 法枠工/柵工/蛇カゴ工

抑制工法は基本的には、斜面の切取形状を変更するものとし、この工法に排水工や法面保護工を併用する工法が多く採用されている。

◊ 排水工

地すべりや斜面崩壊において雨水やこれに伴う地下水は、地盤の強度を低下させすべりを発生させる要因となる。水を地下に浸透させない地表水排除工、すでに浸透した水を排除する地下水排除工がある。地下水脈の変化及び盲排水工の目づまりにより将来にわたって確実にその効果を期待するのは疑問である。したがって、あくまで他の抑制・抑止工の補助工法として使用し、その工法の効果を高めることになる。地下排水工の種類とその変遷について表－1.4 に示す。

表－1.4 地下排水工の種類とその変遷

工法種別と概要		(25)	(S35)	(S45)	(S55)	(H2)
項　目	概念図	'55	1960	1970	1980	1990
1. 集水暗渠 1)有孔 ヒューム管						
2)塩化 ビニール管						
3)各種 化学製品管						
2. 礫暗渠						
3. 礫マット						
4. サンドマット						
5. 透水マット						
6. 集水(水平) ボーリング						
7. 集水井						

2）抑止工法

人為的に剛性構造物を設置するなどの手を加えることにより、斜面の安定化をはかる工法である。抑制工との併用を行うことが一般的に採用されている。抑止工法には表－1.5 に示す３つの工法に分類される。

表－1.5　抑止工法一覧表

区　分	制約条件	経済性	工　　種
擁壁工	用地	安い	石積・ブロック積/もたれｺﾝｸﾘｰﾄ 重力式ｺﾝｸﾘｰﾄ/枠式・鉄板式
杭工	施工条件 環境、景観	安価 ～高価	鋼管杭工/シャフト杭工 鋼材杭工
アンカー工	施工条件 用地	高価	永久アンカー/ロックボルト 多数アンカー/ルートパイル

これらの工法の概要、適用範囲などについて、下記に述べる。

◊ 擁壁工

構造物にて土圧に抵抗して背後の土砂を支えるもので、常時はもちろん、土中水の水圧、地震時の土圧、外圧などに抵抗できるものでなければならない。擁壁には背面土砂による土圧が作用するが、擁壁はこの力を基盤に伝える。したがって、擁壁の強度が十分であるだけではなく、基盤の支持力も十分でなければならない。また、擁壁の変形や基盤の沈下等が許容範囲内を越えるものであってはならない。

◊ 杭工

杭工の使用頻度は非常に高い。シャフト杭、鋼管杭などが一般的に用いられている。杭の分類としては、せん断杭とモーメント杭に分かれる。せん断杭は杭背面に十分大きな地盤反力が期待出来る場合、斜面の安全率を得るに必要なせん断強度のみを満足する杭として用いる。モーメント杭は、杭背面の土塊の反力が期待できない場合などに用いられ、さらに抑え杭とクサビ

杭に分類される。

◊ アンカー工

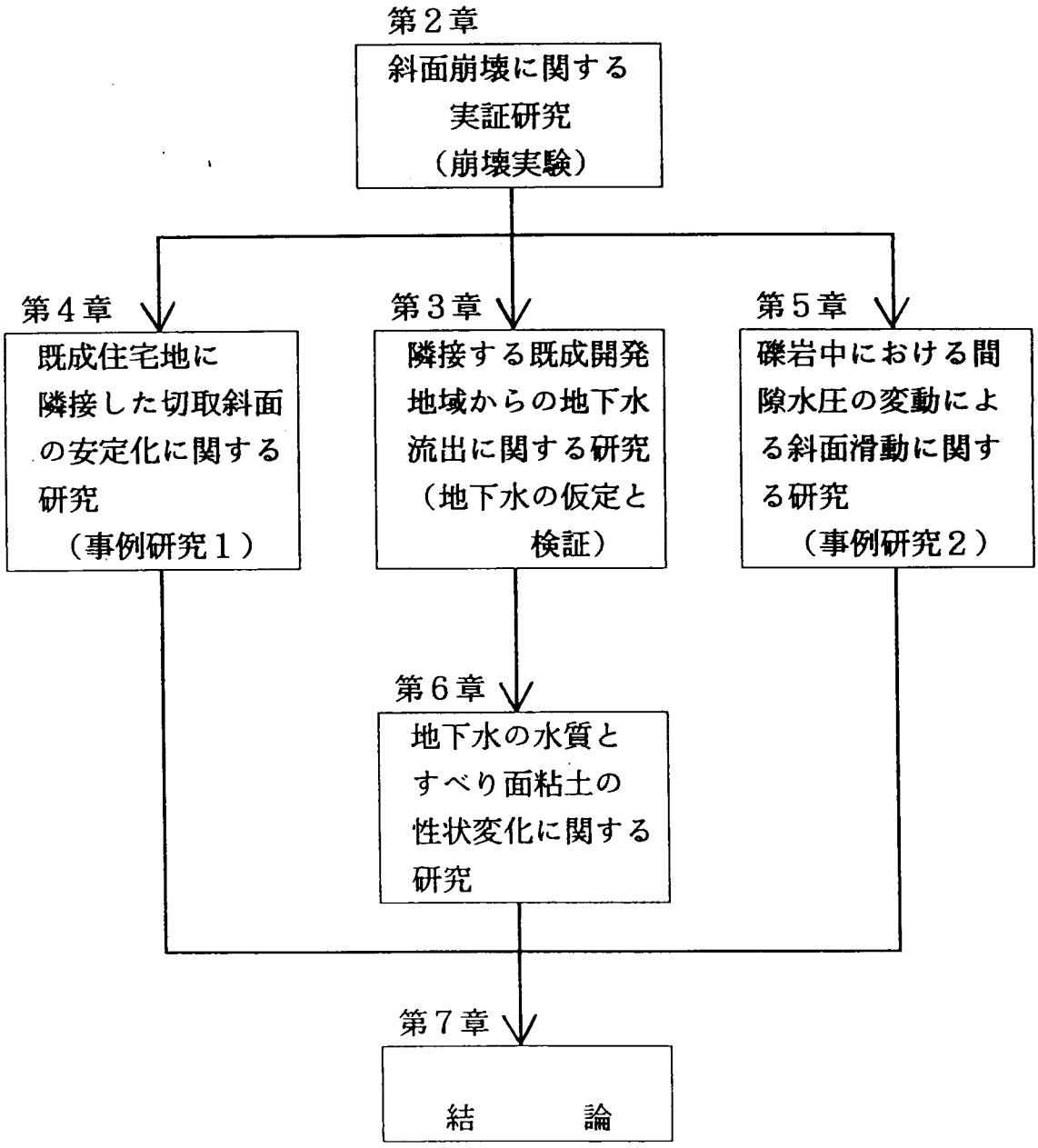
1970年頃以降に採用されだした比較的新しい工法である。当初この工法は仮設構造物を中心に使用されてきたが、その後多くの試験や実験が行われ、応用の研究が繰り返された。現在では斜面の安定、盛土体・切土斜面の補強 、擁壁の補強、建築物の転倒防止、傾斜地にある構造物の滑動の防止など、永久構造物に対しても幅広く利用されている。斜面の安定対策工としては擁壁、杭、法枠等と共に用いられる工法と、多数アンカー工法のように、地盤に多くのアンカーを挿入し補強土工法として用いられる工法がある。いずれもアンカー先端部分の地盤からの、引き抜き抵抗により支えるものである。地盤の永久的な抵抗が期待できるかという問題もある。

3）併用工法

上記の各工法は単独で採用されることは珍しく、一般には各々の工法を併用することが多い。併用する組み合わせは、地すべりや斜面崩壊の発生原因及びすべりの型などによって種々対策工法が選定される。併用される原因は、対策工の各々の長所を取り入れ、お互いの工法を補完し合うことが多く、抑制工法と抑止工法がよく併用されている。また、アンカー工法のように単独で工法として成立しにくいものもあり、施工性の条件によるものもある。

1.3 研究の目的及び内容

本研究は、神戸層群の地層を対象とした既成開発地周辺に造成する切取斜面の安定性に関し、従来は行われなかった実規模による試験斜面を造成し、すべりの発生機構を検証するとともに、事例研究を含めた広範囲な角度から検討を加えたものである。また、地下水が斜面のすべりに及ぼした関係に着目し、すべり面を形成する過程についても追求するものである。本研究の実施手順を以下に示す。



図－1.5 研究の実施手順

内容を章別に見ると、本文はつぎのような構成になっている。

第１章：研究の背景や既往の研究などを述べる。

第２章：切取斜面の計画地域について、事前の調査を行う。実規模の試験斜面を設定するとともに、すべりの事前検討を行う。動態観測を実施して試験斜面を造成し崩壊させる。崩壊後のすべり面を確認し、すべり面となった粘土のせん断強度を求める。斜面の安定解析をもとに、すべりの発生機構を検討する。崩壊の素因・誘因について調べ、すべり面形成にいたるプロセスについて予測をたてる。

第３章：研究の対象地である開発区域内の水文観測を行ったが、これらの結果をもとに、地下水流域がこの開発地域のみならず、外部と思われていた隣接する既成開発地域にも及んでいることが判明した。既成開発からの地下水流出機構を検討し、既成開発地域が隣接する新規開発による切取斜面へ与えた影響について検討を加える。

第４章：開発地域内において切取斜面を造成するための事例研究である。第２章にて行った試験施工の結果を参考に安定検討を行う。事前の地質調査を行い、安定解析をもとに対策工を実施した。凝灰岩の層中にあるすべり面に対し検討を加えるとともに、すべり面の形成に関する考察を行う。

第５章：事例研究として行った切取斜面の安定検討で、礫岩の層中に発生した急激な水位上昇により、間隙水圧を考慮した斜面の安定解析を行うとともに、地下水位の経時観測を行い水抜き工をはじめ安定対策工について検討を加える。

第６章：第３章との関連性を論じ、すべり面を形成する粘土の性状変化と強度低下に関する機構について、地下水との関係を検討する。開発地域における水質調査を行うとともに、粘土鉱物の試験を行い強度低下について検証を加える。

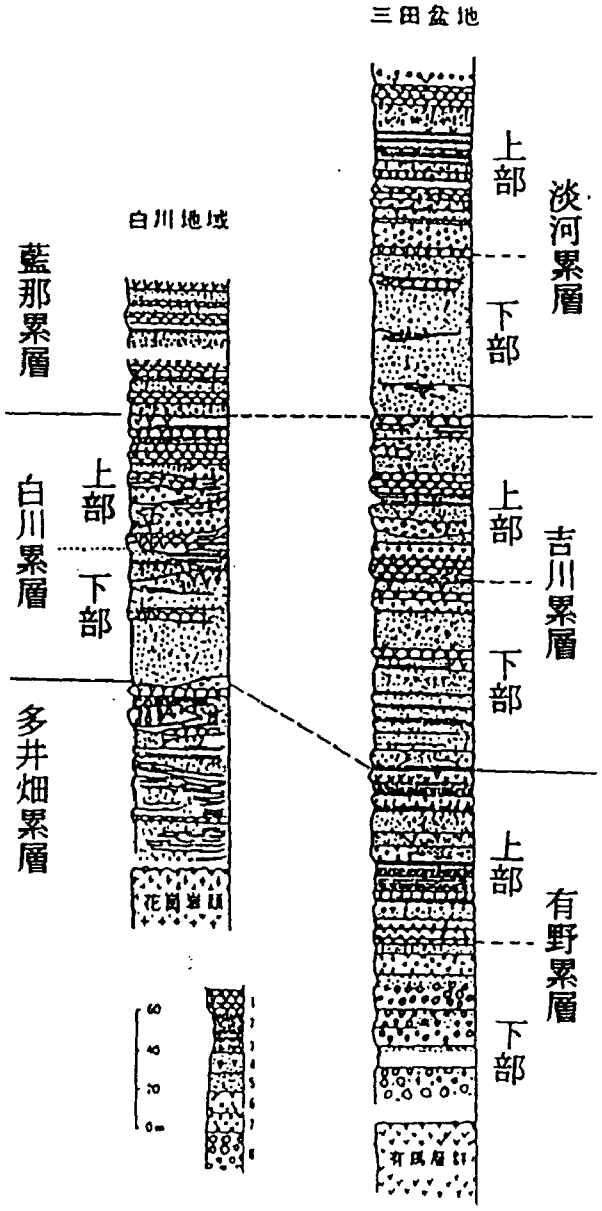
第７章：結論として、本研究の成果を要約して整理したものである。

1.4　研究の対象地形及び地質

本文の研究対象とした地質は、明石海峡周辺に見られる第三紀層で、特に神戸層群と呼ばれる。[14]　この層は、神戸市須磨区白川地域から同市西区、北区、三田市にかけて広く分布していることが判明している。[15]

神戸層群は、地質年代的には2,000 万年以降淡水湖に堆積した軟質岩で、礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩などの互層となっている。これらの層の構成や層の厚さなどから、白川累層と吉川累層との分けられる。六甲山系裏側に分布する神戸層群は、白川累層と呼ばれ、三田盆地を中心に分布するものを、吉川累層と呼んでいる。これらの総合柱状図を図－1.6 に示す。[16]

本研究の対象となる地質は主として白川累層の分布地域となっている。この層は粗粒～中粒砂岩と青色泥質岩が卓越しており両者の遷移するところも多い。また、両者の上部には中～細礫を主とする礫岩または凝灰岩が堆積しており、これらの層厚は比較的薄いが透水性がよく下部の砂岩や泥岩を風化させる素因にもなっている。凝灰岩はかなり固結度は高いがブロック状に割れているのが特徴である。礫岩は円礫でマトリックスの固結度は比較的悪い。鉛直にきれつが入り易く下部地層のすべりによる移動によって容易に引張りきれ

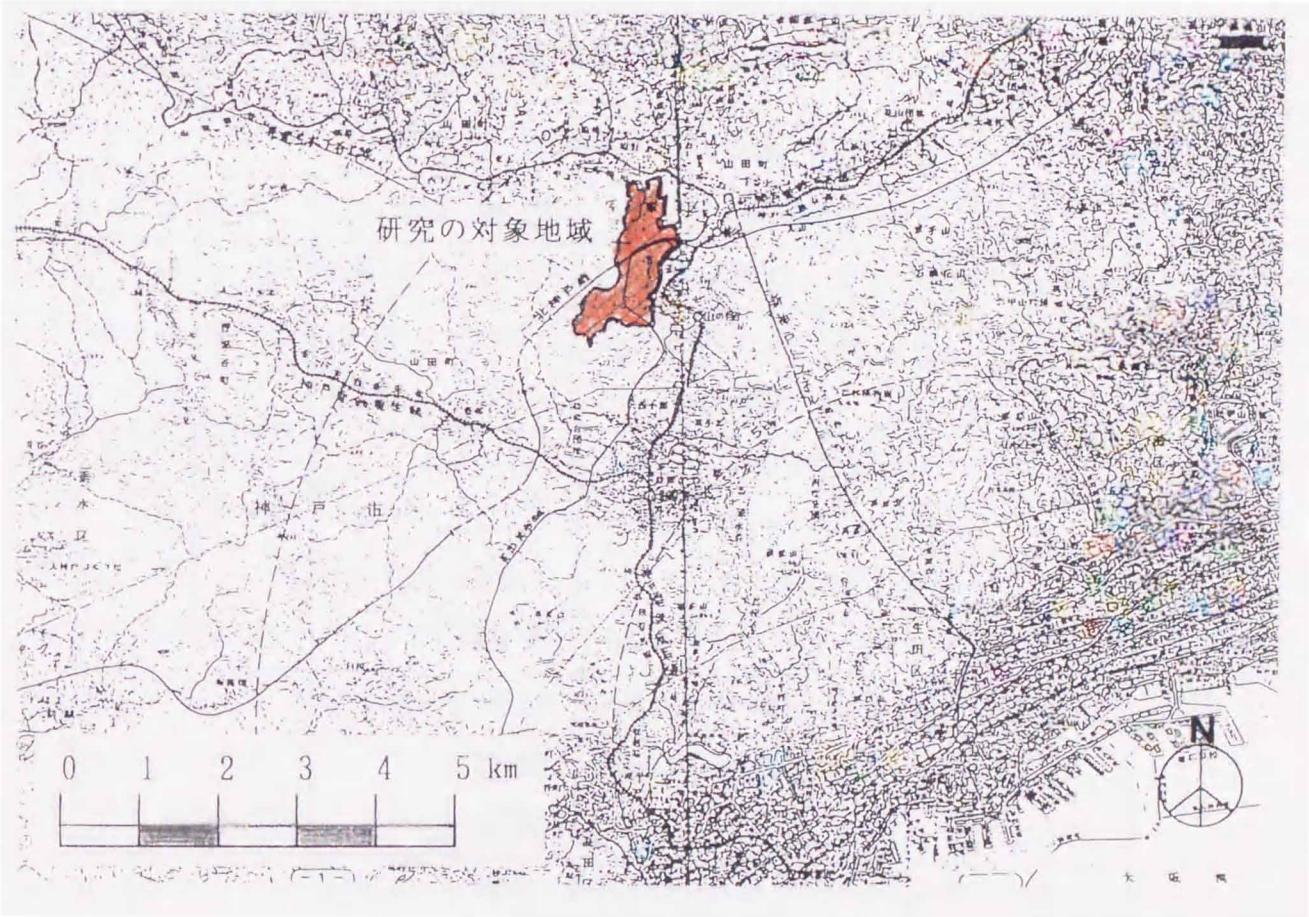


1. 凝灰岩 2. 凝灰質泥岩 3. 泥岩 4. 凝灰質砂岩
5. 砂岩 6. 凝灰質円礫岩 7. 円礫岩 8. 亜角礫岩

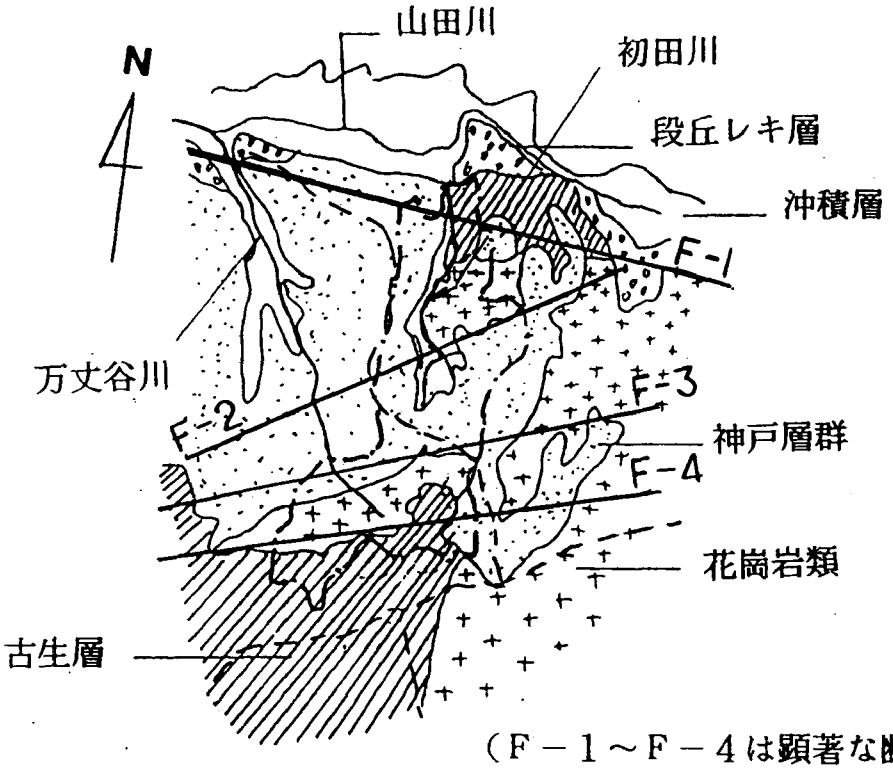
図－1.6 神戸層群総合柱状図
（岩見 義男：神戸のまちと地盤より引用）

つを生じる。また、単体でも鉛直きれつが発生した状態からトップリング現象を呈するのが特徴である。

本研究の対象地は神戸市三宮の北方、六甲山系の裏側にあたる地域であり、位置については図－1.7に示す。造成地の規模は東西方向に 0.8 km、南北に 2.0 kmの南北に長い丘陵地を対象とし面積は 約150haである。標高は造成計画地北端で 190m、南端で 350mであり、北になだらかに地形は傾斜している。計画地の中央を河川が縦断し、南北に長い大きな谷を形成している。この造成地の周辺地域一帯の地質については図－1.8 に示す地質分布となり対象区域においては山田断層の南側で神戸層群、古生層、花崗岩及び崩積土で構成されている。表－1.6 に各地層の地質年代及び地質系統を示す。



図－1.7 本研究の対象地位置図



（F－1～F－4は顕著な断層線を示す）

図－1.8 本研究対象地域の地質平面図
（神戸市及び隣接地域地質図より引用）

表－1.6 造成地の地質構成

地質年代			地質系統	種類	地質特性
新生代	第四紀	現世	沖積層	砂質土	径5~10mmの細砂～礫で大礫混入 N＝5~15
			崖錐崩積土	粘性土 砂質土	含水量多い N＝1～10 N＝5～10 程度
	第三紀	鮮新世 中新世	神戸層群	砂岩 泥岩 礫岩 凝灰岩	手で砕ける程度の軟岩からなる 〃 マトリックスの固結度 低い 簡単にブロック状に細分化される
中世代	白亜紀		脈岩類	流紋岩 酸性岩 輝緑岩	風化が進み中砂～細レキ状を呈する 層厚は平均２m程度
			六甲花崗岩	花崗 閃緑岩	熱水変質作用を受けて岩の軟化が進んでいるところが多い
古生代			古生層	砂岩 粘板岩 頁岩	熱変成作用をうけてホルンフェルスに近くなっており硬質岩が多い 南端北端に分布する

当開発地に分布する白川累層の上部及び下部の特徴は下記のとおりである。

1）白川累層上部

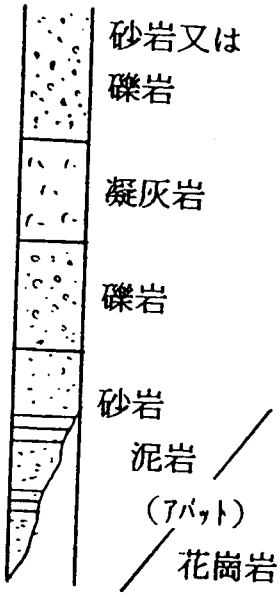
固結、半固結の礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩の互層から成り立っている。各単層の厚さは数m～10数mに及ぶ。各層の特徴は下記のとおりで、これらの層序は図－1.9 のようである。

礫岩：塊状は無層理で礫は亜円礫が主体である。淘汰は良好でしばしば礫質砂岩に漸移する。

砂岩：塊状、粗粒、軟質である。花崗岩質のものと基質が凝灰質なもので充填された凝灰質砂岩とがある。

泥岩：青灰色ないしは緑青色をしており軟質で風化に弱く、吸水すると泥状になり流動化しやすい。亜炭層を挟むことがある。

凝灰岩：白色板状で数cm間隔の層理や10数cm間隔の縦クラックが発達する。しばしば浮石を含み、層理に沿って剥離し易い。



図－1.9　各層の層序モデル図

2）白川累層下部

ほとんど礫岩から成る。中間層に砂岩、泥岩を挟むが連続性は不良である。一般に礫は亜角礫状で玉石大のものも含み、基質は泥質で淘汰は不良である。その基盤面は西に向かい高度を下げている。

白川累層の基底面は南東に向かい、基盤岩をはい上がるようにして高度を上げ、開発地南部では基盤山地に点々と残っているにすぎない。

図－1.8 に示した地質平面図の中でＦ－３断層より南側は、一部に古生層が残るが、大部分は基盤岩である花崗岩が露出している。花崗岩は変成作用を受けており、比較的柔らかく地下水が豊富である。計画地中央部を流れる河川沿いの低地部は、層厚５ｍ未満の沖積層であるが場所によっては地下水が豊富で湿原を呈す。当開発地周辺の水系に

ついて、同様に図－1.8 に開発地周辺の河川及びその水系区分を同時に示すが、開発地の北側 2/3にあたる区域は、初田川というある限られた水系にまとまり、この流域はすべて当開発により手が加えられた。また、南側 1/3にあたる区域は万丈谷川水系としてその一部にあたる区域となっている。

参考文献

1) 自治省行政局：全国人口・世帯数表　人口動態表(平成４年版)，財団法人国土地理協会，pp.8～24，1992.

2) 中村潤一，納庄隆雄 :第三紀層(神戸層)における斜面崩壊事例，第23回土質工学研究発表会，pp.1761～1762,1988.

3) 田中茂 : 地すべり・崩壊の機構とその対策，施工技術，第９巻，第４号，pp.7～12，1976.

4) 田中茂他 : 山くずれと地質・地形構造の関連性の関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，pp.5～51，1977.

5) 渡正亮 : 斜面崩壊に関する2～3の問題点，土と基礎，Vol.26，No.6，pp.3～8，1978.

6) 林義隆 : 構造運動を受けた堆積軟岩の切土による地すべり発生の予知について，地すべり学会，シンポジューム『地すべり災害発生危険箇所の把握に関する諸問題』論文集，pp.100～105，1990.

7) 田中茂 : 地スベリ性山腹崩壊の機構，土と基礎，Vol.26，No.6，pp.9～15，1978.

8) 仲野良紀 : On Weathering and Change of Properties of Tertiary Mudstone Related to Landslide, Soils and Foundations,Vol.7, No.1,pp.1～14,1967.

9) 仲野良紀 : 由比地すべり母岩(泥岩)の軟弱化と物性の変化について(その１）－軟弱化のメカニズム－，土と基礎，Vol.12，No.11，pp.27～33，1964.

10) 関陽太郎 : 岩石の化学的風化，土と基礎，Vol.21，No.7，pp.11～12，1973.

11) 島博保，今川史郎 : スレーキング材料（ぜい弱岩）の圧縮沈下と対応策，土と基礎，Vol.28，No.7，pp.45～52，1980.

12) 西　勝，木越正司，野田・耕，岩崎哲雄，寺井久史 : 軟岩を主体とし

た盛土の沈下予測とその実験例について，第20回土質工学研究発表会概要集，pp.949～950，1985.

13）玉田文吾：第三紀層地スベリの発生機構，土と基礎，Vol.21，No.7，pp.33～39，1973.

14）鹿間時夫：神戸層群とその植物群，地質雑，Vol.45，pp.621～640,1938.

15）神戸市：神戸の地盤，神戸市企画局総合調査課，pp.4～7，1980.

16）岩見義男：神戸のまちと地盤，神戸新聞出版センター，pp.52～54,1987.

17）斜面安定委員会（建設コンサルタンツ協会近畿支部）：斜面安定に関する調査と対策の事例，「斜面安定研究委員会」報告書（その１），pp.41～59，1987.

18）E.Hoek & J.Bray : Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp.118～11, 1977.

19）神戸市 ：第３次神戸市総合計画(フレッシュ神戸--21世紀都市の創造)，神戸市市長総局，pp.35～52，1986.

第２章　斜面崩壊に関する実証研究

2.1 まえがき

人為的に造成される盛土斜面における安定性の検討については、盛土に使用される材料にもよるが、室内において大型模型実験などによる実験的研究により実証することが比較的可能である。[1)2)] また、模型試験そのものの限界も論議されており、数学モデルや現場計測との三身一体である必要が提唱されている。[3)] しかしながら、切取斜面においては自然の成層状態に近似した状況や地質構造を、模型実験においてモデル化することはほとんど不可能である。とくに本研究の対象地層である神戸層群の累層地域において、切取斜面を造成したとき、その斜面の地質構造、崩壊のパターンは種々異なり、安定性の検討や対策工の立案は斜面の立地条件ごとに行わざるを得ないのが通例である。しかも神戸層群の地層においては、過去に崩壊を繰り返したと思われる地層が多く、単一地層で構成される未崩壊斜面においても、すべり面が形成される年月が相当必要であることから、単純な崩壊の予知は困難である。過去の実例から判断して、大部分の事例は一旦崩壊が発生した後に、調査及び解析を行うといった後追いの処理になっていることが多く、逆算法にてすべり面のせん断強度を求めたのち、必要な抵抗力を求めた結果から、第１章にて述べたような対策工を選択していることが多い。

一方、このように地すべりの発生箇所と規模を地形図の判読や現地踏査によって、事前に把握することも非常に困難なことである。また、予測ができたとしても、適切な対策工の種類や規模を的確に把握することも困難といえる。これは切取斜面が第１章の地すべりに関する研究で述べたように、斜面の置かれた特異性に基づくと考えられる。著者はある切取斜面を造成するに当たって、事前に造成計画斜面と類似した形状で、かつその近傍の位置において、対象斜面と地質構造が同一条件となるモデル斜面を設定した。当研究はこの斜面を造成し、人為的に崩壊を発生させる事により、すべりの性状を

把握するものである。

2.2 目的及び内容

本章の研究は、下記の事項を目的としたものである。

① 神戸層群の分布地域において、崩壊の可能性が高い切取斜面に対し、事前に地盤変動調査を行い、斜面の安定性を予測する。

② 計画斜面と類似した条件において、試験斜面を造成し人為的に崩壊を発生させる。

③ 崩壊後のすべり面を確認し、すべり面のせん断強度を把握するとともに、斜面崩壊の発生機構を見い出す。

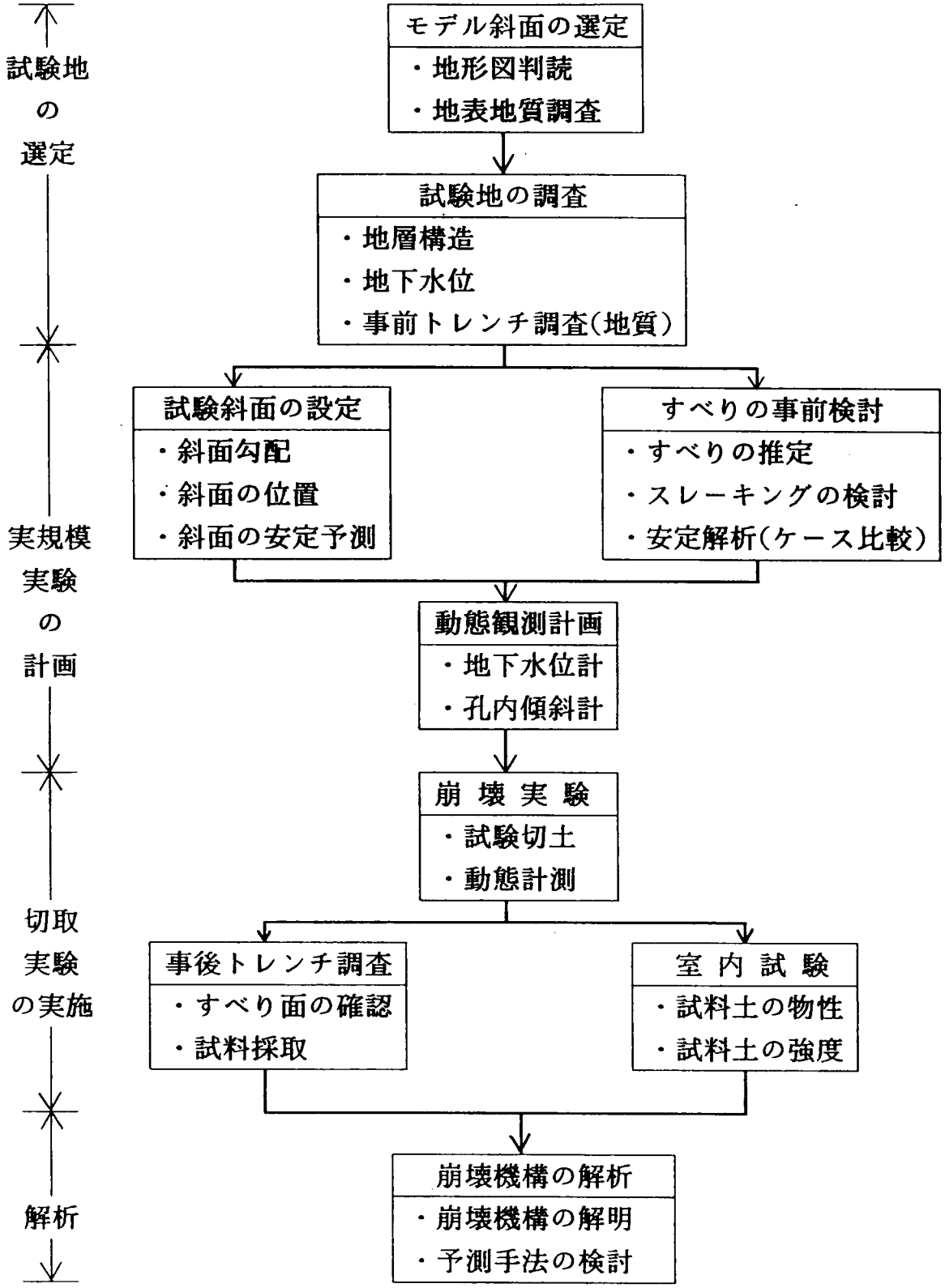
過去の地すべり跡が見られる本地域においては、地層の風化の進行状況を判断するとともに、さらに、将来に亙って風化が進行することを配慮し、安定性の検討を加えることが必要となる。ある限られた地域にて開発が行われた場合、たとえ予想に反して風化が進行したとしても、応力の解放により亀裂が広がるか、または新たにすべり面が形成されるかということになる。これにより不安定な状況が作られたとしても、すべりが発生しない限り問題は生じない。しかし、この地域に隣接して新たな開発を計画し、しかも、区域境界付近にて切盛土工事を行うことになった場合などのケースにおいては、事態は単純には済されない。既に開発が行われた地域（以下既成開発地域という）が形成されたため、もとの自然地形が変更されたことになり新たに開発を実施する地域（以下新規開発地域という）に対して最悪の状態にあるかも知れない。どこまでを自然の状態といえばよいかが不確定で判断に苦しむことになる。

従来の調査方法では地盤の状況を正確に判断する事は困難であることから、本研究の目的は新たな手法を検討し危険を未然に回避する手法を提案することにある。具体的には現場における実大規模の切取斜面実験を実施することである。実験対象として選定したのは、神戸層群の分布地域において新規開

発を予定しているある特定された地域である。地形図判読や地表踏査により、過去に崩壊の履歴があるモデル的な地区を選定し試験切取を行うこととした。対象地域の地層分布や岩質などを十分に把握するとともに、斜面崩壊のメカニズムを予測した上で実施した。同時に地盤変動等を調べることにより、崩壊の発生機構の検討を行い安定解析の手法を検討した。結果的には、試験切取を実施した場所において、短期間に斜面崩壊が発生し、崩壊機構の検証や地盤変動の貴重なデータが得られた。

実証実験の流れを示すと図－2.1 のようになる。試験地の選定においてはニュータウン開発地域全体の地質構造や斜面の条件を検討し、地すべりの進行過程を考察する。調査では、地形図判読や地表地質踏査により斜面崩壊の危惧されるモデル斜面の選定を行うとともに、事前調査としてのモデル斜面の地層や地質を把握するために地表地質精査、ボーリング調査、弾性波探査、電気検層、ＰＳ検層及び地山の事前トレンチ掘削による地質調査を実施した。実規模実験の計画にあたっては、ボーリング柱状図よりすべり面位置の検討を行い、またスレーキング試験、土質試験、岩石試験、せん断試験などを実施してすべりの事前観測計画を立てた。

つぎに、試験切取を実施して実験を開始した。この実験は崩壊することを前提として実施するもので、崩壊が発生するまでの間及び崩壊後の地下水位、孔内傾斜、地表面変位などの動態観測を実施し挙動の把握を行った。崩壊後のすべり面を確認するため、事後トレンチ掘削を実施し並びに地層の観察を行った。一方、すべり面からは試料を採取し各種土質試験を実施した。得られた試料のせん断力と逆算法による安定解析との関係を検討した。また、すべりの発生機構の解明を通じて予測手法の考察を行った。予測手法は基本的には現場における実規模実験の手法をベースに行うことであるが、その有効性を考慮し検討した。

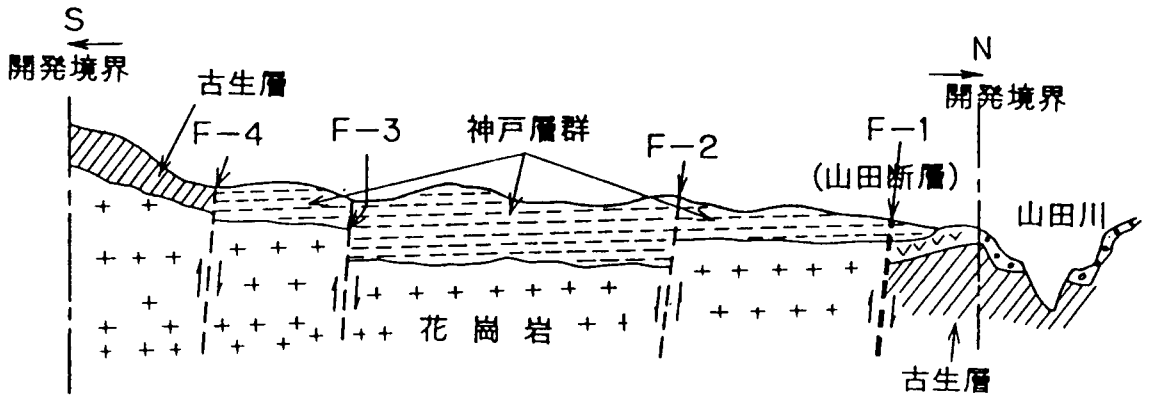


図－2.1　斜面崩壊に関する実証研究フロー

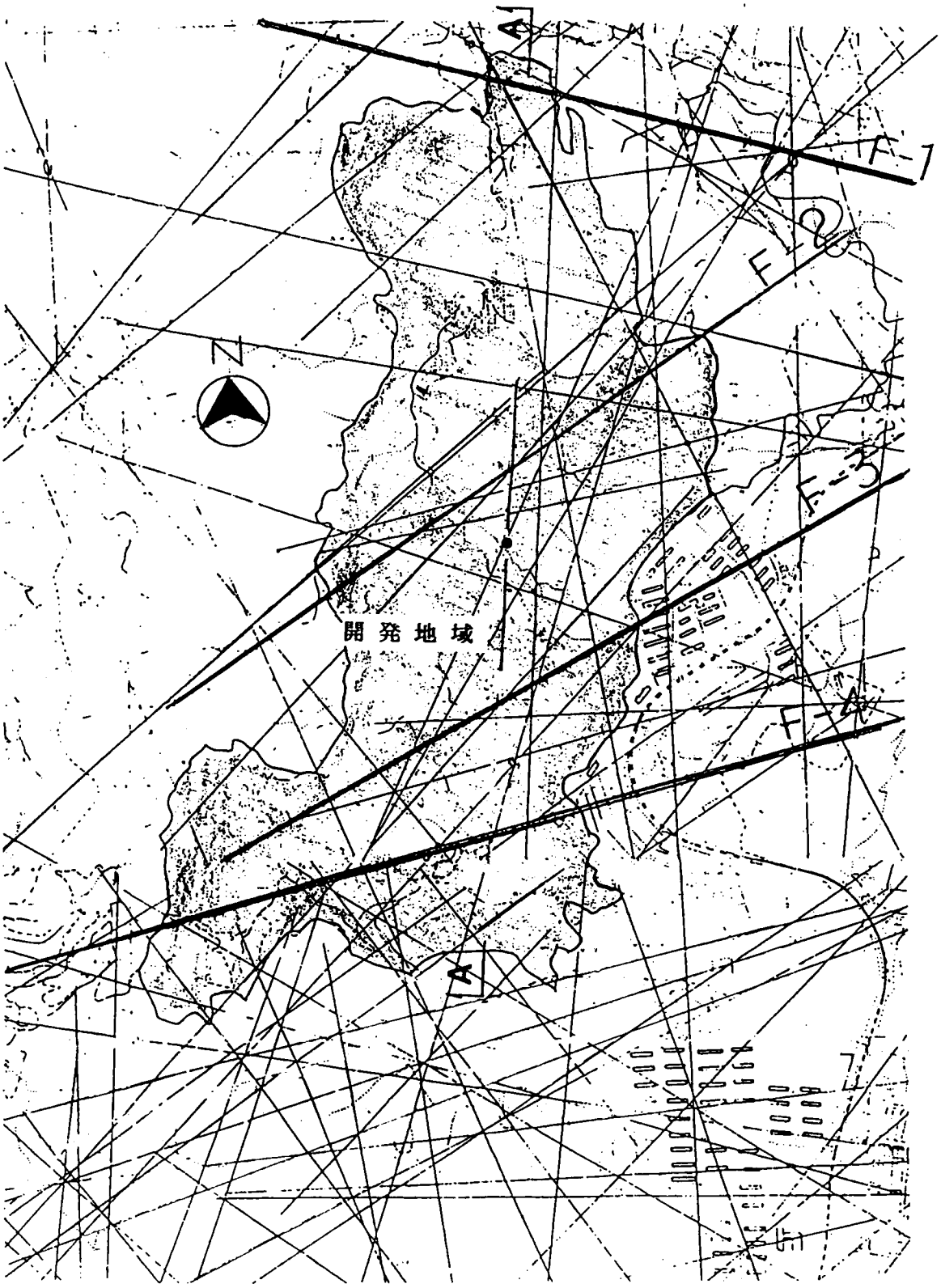
2.3 事前調査

2.3,1 開発地域の地質

当開発地周辺の地形及び地質については、第１章 1.4にて述べたとおりであるが、この開発地を含む周辺には数多くの断層が存在している。小断層と思われるものを含めたフォトリニアメント(Lineament) について田中　茂(神戸大学名誉教授）の判定によりまとめた結果を図－2.2 に示す。また、開発地の地質縦断について図－2.3 に示す。これらの断層のうち図中のＦ－１に示した計画地北部の位置に大きな活断層が存在する。また、Ｆ－４にあたる断層より南側には古生層を一部上位にして花崗岩が広く分布している。Ｆ－１とＦ－４の間には神戸層群が堆積しているが、この間にもＦ－２、Ｆ－３のような顕著な断層をはじめ多くの小規模断層や破砕帯が介在している。これらの断層は幾つにも切れ細分化しながら隆起を繰り返しており、上部が侵食されたところは基盤岩である花崗岩が露出したり、また深く神戸層群が堆層したところや崩積土層が堆積したところに分かれる。 神戸層群の地層において斜面崩壊が多いという基本要因には、この基盤岩である花崗岩の隆起によるところが多く、図－2.4 の模式図に示すようないわゆる徐動性地すべりを発生させる原因となっている。



図－2.3 開発地域の地質縦断面図（図－2.2 に示すＡ－Ａ断面）



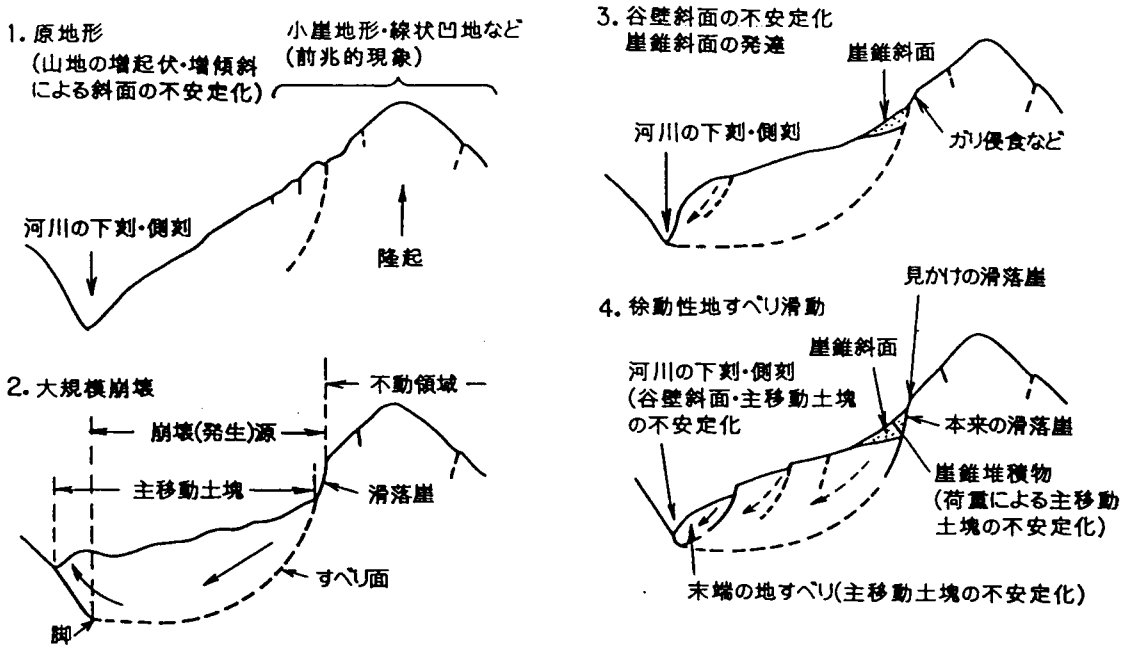
凡例

F-1, F-2, F-3, F-4 は主要断層線を示す

その他の線は小規模断層線を示す

A－Aは図－2.3 の地質縦断面位置を示す

図－2.2 開発地周辺の断裂線(Lineament)図



図－2.4 徐動性地すべり発達の模式断面図
古谷尊彦：地すべりと地形，武井有恒監修，
「地すべり・崩壊・土石流」，鹿島出版社，
pp. 192~220, 1980. より引用

2.3.2 試験地の地質

この地区の事前調査として表－2.1 に示す項目を実施した。また、それらの調査位置は図－2.5 に示すとおりである。

表－2.1 事前調査の項目と数量

調査項目	内　　容	摘　　要
a）地表踏査	対象斜面及び境界部	
b）ボーリング調査	14ケ所・総延長 328.5m	図－2.5位置明示
c）事前トレンチ調査	2 調査線（A，B）	図－2.5位置明示
d）地下水観測	8 ケ所	図－2.5位置明示

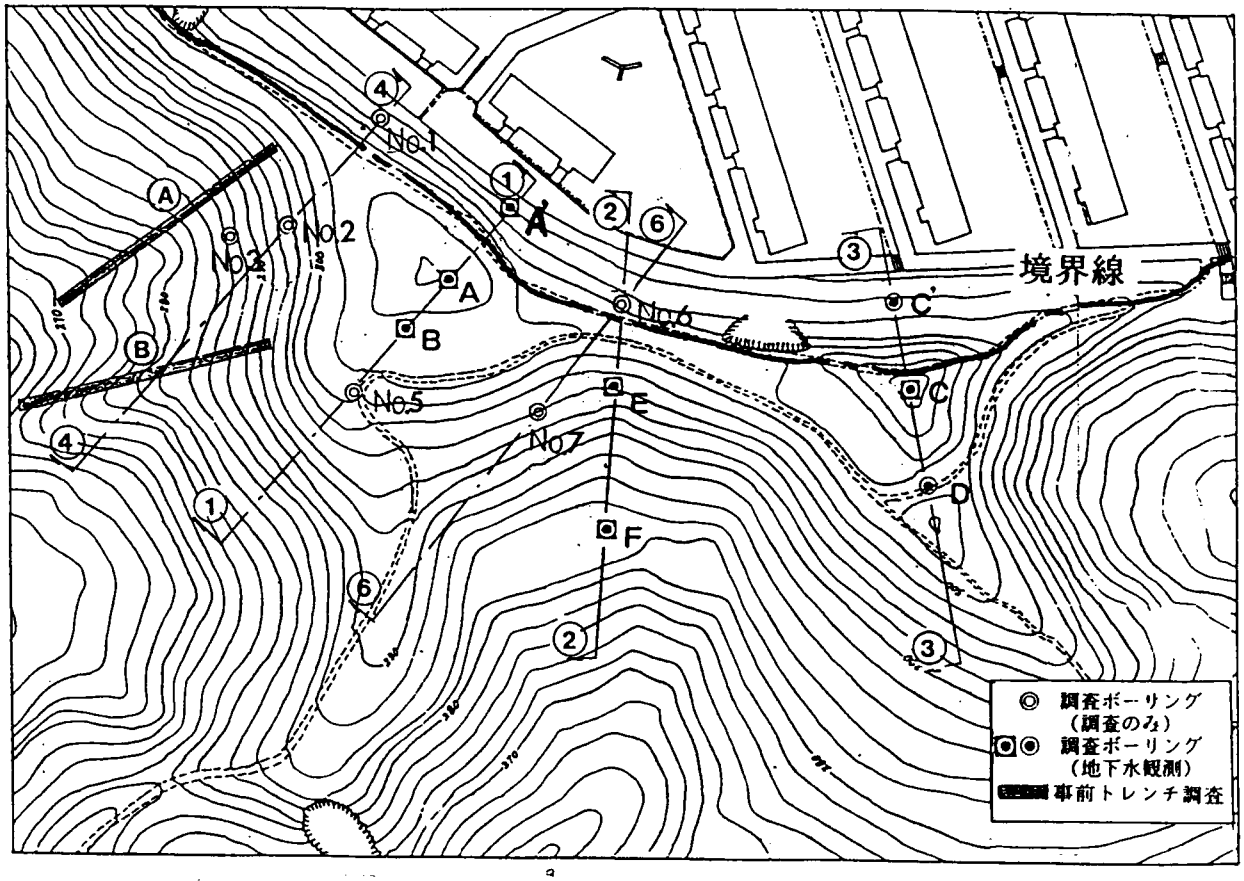
図－2.6 にボーリング結果からの地層推定断面図を示したが、これによると当開発地域に分布する地質は、花崗岩を基盤岩とし直接被覆して分布する泥岩、砂岩、礫岩、凝灰岩からなる神戸層群が見られる。これらの地層を層序に従い表にまとめると、表－2.2 のようになる。基盤岩の花崗岩は六甲花崗岩に対比されている中粒黒雲母花崗岩である。おもに標高 275mより下位に分布する。岩質は比較的硬いものが多い。花崗岩を覆う神戸層群は上位のものより凝灰岩、砂岩、泥岩の層序となる。このうち、下位の砂岩と泥岩は互層状となるもので、比較的新鮮である。場所により薄い亜炭層が堆積しており、脆弱化している部分もある。凝灰岩は風化の激しいものがあり一部粘土化している。礫岩はφ2～30mm 程度の円礫が多く混じり、風化して砂礫状となるものもある。これらの神戸層群を不整合に覆う堆積物として、崩積土や崖錐がある。崩積土は元来は神戸層

表－2.2 当開発地域の層序表

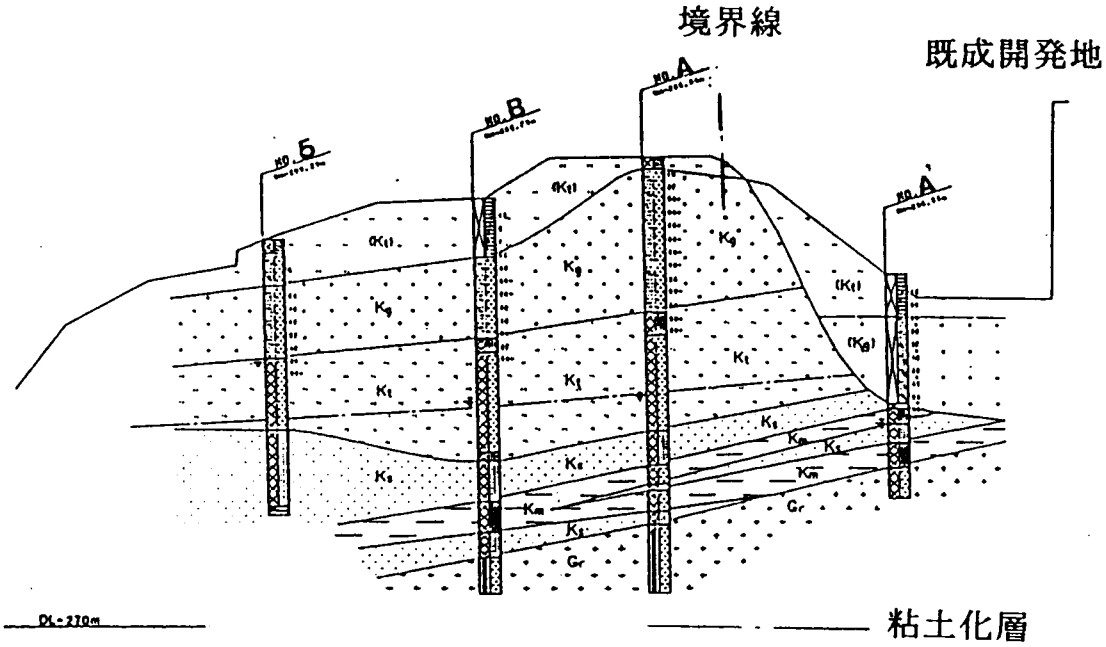
時代	地層名	地質	記号
第四紀	崖錐崩積土	礫混り土 礫岩塊混り土 凝灰岩混り土	dt (kg) (kt)
第三紀	神戸層群	礫岩 凝灰岩 砂岩 泥岩	kg kt ks km
白亜紀	六甲花崗岩	黒雲母花崗岩	Gr

群である礫岩や凝灰岩の移動岩塊であり、①－①断面においては過去の崩壊移動が推定できる（図－2.6(1)参照)。 崖錐は神戸層群が完全に風化し土砂化したものである。

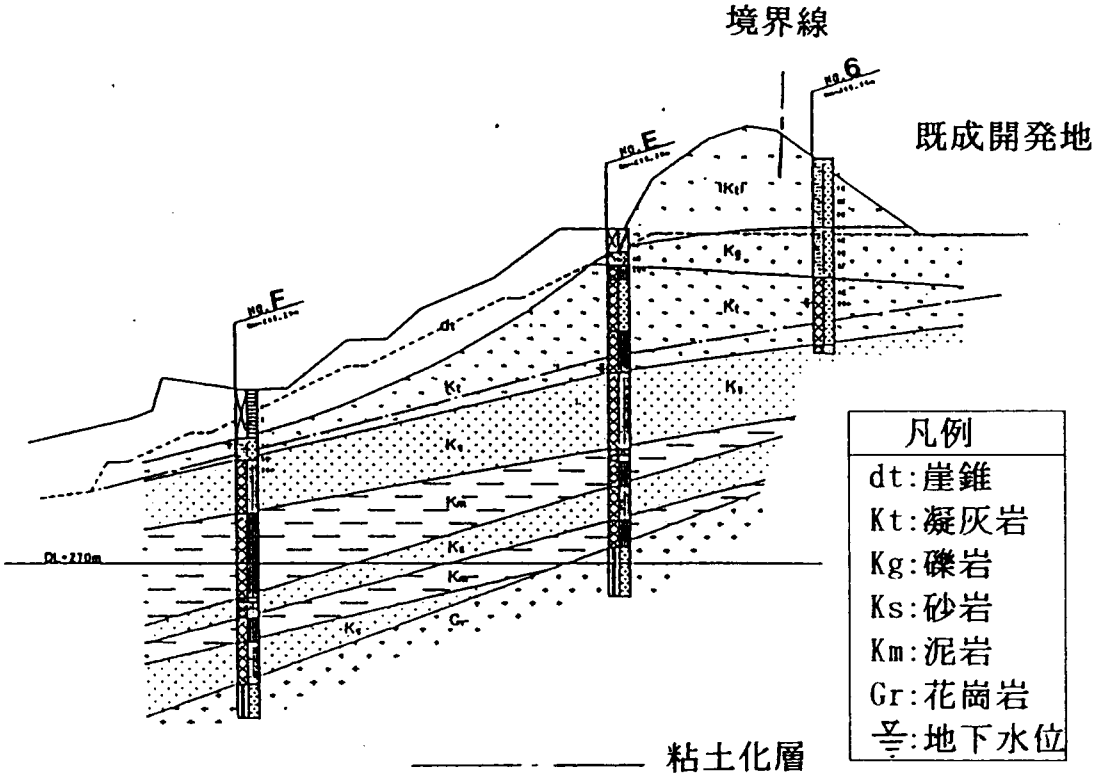
以上の地層構成において問題となるのは、神戸層群の地層傾斜が計画地(推定断面左側が斜面裾となる）に対して流れ盤となり、さらに EL.280～290 mに分布する凝灰岩層内に粘土化する部分が見られ、それらを結ぶと地層の傾斜とほぼ同じ傾斜をもつことになる（推定断面図に記入している一点鎖線，図－2.6(1)(2))。



図－2.5 事前調査位置平面図



図－2.6(1) 地層推定断面図(①－①断面)



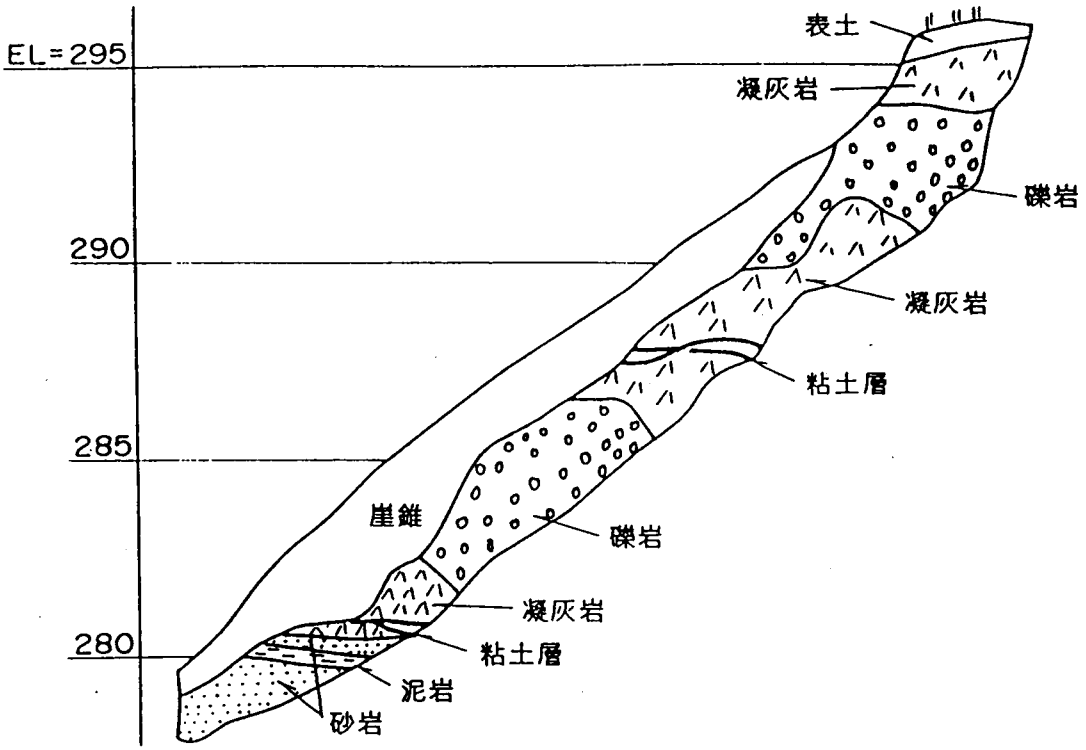
図－2.6(2) 地層推定断面図(②～②断面)

2.3.3 調査による予測

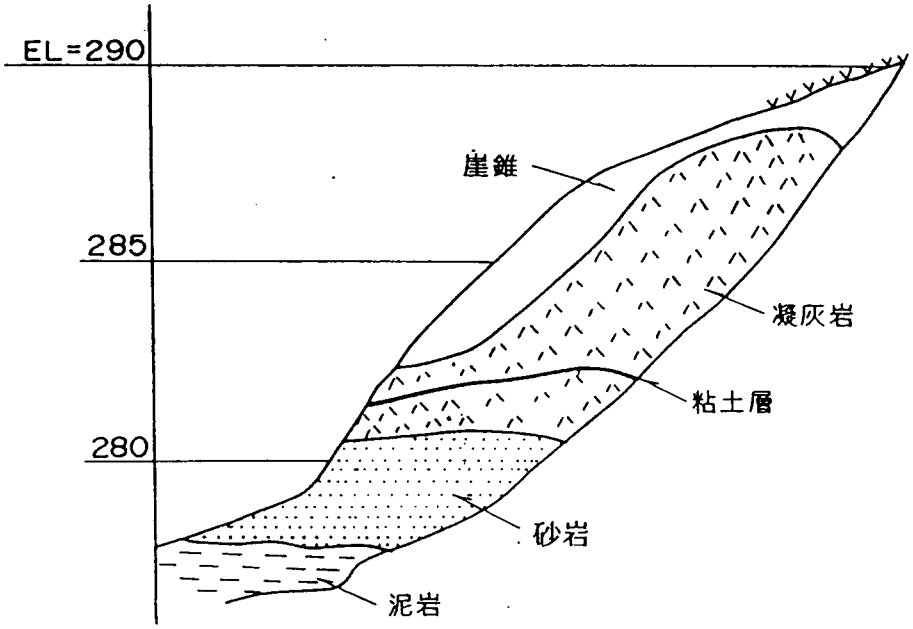
1）事前トレンチ掘削による地質調査

前節にて実施した試験地の地質調査の内、試験斜面の造成前に周辺の地山をトレンチ掘削にて地質の確認調査を行った。掘削地点は図－2.5 に示すA及びBの2つの調査線である。地質調査の結果について図－2.7(1)(2) に示す。2調査線とも標高280～290m付近の凝灰岩層内に層厚10～30cmの粘土化層が見られた。また、写真－2.1 に見られるように凝灰岩層と砂岩層との境界部分に厚さ 5～10cmの亜炭層が確認された。これらの地層は脆弱化しており、湧水も認められることから、将来切取斜面を造成する場合においては、崩壊を発生させるすべり面となる可能性が高いものであると考えられた。

写真－2.1 事前トレンチ掘削（B調査線）による地盤の状況



図－2.7(1) 事前トレンチ掘削断面図(A調査線)



図－2.7(2) 事前トレンチ掘削断面図(B調査線)

2）粘土化層のせん断強度の確認

このトレンチ掘削にて認められた凝灰岩層中の粘土化層に対し、強度特性を把握するため試料を採取した。試料は最も粘土化した部分を乱さない状態で試験室に持ち帰りスラリー状にしたのち、1.0 kgf/cm² の圧密状態となる供試体を作成した。強度試験として一面せん断試験を実施するため供試体は5個作成した。試験の仕様は表－2.3 のとおりである。

表－2.3 粘土の一面せん断試験の仕様

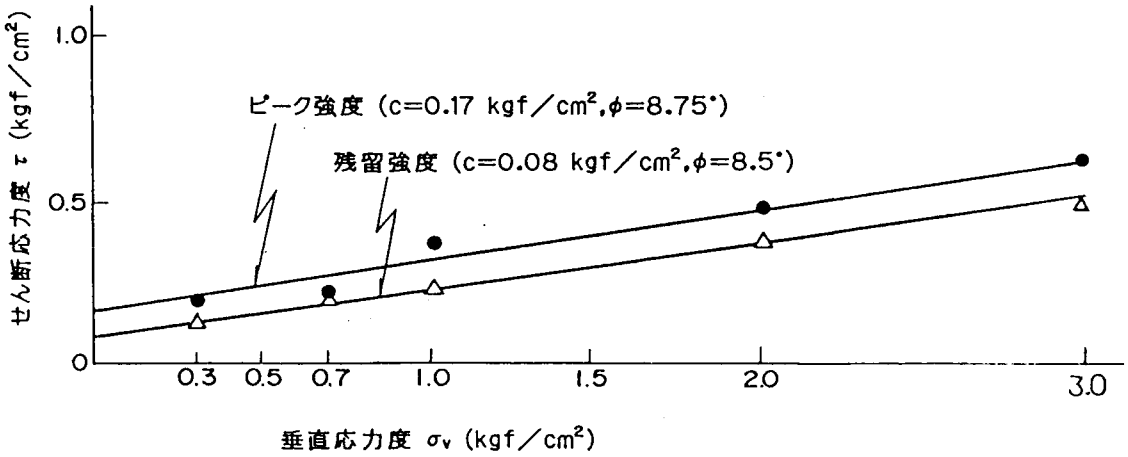
供試体寸法	ϕ＝60mm, h＝20mm	せん断方法	ひずみ制御
排水条件	U U	せん断速度	0.5 mm/min
垂直応力	0.3, 0.7, 1.0, 2.0, 3.0 kgf/cm²		

せん断試験の実施にあたり、現地の圧密状態と同一の土被り厚さ(10m)を想定し、予備圧密として σ_v = 2.0 kgf/cm² の垂直応力を載荷し、圧密が完了した後にせん断試験を実施した。この結果、供試体のせん断強度のピーク強度及び残留強度について表－2.4 に示す値を得た。

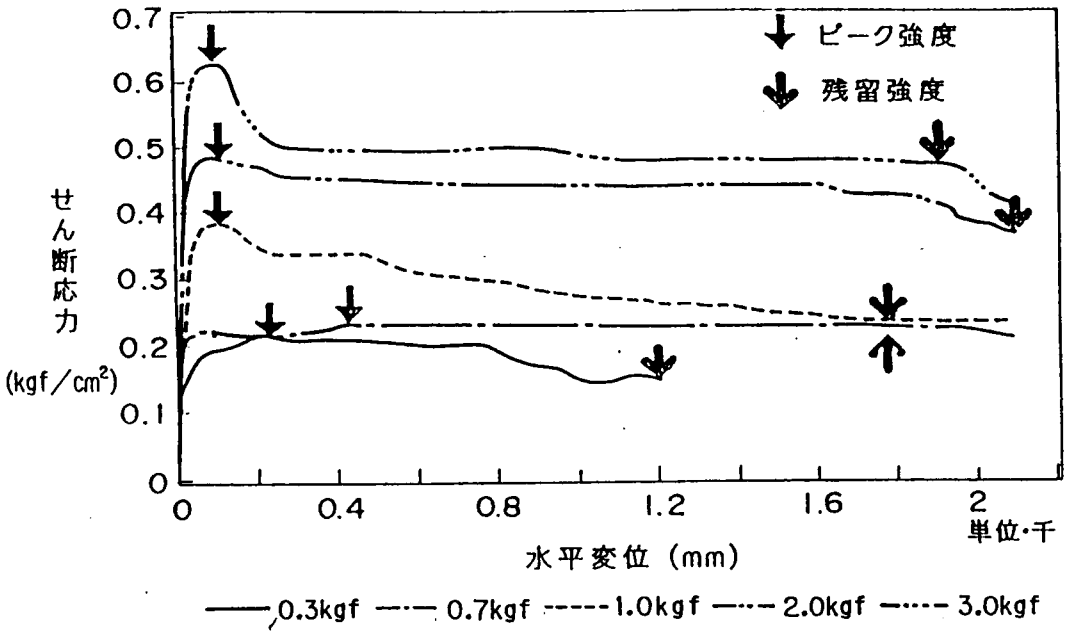
表－2.4 粘土の一面せん断試験結果

項　　目	粘着力(kgf/cm²)	内部摩擦角(°)
せん断強度のピーク強度	c_p＝ 0.17	ϕ＝ 8.75
〃　　残留強度	c_r＝ 0.08	ϕ＝ 8.5

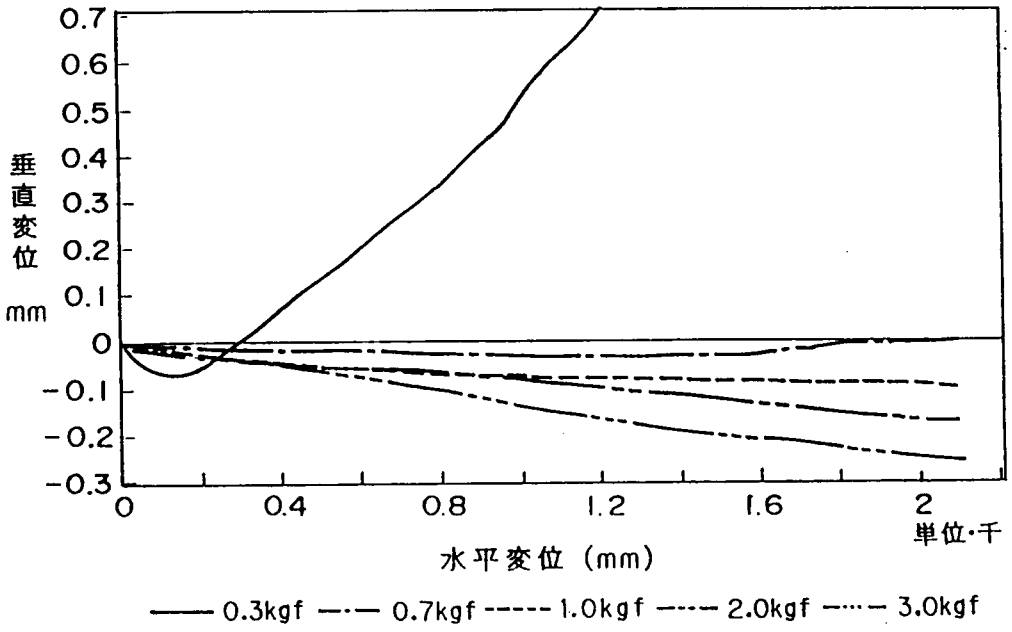
なお、これらの結果については、一面せん断試験のせん断速度(0.5mm/min)から判断して、非排水条件となることから、せん断強度はほぼ全応力を示すと思われる。図－2.8 に σ～τ 関係を、図－2.9 (a)(b)に水平変位とせん断応力及び垂直変位との関係について示す。



図－2.8 凝灰岩層中粘土の一面せん断試験結果



図－2.9(a) 水平変位とせん断応力との関係

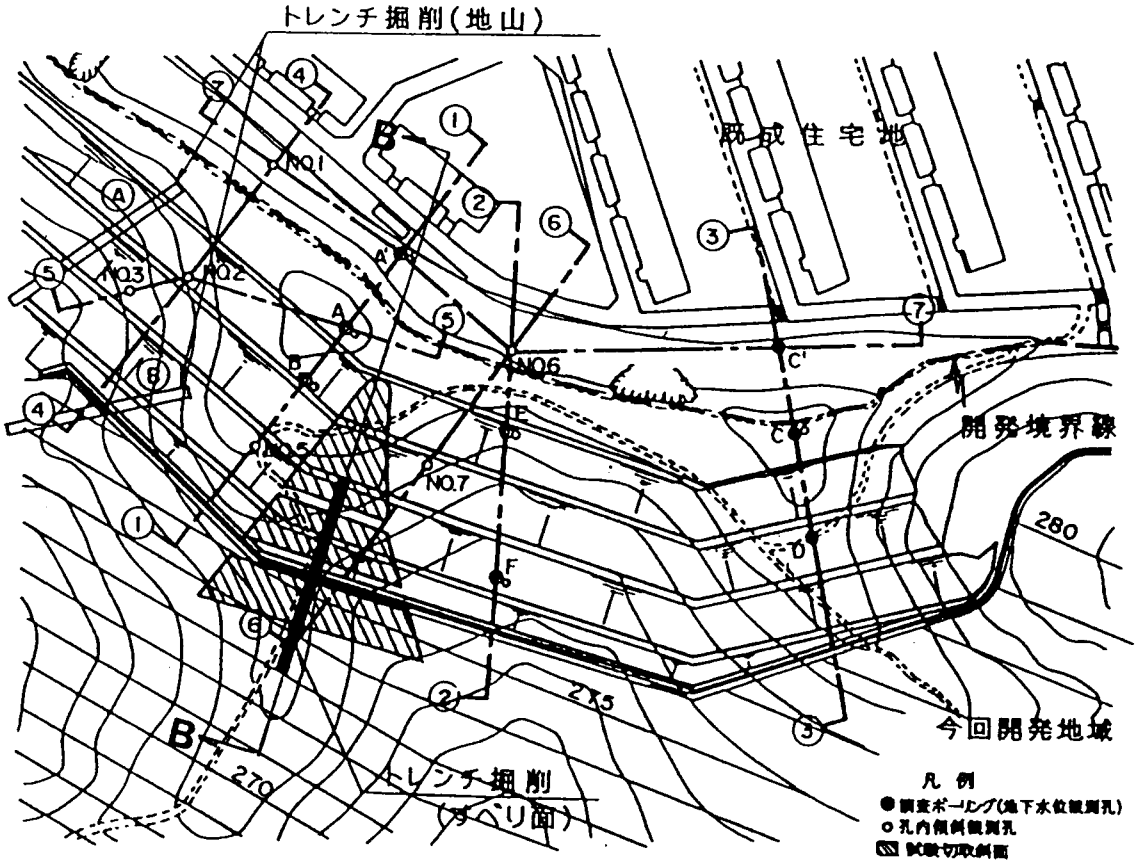


図－2.9(b) 水平変位と垂直変位との関係

2.4 実験の概要及び動態観測

2.4.1 斜面の設定及び安定の予測

切取試験施工を行う位置の選定は、図－3.2 にて示した開発地域の中で、最も検討を必要とする既成住宅開発地域③（市営住宅山の街）との隣接区域とした。この試験施工となる斜面は、崩壊を実際に起こさせることを前提としているため、設計上の切取斜面には影響を及ぼさないものとして図－2.10及び図－2.11に示すような位置に決定した。



図－2.10 切取試験施工計画平面図

つぎに、この試験斜面に対して安定の予測を行う。安定検討の手順を下記に従って行うものとした。

1）ボーリングによる地質調査の結果、試験斜面の崩壊につながると思われる粘土化層が、図－2.12の断面図に示したⅠ及びⅡの２層が介在していることが判明した。この粘土化層がすべり面となることを前提として、２つのモデル断面を設定することとする（すべり面Ａ、すべり面Ｂ）。

すべり面A ： 図－2.12 に示す上部すべり面Ⅰにおける崩壊の場合

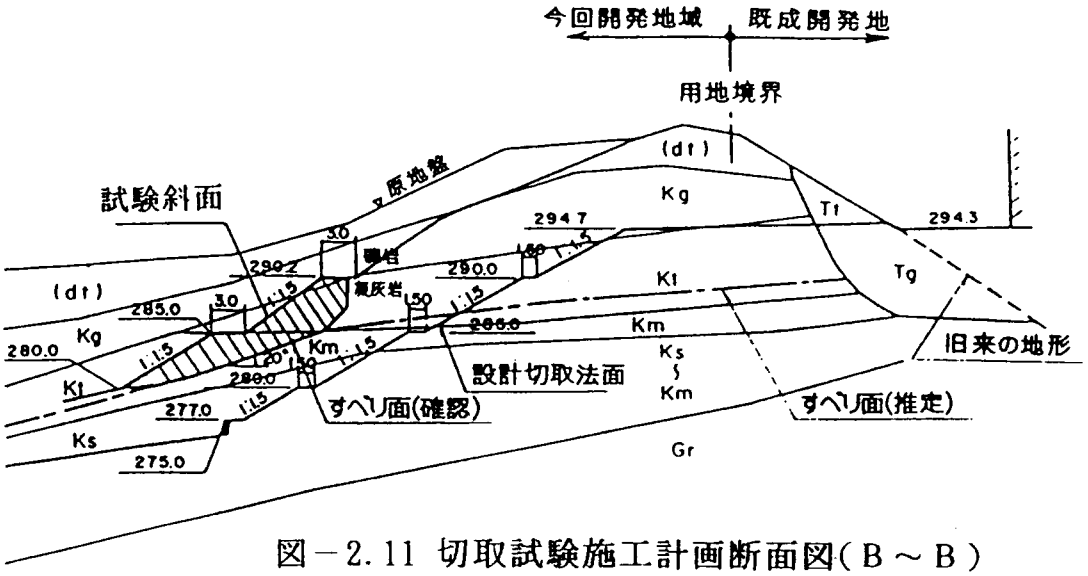
すべり面B ： 図－2.12 に示す下部すべり面Ⅱにおける崩壊の場合

2）安定解析に必要なすべり面のせん断強度については、神戸層群の類似した地層における過去のすべりの事例において、図－2.13に示したように逆算値から求めたせん断強度にてｃ～φ関係の多い範囲を斜線にて示した。この可能性の高い範囲の数値から、表－2.5 に示した５つのケース比較を行った(Case１～Case５)。なお、過去の崩壊事例における逆算強度は、中村が報告している事例の範囲を参考とした。[6)]

表－2.5 事前の安定性検討のケース比較表

ケース	図-2.14中の位置記号	粘着力ｃ	内部摩擦角φ
Case１	①	1.00 tf/m²	tanφ= 0.167 9.5°
Case２	②	1.00 〃	〃 0.242 13.6°
Case３	③	0.67 〃	〃 0.208 11.7°
Case４	④	0.50 〃	〃 0.258 14.5°
Case５	⑤	0.50 〃	〃 0.283 15.8°

3）上記に示した1)のすべりA及びすべりB、2)のCase１～Case５の各々の組合わせによって、試験斜面の安定性の予測を検討した。すべり面Bにおいては、図－2.14に示すように、一部の値だけが安全率(Fs)が1.0 を上回るが、大半は1.00を確保できないことになる。また、すべり面Aにおいては同図より安全率がすべてのケースにおいても 1.0を下回ることになる。これらの解析結果について表－2.6 にまとめる。



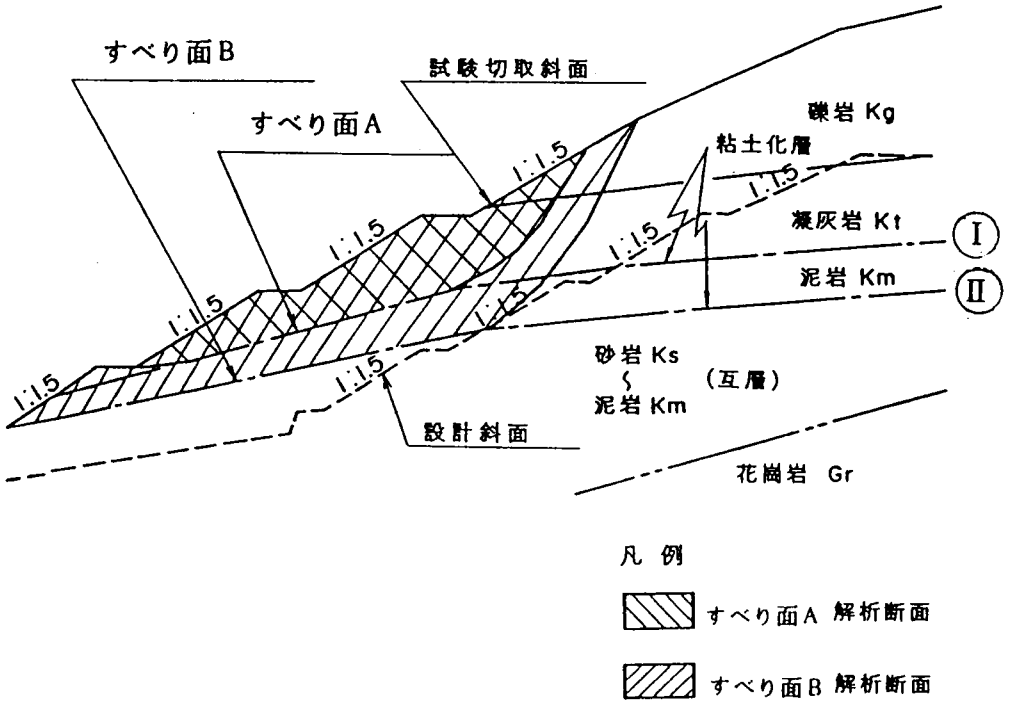
図－2.11 切取試験施工計画断面図(Ｂ～Ｂ)

表－2.6 試験斜面の安全率に関する予測の結果比較

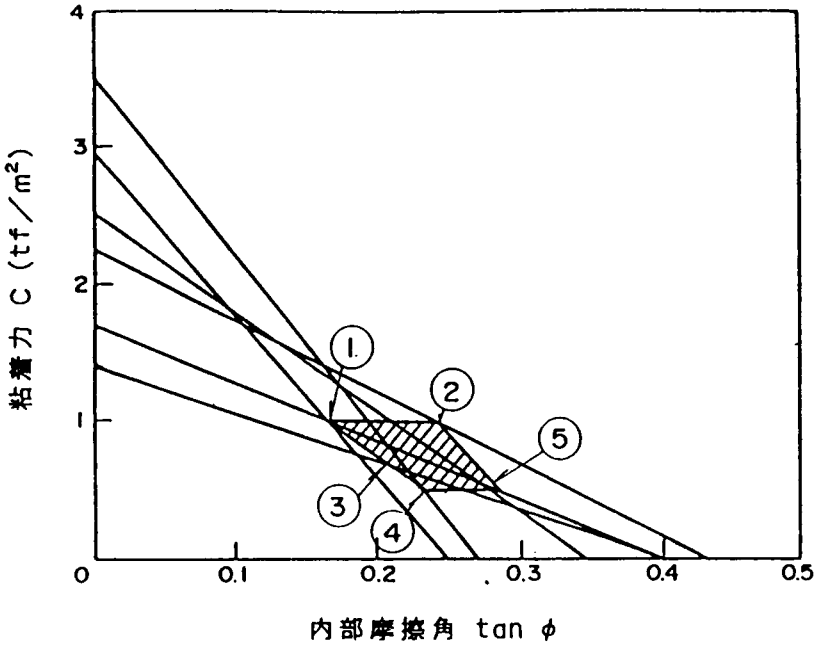
CaseNo.	すべり面Aの安全率		すべり面Bの安全率	
	常時(Fs)	地震時(Fse)	常時(Fs)	地震時(Fse)
Case 1	0.849	0.585	0.753	0.504
Case 2	1.016	0.694	0.934	0.620
Case 3	0.781	0.531	0.734	0.486
Case 4	0.815	0.548	0.800	0.525
Case 5	0.869	0.584	0.851	0.563

なお、地震係数Kh=0.18

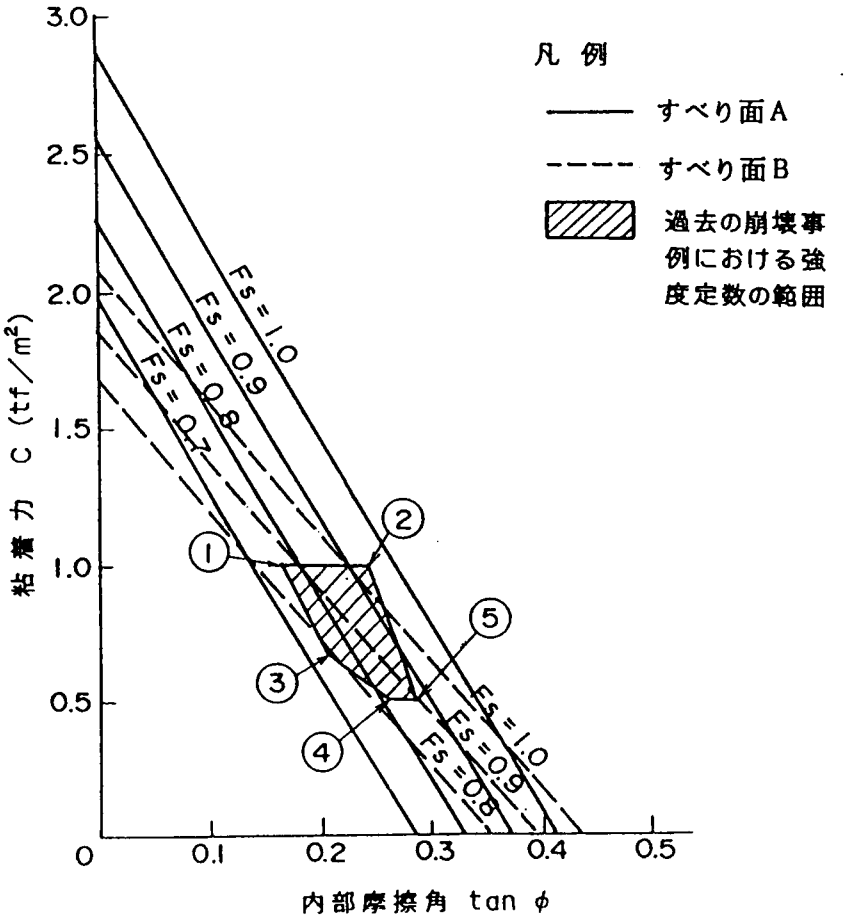
このような結果から、この試験斜面は過去の崩壊事例による逆算値の強度定数では、安全率が1.00を下回ることが予想された。



図－2.12 試験斜面の事前安定検討断面図



図－2.13 神戸層群の過去の崩壊調査事例における逆算強度



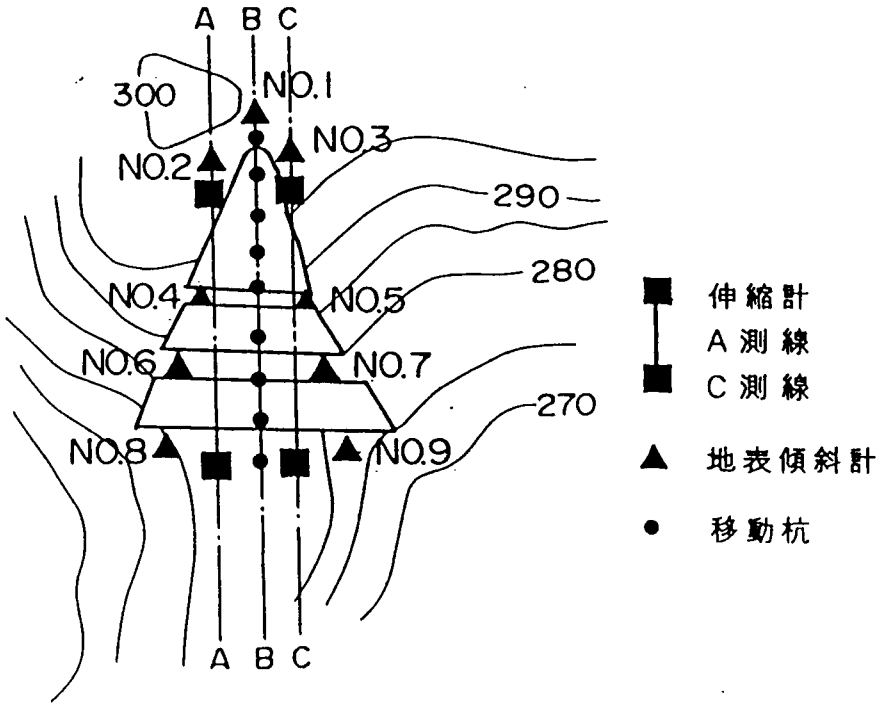
図－2.14 試験斜面の事前安定性検討の結果

2.4.2 動態観測計画及び結果

試験斜面の造成は1983年12月に施工し、切取り完了後76日目に崩壊した。切取斜面を造成した時点で直ちに動態観測を開始したが、この動態観測の内容については表－2.7 に示す。斜面の両側２ケ所にインバー線による伸縮計（Ａ測線及びＣ測線）を設置し、また、斜面の法肩及び小段の９ケ所に気泡管式の地表傾斜計を設置した。さらに、水平移動を正確に測定するために、伸縮計の設置線上に移動杭を５ｍピッチでＢ測線に設置した。計測器の設置状況を図－2.15に示す。

表－2.7 調査項目及び数量表

調査項目	内　　容	数　　量
地表踏査	試験斜面及び周辺部	10,000 m^2
動態観測		
伸縮計	インバー線方式	2　箇所
地表伸縮計	気泡管式	9　箇所
移動杭	多角測量	1　測線



図－2.15 動態観測平面図

1）伸縮計

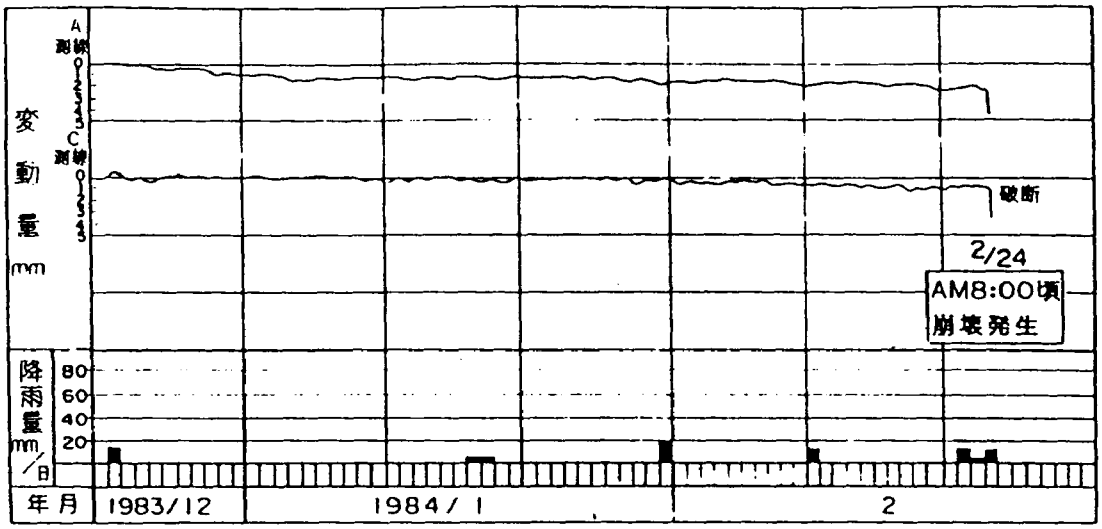
図－2.16に計測結果を示した。A測線においては日移動量として最大1mm/日であり計測途中では顕著な動きはなかった。またC測線においては変動はほとんど見られなかった。崩壊は 2月24日AM8:00に発生したが、伸縮計の結果によれば、崩壊は短時間にて発生したことが判明した。崩壊後においてもこの伸縮計を再度設置し計測を行ったが、変位は皆無であり一旦崩壊してしまうと崩壊した土塊は安定した状態になることが判明した。表－2.8 に藤原による地盤伸縮変動の種別を示しているが、試験切取実験における崩壊前は変動Bに相当し、また崩壊後はいずれにも当らない。

表－2.8 地盤の伸縮変動種別一覧（藤原,1976年）

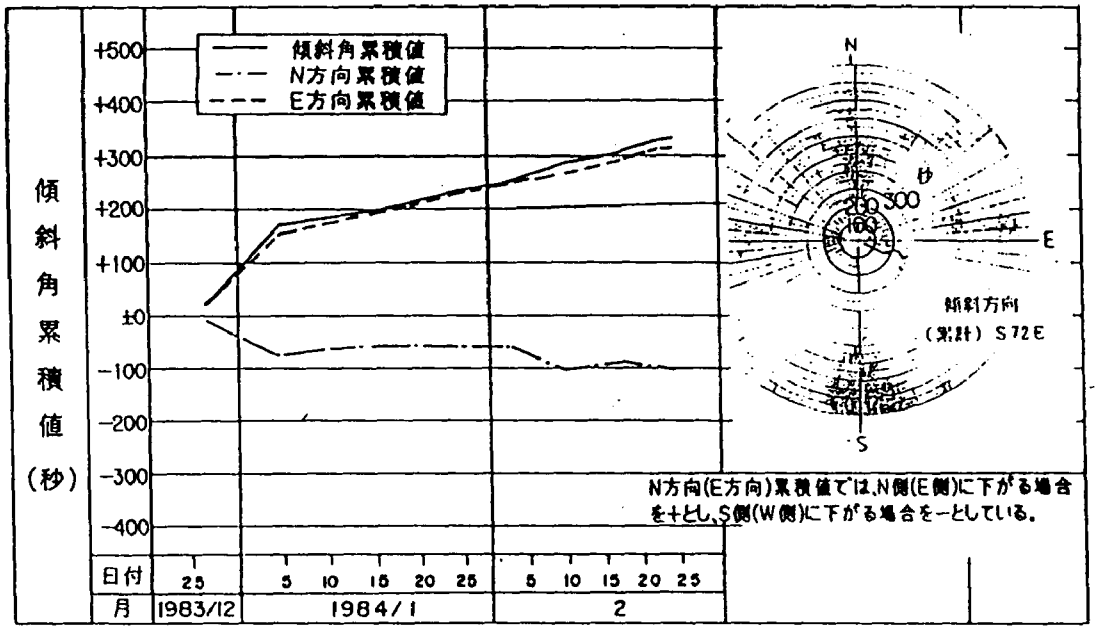
変動種別	日変位量（mm）	累積変位量（mm/月）	一定方向への累積傾向	変動形態 引張り/圧縮/繰	総合判定	
					変動判定	活動性ほか
変動A	1 以上	10 以上	顕　著	引張り	確定	活発に運動中 表層・深層すべり
変動B	0.1~1	2~10	やや顕著	引張りおよび継続変動	準確定	緩慢に運動中、粘質土崩積土すべり
変動C	0.02~0.1	0.5~2	ややあり	引張りおよび圧縮	潜在	継続観測必要
変動D	0.1以上	なし	なし	規則性なし	異常	局部的な地盤変動・その他

2）地表傾斜計

地表傾斜計のうち移動量の最大のものは、5.6秒/日であり累積移動量は100秒/月であった。これはNo.5の計測地点において累積傾向が見られたもので、この地表傾斜移動図を図－2.17に示す。No.6及びNo.7地点においても変動量は比較的大きいが、その累積傾向は認められなかった。表－2.9 は傾斜変動種別を示している。図－2.17の移動量は移動Aに区分されるが、その他の傾斜計ではほとんど移動は確認されなかった。地表傾斜計測からも判断できるが、地盤変動の兆候が見られたのち、瞬間的に崩壊が発生したものと推察される。



図－2.16 地盤伸縮変動図



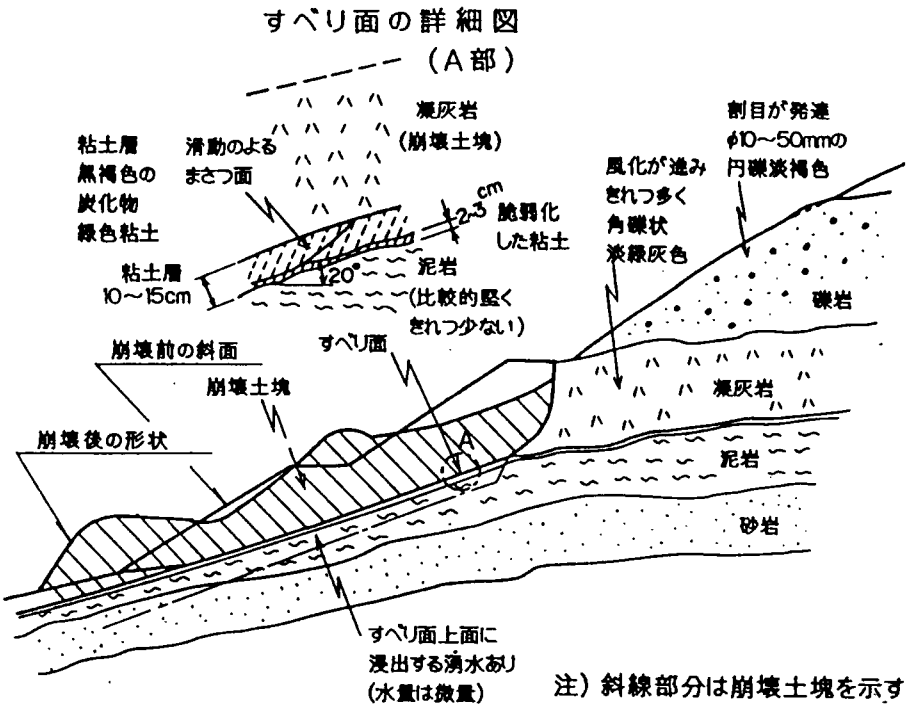
図－2.17 地表傾斜変動図(No.5地点)

表－2.9 傾斜変動種別一覧(藤原,1976年)

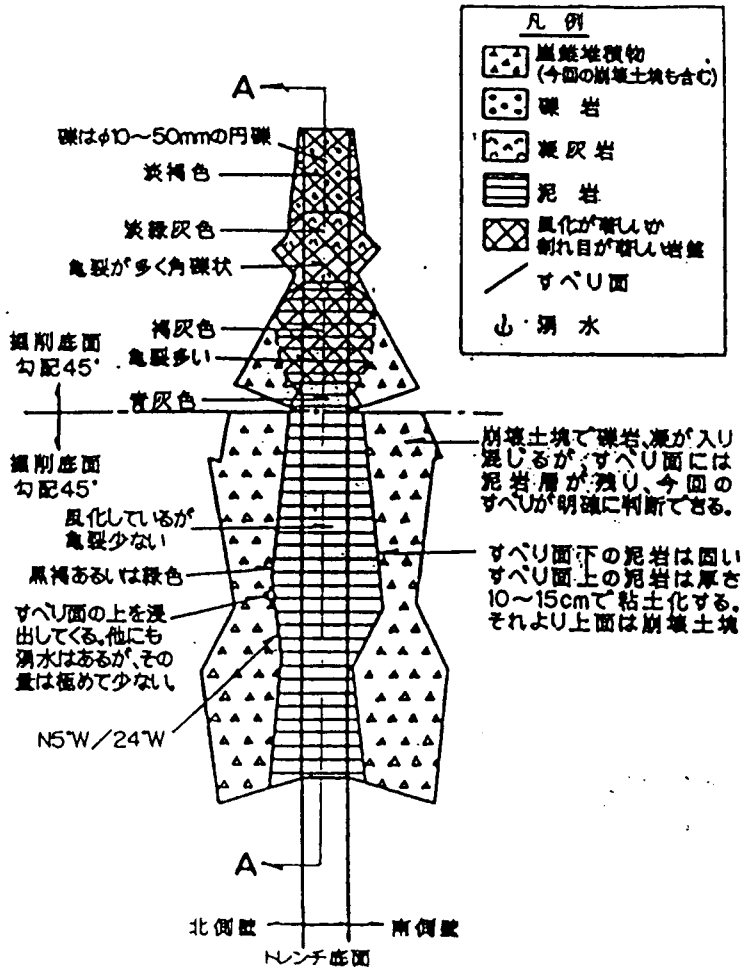
変動種別	日平均変動量(秒)	累積変動値(秒/月)	傾斜量の集積傾向有無	傾斜運動方向と地形との相関性	総合判定	
					変動判定	活動性他
変動A	5 以上	100以上	顕著	あ　り	確定	活発に運動中
〃 B	1～5	20～100	やや顕著	〃	準確定	緩慢に運動中
〃 C	1 以下	20以下	ややあり	〃	潜在	継続観測必要
〃 D	3 以上	な し (継続変動)	〃	な　し	異常	局部的な地盤変動・その他

2.4.3 斜面の崩壊とすべり面の調査

崩壊した斜面の中央部にて写真－2.2 に示すような事後のトレンチ掘削を直ちに行い、すべり面の確認と地層の観察を行うとともに湧水の状況を調査した。トレンチ部分の地質断面図を図－2.18に平面の展開図を図－2.19に示す。この結果から確認できるように、凝灰岩下層部の泥岩上面にあたる部分にて写真－2.3 に示すようなすべり面が確認された。このすべり面粘土は黒褐色の有機物及び緑色の粘土であり、厚さ10～15cmの粘土化層の最下部にあたりすべり面粘土の厚さは2～3cm程度であった。この粘土化層の傾斜は約 20°で、断面的にはほぼ直線であることが判明した。この粘土化層の上部においてすべりによる摩擦痕跡が見られ鏡肌が確認された。この上部には礫岩および凝灰岩が相互に混入するものとなり、これらの層は比較的ルーズであり過去に崩壊を繰り返した形跡が見受けられる。すべり面での湧水は認められたが極めて少量であった。また粘土層の厚さは10～15cmであるが、このうち下部の2～3cmは脆弱化した粘土で滑動した後によく見られる鏡肌が確認できた。このトレンチの状況には写真－2.2 に示し、すべり面となった粘土化層のせん断破壊を受けた部分については写真－2.3 に示す。また、崩壊した斜面の上部には、写真－2.4 のような特有の滑落崖がほぼ鉛直に見られ、法先部分には崩壊による土塊が隆起しているのが見られた(写真－2.5参照)。



図－2.18 試験斜面の崩壊後の観測断面
（図－2.19のA－A断面）



図－2.19 試験斜面崩壊後の
トレンチ地質平面図

写真－2.2
試験斜面の
事後トレンチ
掘削の状況

写真－2.3
試験斜面の
すべり面を
形成した粘
土化層

写真－2.4 崩壊した試験斜面の滑落崖

写真－2.5 崩壊した試験斜面の法尻部の土砂隆起状況

2.5 すべり面粘土の調査及び結果

2.5.1 室内試験結果

すべり面において採取した粘土の物理試験の結果を表－2.10及び図－2.20に示す。また、乱さない試料を用いた力学試験として一面せん断試験及び三軸圧縮試験を実施した結果は、表－2.11及び図－2.21(1)(2)のとおりであった。すべり面での乱さない試料の採取は、すべり面の位置にて確実に採取することに最大の注意を払った。一面せん断リング（高さ6cm、すべり面が丁度中央にくるものとした）を直接すべり面に押し込んで行った。その手順としてはある程度の小ブロックに土塊を分け、すべり面の深度を測りながらリングを押し込んで周囲を削って行くものとした。今回のサンプリングにおいては、すべり面より上部は粘土化していたがすべり面より下部は比較的硬い泥岩であったので、その境界面を的確にとらえることができた。三軸圧縮試験用の乱さない試料の採取は、粘土化した部分にサンプラーを直接打込み採取し、室内に持帰り直径3.50cm、高さ8.00cmの供試体を作成して試験を行った。

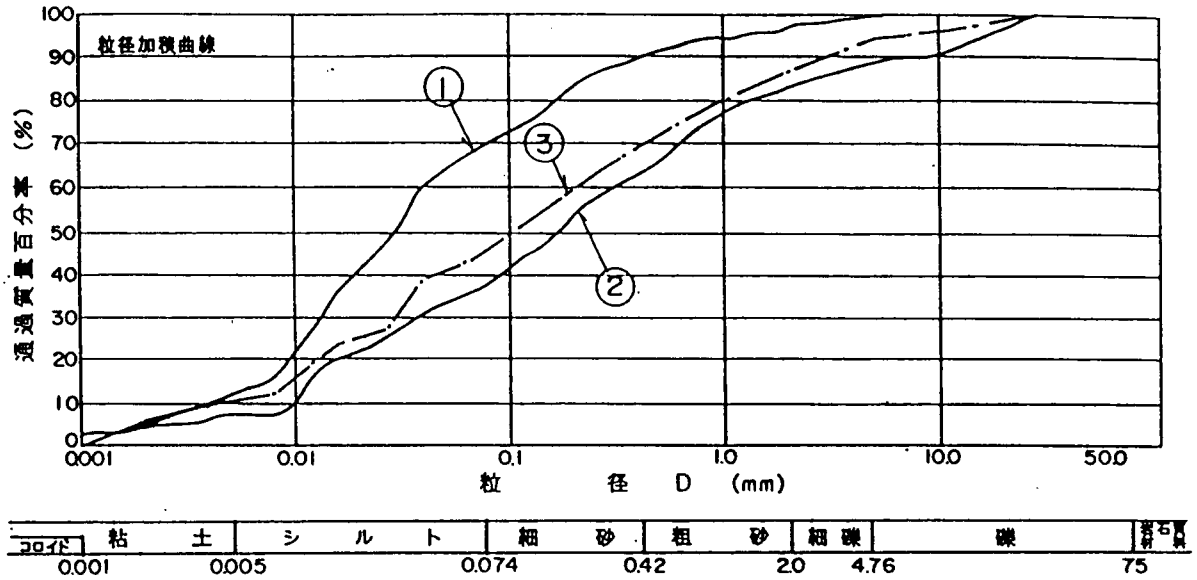
表－2.10 すべり面粘土の物理試験結果

試　料		①	②	③	試　料	①	②	③
粒度（%）	礫　分	3.0	18.0	14.0	液性限界 W_l(%)	75.4	64.0	72.8
	砂　分	27.3	46.0	43.0	塑性限界 W_p(%)	23.5	25.3	22.8
	シルト分	57.4	29.8	33.3	塑性指数 I_p(%)	51.9	38.7	50.0
	粘土分	12.3	6.2	9.7	土粒子の比重Gs	2.54	2.59	2.59
最大粒径 d_{max}(mm)		9.0	30.0	28.0	含水比　W (%)	43.4	39.7	40.4
均等係数 U_c		10.5	36.4	40.0	湿潤密度 ρ_t(g/cm³)	1.683	1.765	1.779
曲率係数 U_c'		1.1	0.4	0.8	間隙比　e	1.171	1.037	1.043
土質分類		CH	CH	CH	飽和度　Sr(%)	94.8	96.5	99.6

表－2.11 すべり面粘土の力学試験結果

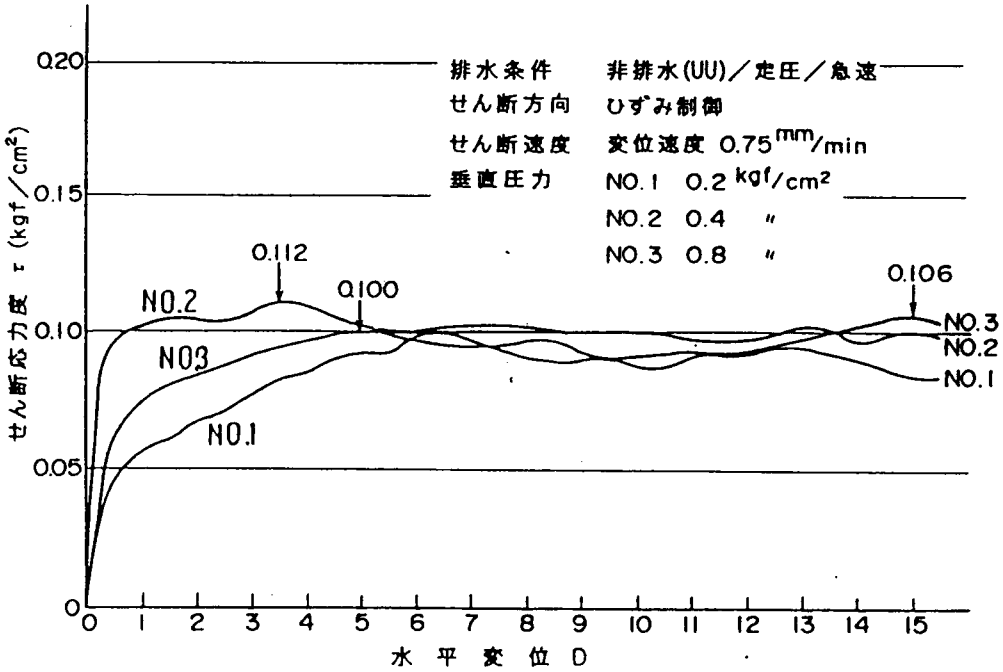
試験の種類		粘着力 c（Kgf/cm²）	内部摩擦角 ϕ（度）
一面せん断		0.09	3.4
三軸圧縮（UU）	①	0.23	8.1
	②	0.08	7.5
	③	0.45	0.0

これらの結果については図－2.21(1)(2)に示す。なお、これらのせん断強度も、2.3.3 にて求めた事前のトレンチ調査による地山の粘土化層のせん断強度と同様に全応力表示となる。

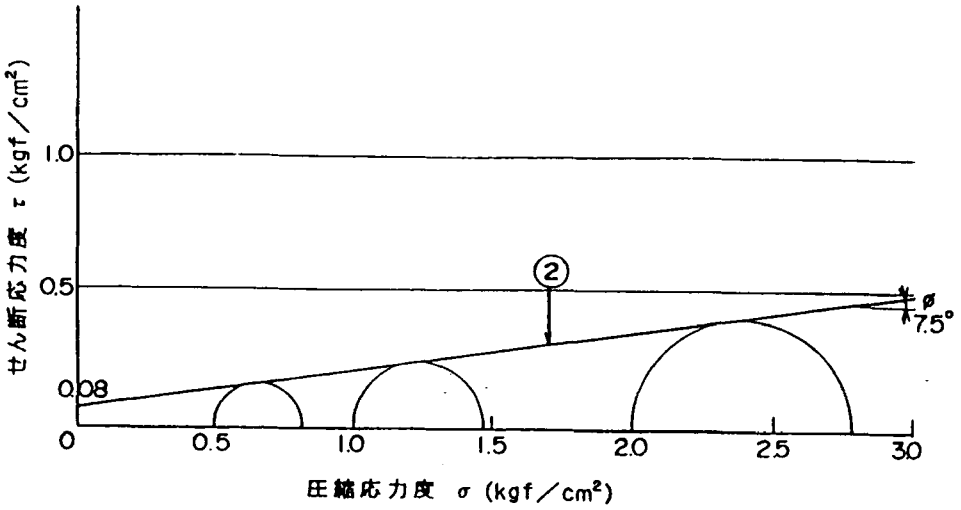


注）①②③は三軸圧縮試験を実施した試料番号を示す

図－2.20 すべり面粘土の粒度分布



図－2.21(1) すべり面粘土の一面せん断試験結果



図－2.21(2) すべり面粘土の三軸圧縮試験結果

2.5.2 スレーキング試験結果

神戸層群の泥岩や凝灰岩は降雨などにより風化し易いことが知られている。切取斜面に神戸層群の砂岩、泥岩、凝灰岩が露出し、風化が懸念されるため、試験施工を実施する近傍の地点にて岩石試料を採取した。水浸による風化程度を試験するために、水浸前後の一軸圧縮試験を行って比較検討した。供試体は水浸用を各岩種につき５個づつ、水浸後の一軸圧縮試験用を同様に６個づつ作成した。１週間水浸させた後、形状に変化がない供試体につき一軸圧縮試験を行った。水浸前の強度と比較した結果を表－2.12に示す。

水浸後の一軸圧縮試験の結果、砂岩、泥岩、凝灰質泥岩の順に強度低下が大きく、７日間の水浸で凝灰岩や泥岩では初期強度の1/2以下となり、特に凝灰岩は、水浸前に強度が大きいものでも亀裂に沿って崩れたり、表面より砂泥状化するため強度は得られなかった。

表－2.12 スレーキング試験結果

供試体	砂　岩		泥　岩		凝灰岩質泥岩	
土性値	水浸前	水浸後	水浸前	水浸後	水浸前	水浸後
単位体積重量(g/cm³)	1.94~2.01	2.01~2.06	2.08~2.20	2.10~2.24	1.84~2.27	試験不能
乾燥密度 (g/cm³)	1,96~2.00	1.87~1.91	1.90~1.99	1.89~1.98	1.83~2.16	〃
含水比 (%)	7.0~7.8	7.4~18.3	9.8~10.2	11.3~12.7	4.2~12.4	〃
一軸圧縮強度kgf/cm²	(6.7~11.8)	~3.4	(6.8~12.9)	~2.7	(1.7~14.4)	〃

(　)の数値は非水浸用として作製した供試体

2.5.3 岩石試験結果

トレンチ掘削断面及びこの地域一帯の地質調査で採取した岩石試料による試験については、表－2.13に示すような結果となった。

表－2.13 岩石試験結果

地　層	岩 石 名	湿潤密度 γ_t(g/cm³)	一軸圧縮強度 σ (kgf/cm²)	風化度 I (%)
神戸層群	礫 岩	2.2～2.6	10～30	0～100
	泥 岩	2.2～2.4	15～65	10～ 80
	砂 岩	2.2～2.4	20～90	0～ 10
	凝 灰 岩	2.1～2.3	5～20	20～ 80
花崗岩	花崗閃緑岩	2.3～2.5	25～80	98

2.6　結果の考察

2.6.1 逆算法による土性値と土質試験の結果

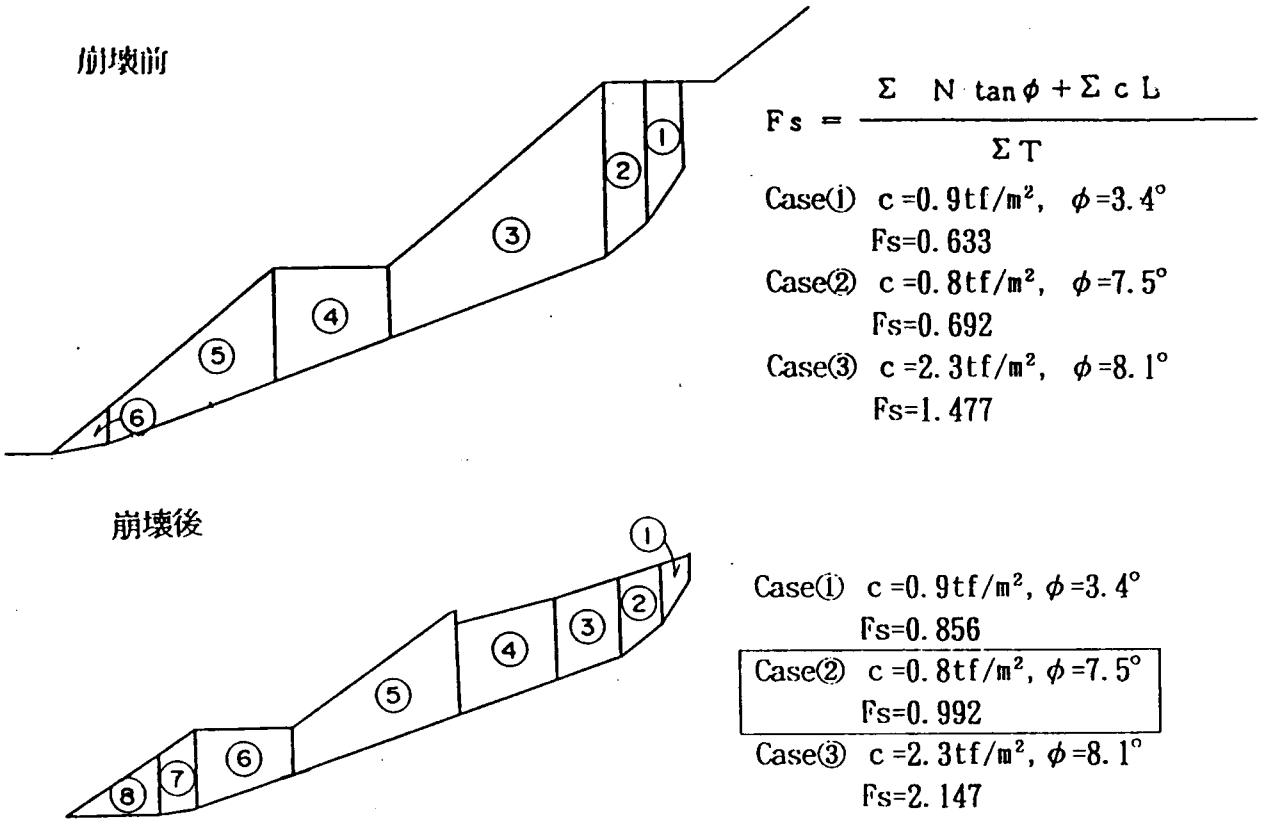
すべり面から採取した試料の土質試験の結果、前節に示した強度定数が得られた。これを用いて崩壊前後の安全率を試算した。土質試験の結果では強度定数にはかなりのバラツキが認められたが、これらのバラツキを考慮して、表－2.14の３つのケースの場合についてそれぞれ安全率の比較検討を行った。なお、崩壊後の解析では、動態観測を行いすべりが完全に収束したと判定した段階で、地表測量を行い断面を決定した。

表－2.14　崩壊前後の安定解析結果

Case	強 度 定 数	安 全 率 (Fs) 崩壊前	崩壊後	摘　　要
①	粘着力　c ＝0.9 tf/m² 内部摩擦角　φ＝3.4 °	0.633	0.856	一面せん断試験のせん断強度による
②	粘着力　c ＝0.8 tf/m² 内部摩擦角　φ＝7.5 °	0.692	0.992	三軸圧縮試験のせん断強度による
③	粘着力　c ＝2.3 tf/m² 内部摩擦角　φ＝8.1 °	1.477	2.147	同　上

Case①については一面せん断試験、Case②及びCase③については、それぞれ三軸圧縮試験の結果から得られたc，φを用いて安定解析を行った。これはすべり面のせん断強度が、すべり面全体に同一の値となると仮定した場合である。ただし、崩壊した滑落崖部分についてはせん断強度を考慮していない。これらの検討断面及び計算結果について、図－2.22に示す。

Case①及びCase②においては、崩壊前は安全率が 1.0を下回っているが、Case③のみ安全率(Fs)が 1.0を上回っている。また、崩壊後の安全率はCase②が1.0 に近いが、Case①は 1.0より低くCase③は 1.0を大きく上回っている。崩壊後の土塊は一応の安定状態と考えられ、安全率は 1.0に近い値にあるものと思われる。また、上記のせん断強度は崩壊が発生した後において採取した試料における試験結果であるため、崩壊後の安定計算の結果を判断す

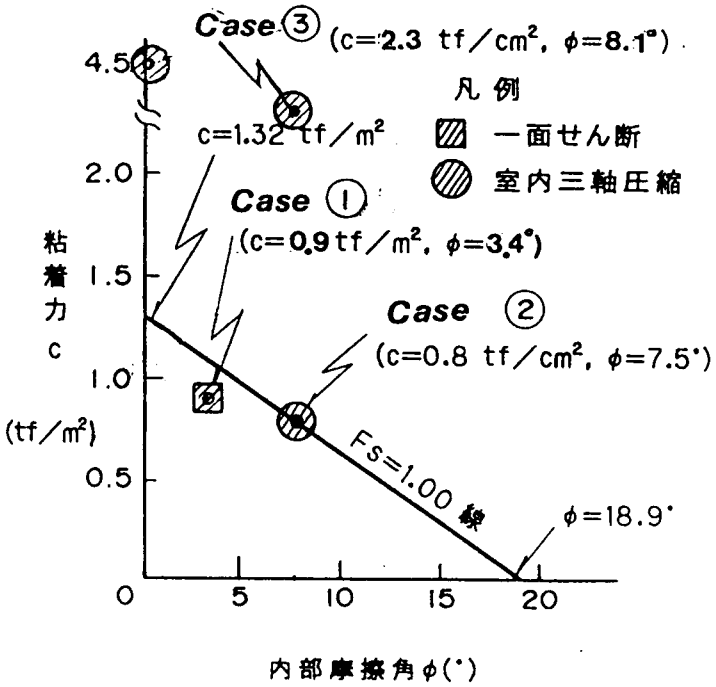


図－2.22 崩壊前後の安定解析計算結果

るのが妥当であると考えられる。

以上の考察よりCase②のせん断強度が妥当な値であると考えられる。安全率が崩壊前後で極端に異なっている原因としては、地形の変化が考えられるが、すべり面のせん断強度がすべりの過程で変化しているにも拘わらず、同じ定数を用いて、安定計算を実施した点にあると考えられる。

一方、崩壊後の斜面に対し安全率が 1.0となる場合の強度定数を逆算法により求め、図－2.23に得られた c～φ関係を示す。この関係図に前述の各ケースにおける土質強度をプロットすると、Case②の強度定数(c＝0.8tf/m², φ=7.5°)がこの関係線上にほぼ合致していることがわかる。



図－2.23 逆算法にて求めたc～φ関係と
土質試験で求めた強度との関係図
（崩壊後の斜面）

2.6.2 事前の安定予測結果と崩壊後の逆算法による強度との関係

前節にて求めた崩壊後の逆算法によるせん断強度に対し、2.4.1 にて実施した崩壊前に安定性の予測の結果との関係を整理した。図－2.23にて示した逆算法による崩壊後のｃ～φ関係をもとに、試験斜面の崩壊前における逆算法によるｃ～φも同様に求め、事前の安定予測で求めたせん断強度の関係を図－2.24に示す。

この図において、事前の安定検討を行ったすべり面Ａ及びすべり面Ｂの関係と、試験斜面の崩壊前後の関係が比較できる。図中において、崩壊前の逆算法によるｃ～φ関係線とすべり面Ａの関係線はほぼ同一の位置関係にある。したがって、試験斜面の崩壊は事前の予測検討で行った２ケースの内、すべり面Ａの設定したすべり面の状況と同様であることが判明した。なお、事前の予測検討に用いた過去の崩壊事例におけるせん断強度は、図中に示した斜線の範囲である。この範囲と、崩壊前の逆算関係線及びすべり面Ａの安全率1.0 となる関係線とは交叉することになり、過去の事例の強度定数と近い関係にあることが伺える。しかし､過去の事例による崩壊時のせん断強度を採用した場合は、試験斜面の安全率は 1.0より低くなることが言える。

また、周辺の地山において事前のトレンチ掘削を行い、この地点より採取した凝灰岩質粘土のせん断強度は、2.3.3 にて示したが、せん断のピーク強度と残留強度を図－2.24にプロットした。ピーク強度の位置は、すべり面Ａ及び崩壊前の逆算法による関係線からは、高い値となっている。また、残留強度は崩壊後の逆算法による関係線に近いことが分かる。即ち、すべり面となる粘土の初期強度及びピーク強度は、すべり面が形成される前段階での強度であり比較的高い値となっている。また、残留強度は崩壊が発生した後の強度となり、崩壊前の安全率1.0 の関係線よりは下方に位置することになるが、今回の解析においてもこの関係が見いだされる結果となった。

2.6.3 すべり面強度に関する考察

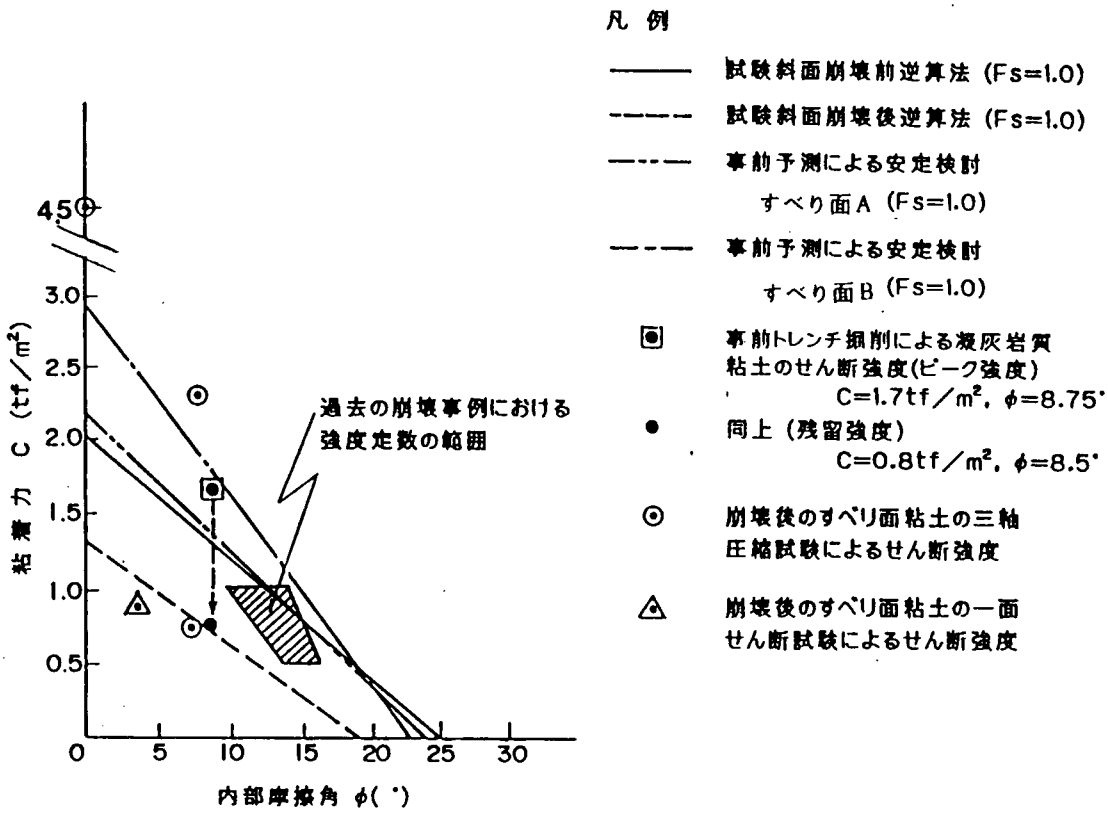
すべり面での採取試料によって求めたせん断強度は、図－2.21(1) に示した一面せん断試験の結果から分かるように、せん断強度が水平変位の増加に拘わらず、0.1$k_g f/cm^2$前後の値となり垂直応力にも関係しない。これはすべりが発生した後に供試体をサプリングしたもので、すべり面となる粘土のせん断強度としては、残留強度に近い値を示しているものと思われる。残留強度は滑動変位が終局した段階での強度であり、繰返し一面せん断試験で求められる最小せん断強度(τ_{min}) に近いが完全な軟化強度より低くこの中間的な値となっていると考えられる。一般に、残留強度の低い脆弱化した粘土や軟岩においては、進行性破壊が進展し易いことが言われている。したがってこの残留強度が斜面の安定に重要な要素となっている。[5)]

一方、逆算法による強度定数は、すべり面となる粘土層の滑動初期時点での強度を意味し、すべり面が形成された時点での粘土のせん断強度はτ_{max}とτ_{min}の値の範囲において、どの値に合致しているかという判断は困難である。

安定解析に用いるべき"すべり面強度"の取り方について、緩速繰返し一面せん断試験によるすべり面の強度決定方法が提案されている。[4)] また、試験結果の解釈と安定解析への適用については、繰返しせん断試験で得られたτ_{max}とτ_{min}に関して次のように考えられる。τ_{max}の状態では変位は数mmの状態であり、まだ連続したすべり面が形成されていない状態と考え、変位量が20～40mmにおいては、土工などによって緩みが発生しうる状態となる。また、τ_{min}では鏡肌が連続してすべり面となった状態の強度と考えている。

すべりが緩慢な状態で継続して進行するものであれば、このような設定が満足される。しかし、一般にすべりが発生する初期段階では、排水せん断状態でありすべりも緩慢であるが、すべりが進行する状態では非排水せん断となり速度を増し加速度的に歪みを生じることになると考えられる。したがって、速度の緩慢は別としてひずみ制御によるせん断試験で得た強度と、実際のすべりのせん断強度は異なるものと考えられる。即ち、第２次破壊となる

場合においては異なった値となることが言える。



図−2.24 試験斜面の事前安定予測と崩壊前後の逆算法によるせん断強度との関係図

2.7 要 約

以上、試験切取斜面を造成し、斜面の崩壊を発生させてすべり面の確認及び崩壊機構の検討を行った。以上のことを要約するとつぎのとおりである。

1) 事前の地質調査結果から判断されることは、下記のとおりである。

① 凝灰岩及び泥岩の層中に粘土化した薄層が見られ、広範囲に連続した面を形成している。この粘土化層は地層傾斜が切取斜面に対し、流れ盤となっており、切取斜面を造成した場合に、すべり面となるものと推定された。

② 事前のトレンチ掘削から採取した脆弱化した粘土の一面せん断試験を実施した結果、ピーク強度として $c = 1.7 tf/m^2$, $\phi = 8.75°$ を得た。この値は試験斜面の崩壊した時点での逆算法によるせん断強度よりは

比較的高い値となっている。

2) 事前の地質調査の結果を踏まえ、試験斜面を造成する前に、崩壊の安定性の予想を行った。すべり面になると思われる層をもとに、２つの崩壊モデル断面を設定し、過去の崩壊事例における強度定数を採用することによって、ケーススタディーを行った。この結果は、どちらのモデルも安全率において、1.0 を下回ることが判明し、崩壊の可能性が高いことが予測された。

3) 試験斜面を造成したが、２ケ月余りで崩壊が発生した。すべり面の確認を行った結果、すべり面は凝灰岩層と泥岩との層理面にあたる部分に、厚さ15cmの粘土化した層があり、すべり面はその下部のさらに脆弱化した2～3cmの層であることが判明した。なお、崩壊後の調査より下記のことが判明した。

① 崩壊は事前の予測検討を行ったモデル設定の１つに合致したものであった。

② 崩壊後に事後トレンチ掘削を行って、すべり面から採取した試料の強度試験を実施した。このせん断強度は、$c=0.8tf/m^2$, $\phi=7.5°$であり、試験斜面の逆算法(崩壊後)による$c\sim\phi$関係線にほぼ一致することが判明した。しかし、これは事前トレンチにて採取した試料のピーク値からは低く、残留強度($c=0.8tf/m^2$, $\phi=8.5°$)に近い値となることが判明した。

従来は、過去の事例から得られた強度定数により安定解析を行い、崩壊の予測を行うものであった。しかし、このように実規模の試験斜面を造成し、実際に斜面を崩壊させることによって、すべり面となる地層の確認ができると同時に、その地層の強度特性を把握することができた。また、予測との比較を行うことによって、すべり面の強度を広く関連づけることが重要であると考えられる。

参考文献

1）田中　茂，西　勝，野田耕，岩崎哲雄 ： 軟岩盛土の沈下特性について，建設工学研究所報告，第26号，pp.291～308，1984.

2）田中　茂，西　勝，野田耕，寺井久史 ： 軟岩盛土の沈下特性について，建設工学研究所報告，第27号，pp.191～206，1985.

3）足立紀尚 ： 模型実験とその限界，土と基礎，Vol.40，No.5，pp.1～4，1992.

4）林義隆 ： 構造運動を受けた堆積軟岩の切土による地すべり発生の予知について，地すべり学会，シンポジューム『 地すべり災害発生危険箇所の把握に関する諸問題』論文集，pp.100～105，1990.

5）北原義浩 ： 斜面の掘削時の安定について，土と基礎，Vol.26，No.6，pp.23～30，1978.

6）中村潤一，納庄隆義 ： 第三紀層(神戸層)における斜面崩壊例，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1761～1762，1988.

第３章　隣接する既成開発地の切取斜面安定に与える影響要因に関する研究

3.1 まえがき

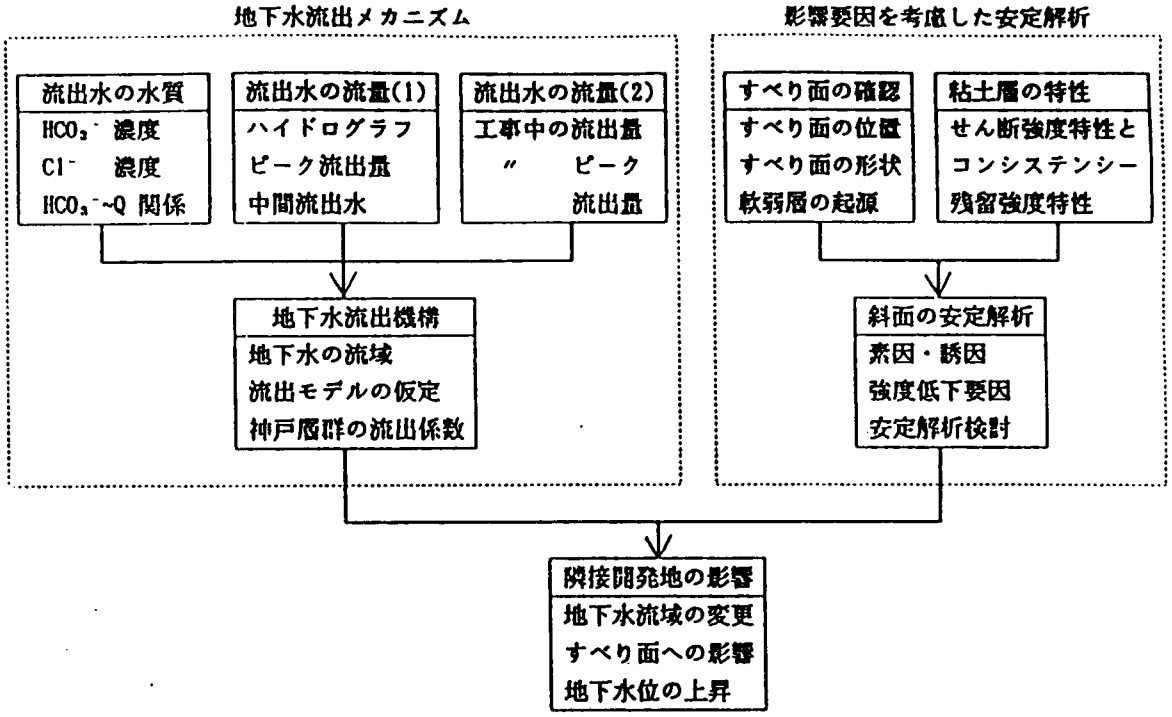
本研究は、ニュータウン開発地域で造成工事が開始される事前段階において水文調査を実施し、崩壊斜面のすべり面となった軟弱粘土化層と地下水流出との関係について検討を行ったものである。局所的な力の釣合いだけでなく、地下水並びにその他の要因を考慮した大局的な観点から、斜面安定問題を見ることによって、隣接する既成開発が切取斜面に種々の影響を与えていることを実証するものである。[1)2)] この開発に関して、隣接する既成開発地域が、今回の開発に対して与える影響は、下記のとおりである。

第１に、地下水の需給バランスに変化を与えること

第２に、既成開発地域から供給される地下水によって、地盤の強度が低下し、すべりの誘因となっていること。

本研究の対象となった既成開発地域に隣接する新たな開発地域においては、地下水が切取斜面の不安定要因になることが予見される。さらに、開発地域側において切取斜面を造成することは、様々な不安定要因を付加するものと考えられる。過剰な地下水の供給が、凝灰岩及び泥岩の風化を加速度的に進行させ、粘土鉱物の量や質が変化し粘土化層を形成させる。そして、すべり面となる粘土化層の強度が低下し、斜面の安定を失うことになる。しかし、これらの要因は定性的には理解できるが、定量的に議論できる域には達していないのが実状である。

本研究では、図－3.1 のフローチャートに示すように、まず、地下水流出のメカニズムについて検討した。つぎに、これらが引き起こすと思われる強度の低下、地下水の上昇などの要因を考慮した安定斜面の検討を行った。また、これらの検討結果により、隣接した開発地の影響について考察した。



図－3.1 解析検討のフロー

3.2 開発地域周辺の先行開発経緯

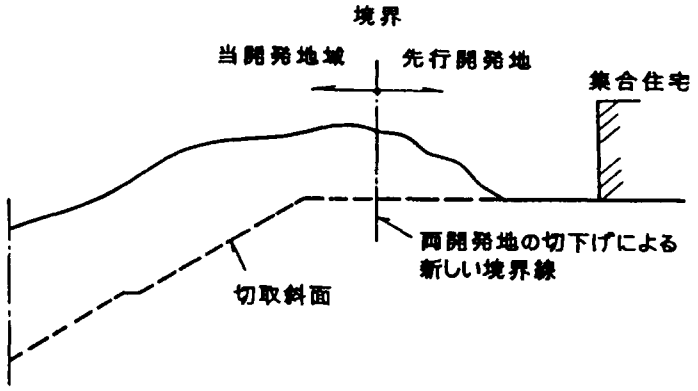
3.2.1 周辺の開発経緯

当開発地域周辺において既に行われた先行開発の履歴については、過去の空中写真及び地形測量図等の調査結果から、1963年より順次造成工事が行われ、その規模及び内容について下記のように判明した。これらの先行開発と当開発計画地域との位置関係について図－3.2 に示し、先行開発の各々の内容について表－3.1 に示す。この結果、当開発地域に隣接する既成住宅開発は②・③・⑥・⑦・⑧・⑫である。また、これらの造成工事が行われたのは1963年～1984年であり、その期間は約20年である。

このうち当開発地に最も近接し、またこの開発地を造成するうえで地形・地質上関係すると思われる先行開発は②・③・⑧の３地区である。これら３地区の流域は当開発地域とは異なり、図－3.3 に示したように開発地域境界が分水嶺となっている。両者の区域境界部分を新たに切取り、先行開発地盤と同一のレベルより当開発地側へ切り下げることが計画されている。また、これらの地区のうち地形、地質から判断すると、最も当開発に影響を与えると思われるのは③の市営住宅山の街開発である。これは神戸層群に覆われた

この地域が、この両者の境界部分において地すべりが繰り返された形跡があり、また境界付近の地質層序が当開発地側へ傾斜していることから判断したものである。この部分の当開発による切取計画について図－3.4 に示す。

図－3.2 当開発地域周辺の住宅開発履歴図

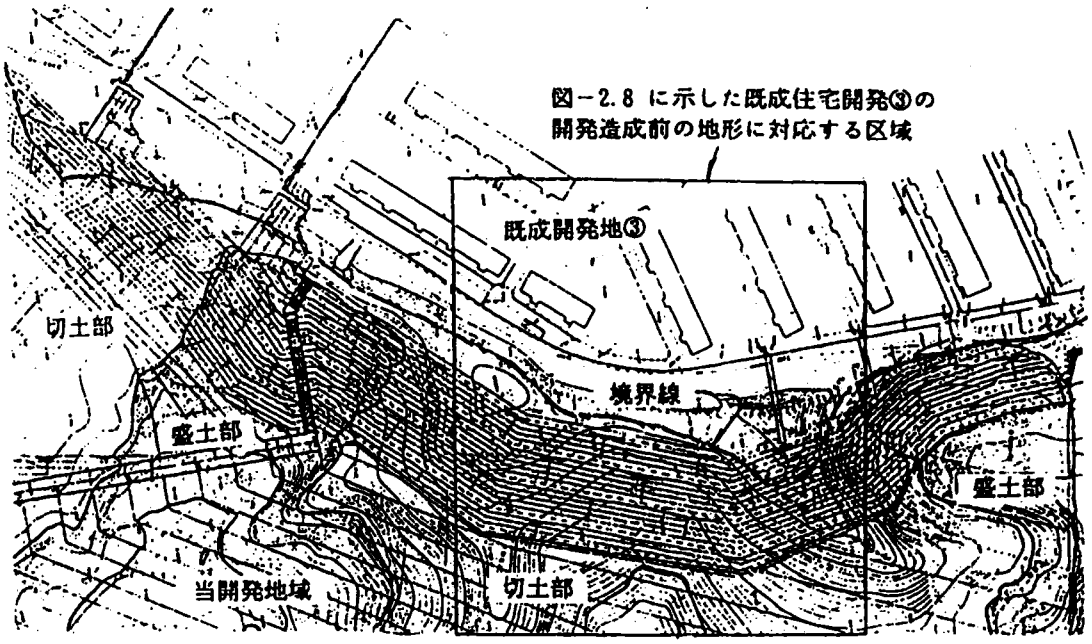


図－3.3 隣接する先行開発との関連モデル図

表－3.1 当開発地域周辺の住宅開発内容一覧表

住宅No.	住宅地名	開発面積	造成推定時期	摘　要
①	百合ケ丘 I	10.0 ha	1963 ~ 1964	
②	〃 II	11.0	'64 ~ '65	♦ 隣接地
③	市住山の街	12.7	'63 ~ '64	♦ 隣接地
④	北鈴蘭台	57.6	'68 ~ '69	
⑤	広陵町 I	32.2	'70 ~ '72	
⑥	泉台 I	39.4	'70 ~ '71	隣接地
⑦	〃 II	28.0	'72 ~ '74	隣接地
⑧	松ケ枝	22.6	'72 ~ '74	♦ 隣接地
⑨	広陵町 II	70.4	'72 ~ '79	
⑩	〃 III	31.4	'80 ~ '84	
⑪	惣山町	33.7	'80 ~ '84	
⑫	百合ケ丘IV	21.0	'82 ~ '84	隣接地
⑬	緑町 I	22.3	'65 ~ '66	
⑭	〃 II	31.5	'68 ~ '70	
⑮	青葉台	28.5	'75 ~ '77	
①～⑮	計	452.3 ha	1963 ~ 1984	♦は至近距離

開発の進捗を把握するため空中写真を調査し、1961年(昭和36年)については写真－3.1 に、1984年(昭和59年)については写真－3.2 に示す。これにより、当開発地域と隣接する東側先行開発地(市住山の街)が造成されてから現在まで約31年経過していることが分かる。また、比較的最近の住宅開発（松ケ枝）においても、約18年の時間経過があることが明らかになった。一方、南側では④(北鈴蘭台)、⑥⑦(泉台(Ⅰ)(Ⅱ))があるが、当造成地に接している境界線の延長については泉台の方が長く、この地域に接する開発地は初田川とは異なり万丈谷川水系となっている(図－3.2 を参照)。



図－3.4 既成開発地③に隣接した
当新規開発地域の切取計画平面図

3.2.2 隣接する既成開発地との関連性

図－3.4 のうち枠で示した範囲は、③の住宅開発による造成工事が行われる以前の地形について調査した結果、図－3.5 に示す地形が判明した。この先行開発による造成工事は1963年～1964年にかけて行われており、当開発地との境界付近から東側に向かって切取りされ、EL.294mにて切土及び盛土がなされている。また、当開発地域との境界部分となっている尾根の比高は低く周囲に枝葉状に小規模な尾根形状が分散して形成されている。尾根の高さ

は最高でEL.317mであるが、数箇所に同様な高さの尾根が丘陵状に分散している。尾根と谷が細かく交互に折り合っているのが見られ、過去に自然斜面の崩壊や地すべりが発生した形跡が各所に見られる。なお、この付近の地形状況については、写真－3.3 に示す。この写真は切盛土工事が開始される直前のもので、今回の対象地地区となった写真中央部に③地区の集合住宅が建てられているのが分かる。

写真－3.1 当開発地周辺の1961年の航空写真による地形
（使用した航空写真は国土地理院発行のNo. KK-61-1, C-11-235 にもとづくものである）
枠に囲まれた部分は本研究対象となった新規開発範囲を示す

写真－3.2 当開発地周辺の1984年の航空写真による開発状況

（使用した航空写真は国土地理院発行のNo. KK-84-3X, C-4-9

にもとづくものである）

写真中央部にて造成工事中である部分は

本研究対象となった新規開発範囲を示す

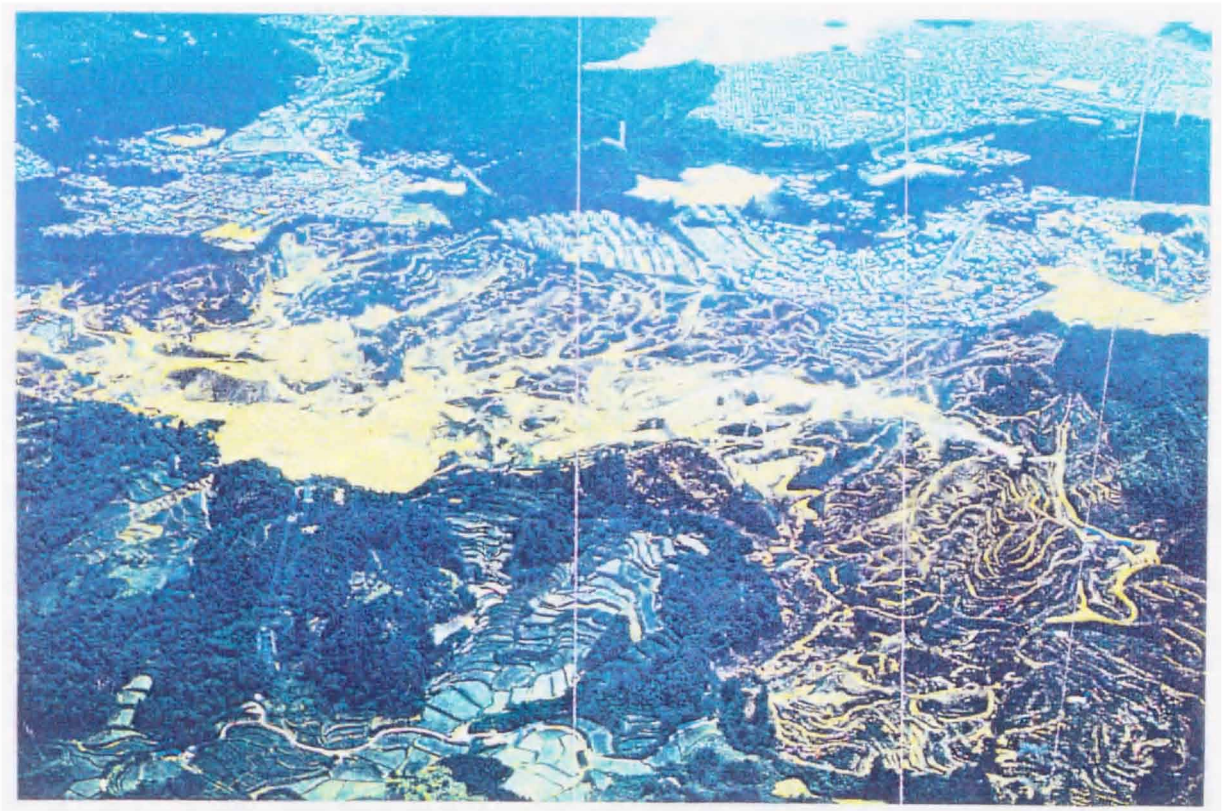


写真 3.3 対象地周辺の地形状況

図 3.5 先行開発地③造成以前の旧地形

3.3 造成前の調査観測計画及び結果

3.3.1 流出水の調査・観測

1）流量、地下水位及び降雨量

造成地内を流れる初田川及び万丈谷川に、流出水の流量観測をするため、三角堰及び四角堰を各地点に設置した。それらの流量観測位置を図－3.6 に示す。[3)4)] これらのうち自動記録計は初田川流域では、N-1，N-4，N-6，N-7，N-11，N-13，万丈谷川流域では、S-1，S-6の計８ケ所に設置し、その他の地点は定期的に目視による読み取りを行った。図－3.6 には各観測地点及びその受け持つ流域面積を示し、また地下水位を観測したボーリング孔の位置及び降雨量の観測地点をも併せて示す。

2）流出水の水質

流出水の水質試験は、流量測定と同様に図－3.6 に示す河川の流量観測地点並びに水位観測のボーリング孔において実施した。採取した河川水に対する試験項目は、pH及びイオン濃度（Na^+，K^+，Ca^{2+}，Mg^{2+}，HCO_3^-，SO_4^{2-}，Cl^-，SiO_2，PO_4-P，F^-など）の測定、並びにArなどの不活性ガスの溶存量の測定である。

3.3.2 観測結果

1）降雨量と流出量の関係

流出量の観測は、主に基底流量を測定することを目的として、少流量を精度よく観測できる三角堰（直角三角形）としたが、最下流部においては流量が多く、矩形堰を用いて最大流出量の測定を可能にした。自動記録計は、リシャール式水位計を改良したものを採用し、目視による読み取りの場合は、定水時を選んで１回／月の割合で現地測定を行った。三角堰の場合、(1) 式のバールの公式により算定し、矩形堰の場合は、(2) 式の板谷・手島の公式によった。

$$Q = 0.014\ H^{5/2} \quad \text{（三角堰）} \qquad (1)$$

$$Q = C\ b\ H^{3/2} \quad \text{（矩形堰）} \qquad (2.1)$$

$$C = 107.1+0.177/H+14.2H/D-25.7(B-b)H/DB+2.04B/D \quad (2.2)$$

ここに、

Q ：流量　　（三角堰 ： l/s，矩形堰 ： m^3/min ）

H ：越流水深（三角堰 ： cm，　矩形堰 ： m ）

B ：水路幅（m）

b ：越流幅（m）

D ：堰高　（m）

図－3.7 に1981年9月の降雨量とN-4，N-6，N-11 の各地点における流量の関係を示す。これらの図より、流出特性としてつぎのことが読み取れる。

① 降雨が始まるとすぐにピーク流出が生じる。

② ピーク流出の後は、ある流出量で一定となる期間を迎え、ある時間経過の後に急激に基底流量に達する。

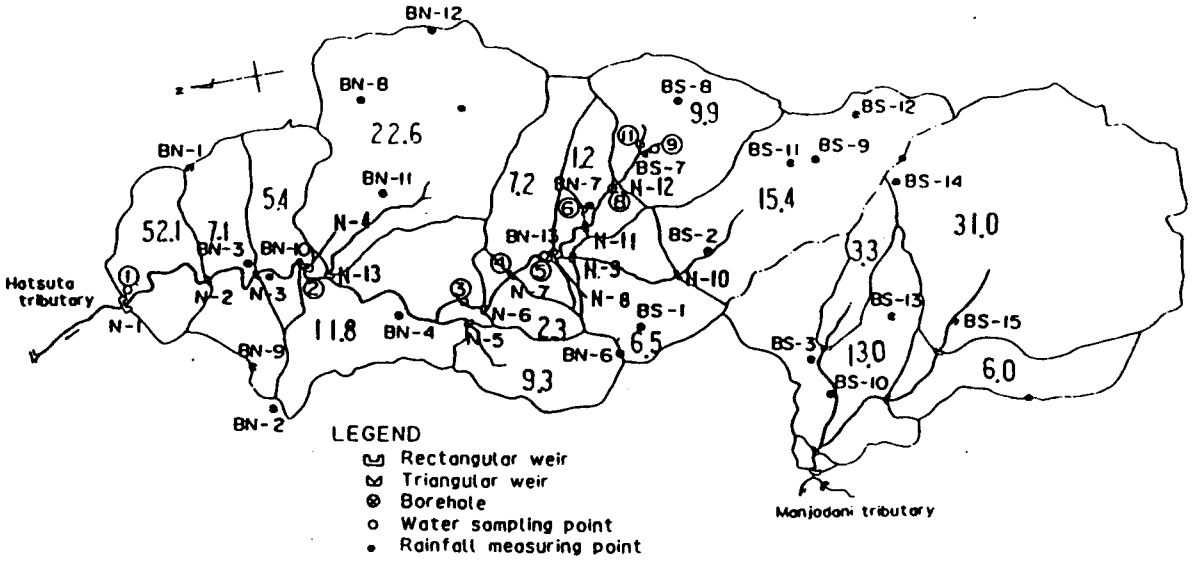
③ 基底流量に落ち着く前の一定流出となる量と期間には、ある程度の誤差はあるが、それぞれの地点においてある種の一定性が認められる。

一方、同一時間において河川に沿って、上流から下流へと流量が変化する過程を図－3.8 に示す。（　）内の数字は降雨があった後の無降雨日数を示す。これより明らかなことは、無降雨期間が長くなればなる程、流出量も低下してくることである。また、どの場合においても流域面積に対して、流出量はそれぞれほぼ一定率に増加することが認められる。無降雨期間が２日未満の場合は、ピーク流出後に急激に低下する期間と考えられ、２～４日が基底流量になる前の、一定流量となる期間であると推察される。無降雨期間が９日以降は確実に基底流量になっていると判断できる。

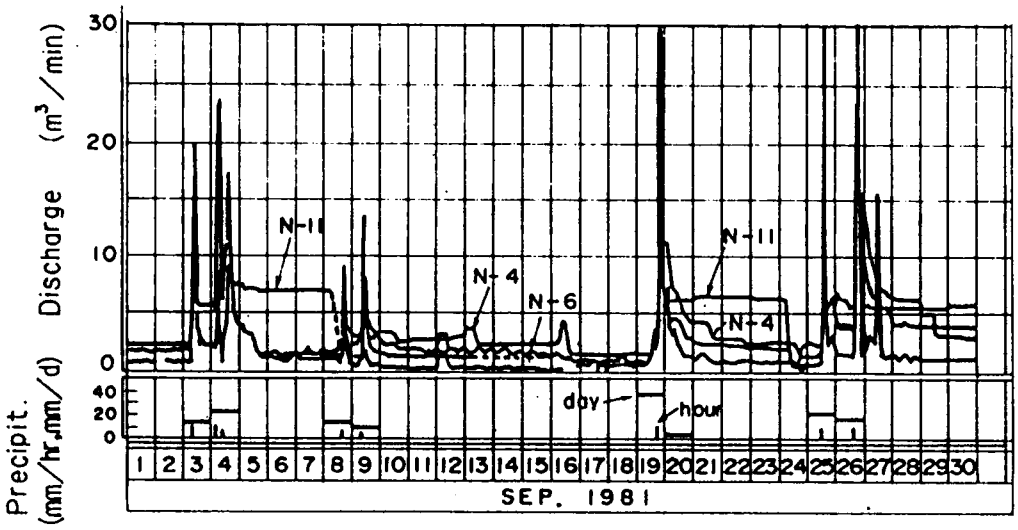
2）降雨量と地下水位の関係

同様に、図－3.9 に1981年9月 の降雨量と各観測位置における地下水位の関係を示す。観測ボーリング孔は谷筋に沿って設置したもの（ＢＮ－3，4，7，10，13，ＢＳ－7）と尾根部に設置したもの（ＢＮ-1，2，5，6，9，12）があるが、この両者では地下水位の傾向が異なっている。即ち、尾根部の観

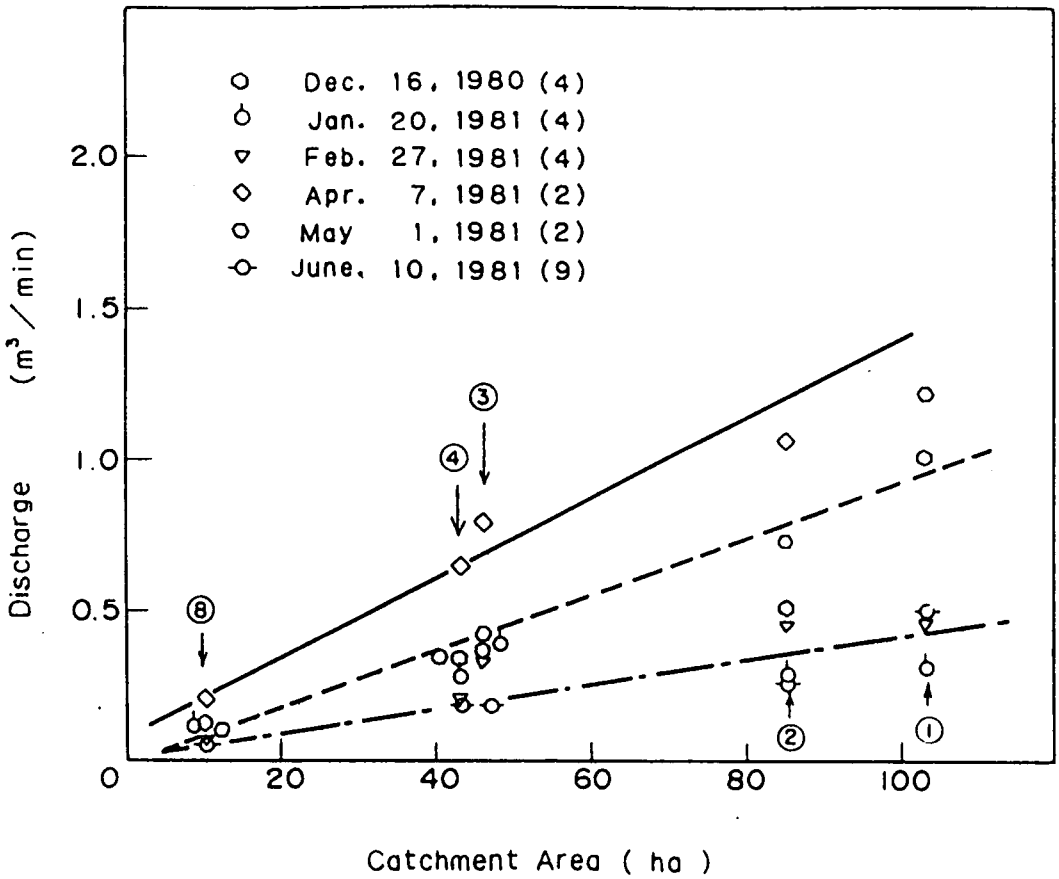
測孔では初田川に対して、流れ盤となる東側斜面の地下水位は全般的に降雨に対して敏感に反応して上昇し、しかも水位変動幅も大きい。反対に、受け盤となる西側斜面の地下水位は全く反応せず一定である。谷筋の観測孔では降雨に対して多少の反応はしているが、その変動幅は小さい。



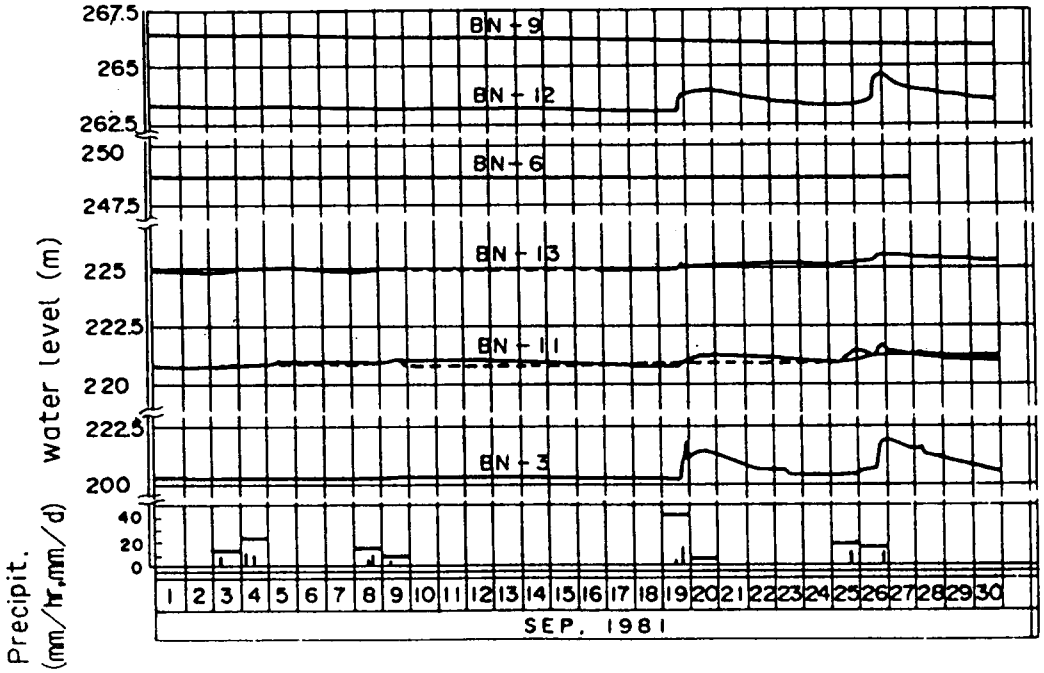
図－3.6 流量観測位置と流域図
流域内の数値は流域の面積を示す(単位 ha)



図－3.7 降雨量と流域の関係図(1981年9月)



図－3.8 流量と流域の関係図



図－3.9 降雨量と地下水位の関係図(1981年9月)

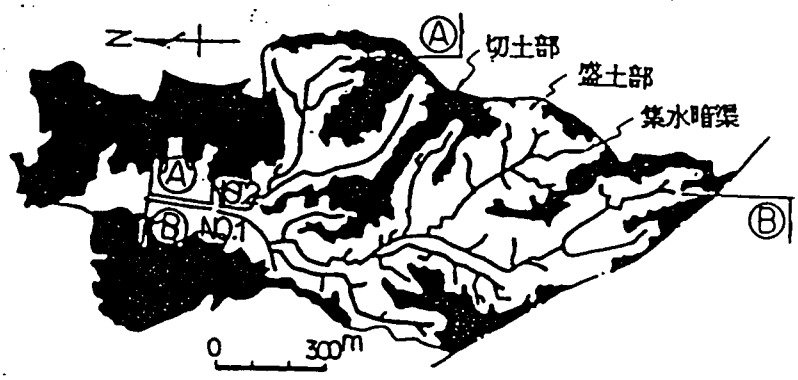
3.4 造成工事中の地下排水流量観測

3.4.1 観測計画

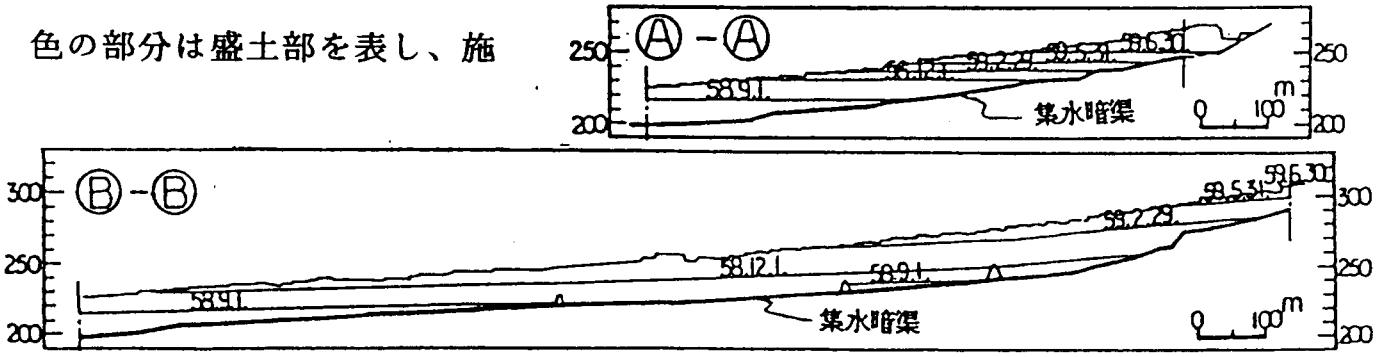
この開発工事は、現地に堆積している第３紀層の岩砕を盛土材として用いるため、スレーキング等の問題も懸念されていたことと、現地においても多くの湧水箇所が見られたことなどから、施工前から地下排水対策について十分な注意が必要であった。そのため前節に述べた水文調査を実施しこの結果をもとに、礫マットや集水暗渠などの地下排水対策工が、通常よりはるかに多く実施されてきた。この水文調査の１つとして、当造成地を含む水系から流出する流量を三角堰等を設けて測定し、造成前の基底流量等の算出を行い、盛土内の集水暗渠の設計・施工に活用してきた。この地下排水施設からの流出流量については、排水施設工事中及び完成後も測定を続けることとした。これは湧水量の多い当地域において有効な排水が行われていることを確認すること、盛土施工中における集水暗渠からの流水状況と降雨との相関、盛土完了後における降雨の影響などを確認することである。

3.4.2 観測方法

造成地全体の規模は約 150 haであるが、このうち今回の観測の対象となった水系は、図－3.10に示す地域で、その規模は約１Km² である。図中の黒塗の部分は切土部で、白色の部分は盛土部を表し、施



図－3.10 水系における集水暗渠の施工位置

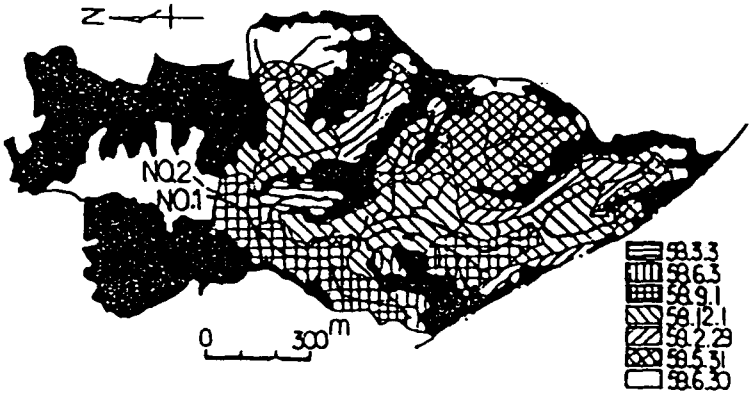


図－3.11 集水暗渠の縦断面図と盛土進捗状況

工された集水暗渠の配置も示した。図中のNo.1及びNo.2地点において集水暗渠流末にコンクリート製の全幅堰を設置し、その越流水深より地下排水流量を求めた。越流水深の測定は、堰内に自記水位計を設置して行った。図－3.11には、それぞれの観測点に対応した集水暗渠の代表的な施工縦断面とその上部に施工された盛土の進捗状況を示した。この盛土の進捗状況については、図－3.12にその平面図状況を示した。また、観測期間中は降雨量観測も同時に行った。

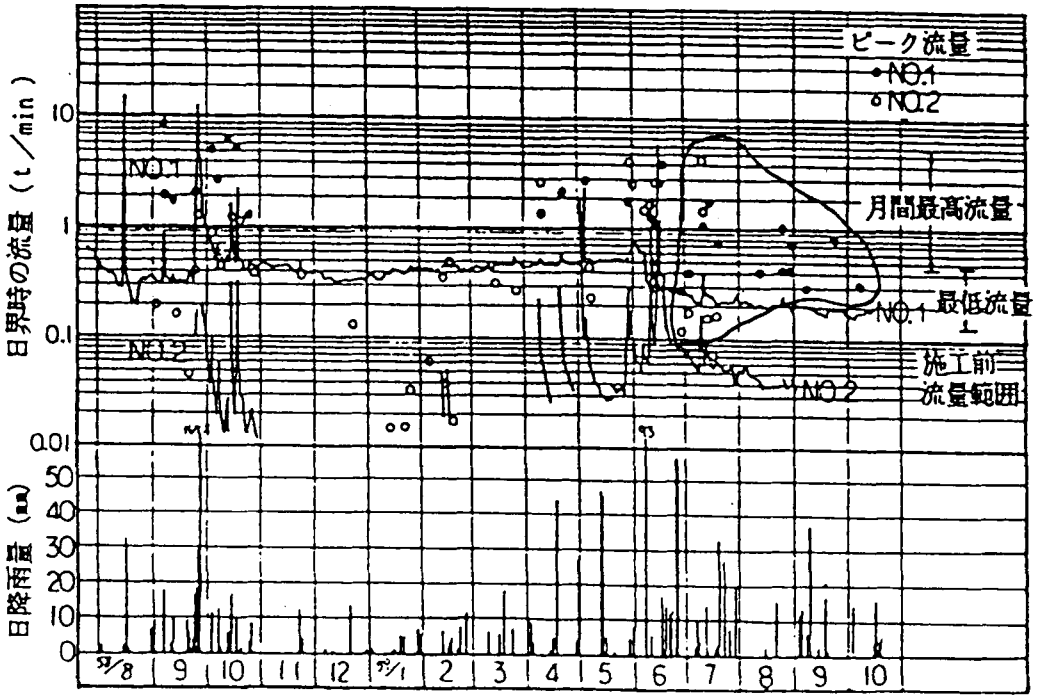
3.4.3 観測結果

1983年 8月より1984年10月までの15ケ月間流量観測を実施した。観測結果を日界(24時)時の流量変化として図－3.13にまとめた。この結果下記のことが考察できる。



図－3.12 盛土の進捗状況

① 集水暗渠の流量は短時間（約10分単位）内で激しく変動するが、流量のピークは一瞬ですぐに低下することが明らかになった。これより集水暗渠



図－3.13 地下排水流量観測結果

図中にはピーク流量と日降雨量も示し、施工前の約１年間のほぼ同位置（No.1とNo.2の合流点で施工前の流量観測は、集水暗渠の配置と近い位置で流下していた河川において堰止め、これも越流水深を自記水位計により測定したものである）における月間の最高と最低流量の範囲も示している。

② 盛土施工の推移に伴い常に排水流量の観測ができた。No.2の排水流量は当初ゼロとなる日が多かったが、これは施工中の地表水仮排水路を別途設置したため、降雨による排水流量はすべてこの排水施設にて排水されたことによる影響と思われる。

③ 施工前と施工中の地下排水流量を比較すると、施工前の月間最高排水流量は施工中のピーク値と同程度で、施工前の月間最低排水流量も施工中の最低値とほぼ一致している。

④ 盛土の進捗と排水流量の関係においては、図－3.13に示したとおりであるが、集水暗渠が完全に盛土により被覆された1984年 6月30日からNo.1の排水流量が施工前の50～60%に減少しており、No.2の排水流量も徐々に減少が見られる。盛土の現場透水試験を実施した結果、透水係数は約10^{-3}cm/secであり、しかも盛土厚さは上流端で５ｍ以上あることから、この1984年 7月以降、雨水が浸透し集水暗渠に流入することは非常に時間がかかる状況になった。そのため、地下排水による流出は雨水以外の地下水の流入によるものと推察される。

⑤ この流域内の全地点で同じ量の浸出水(谷水の涵養源)があると仮定すれば集水面積と地下排水流出量はほぼ比例すると考えられる。全観測点の流域面積の和は、約0.87Km^2 で、このうち盛土面積は0.53Km^2 で全体の約61%である。しかるに盛土完了後の排水流出量は盛土施工前の50～60%(減少率40～50%）の地下水流量を示しているため、盛土で被覆した面積比よりも減少率は小さい。このため雨水以外の地下水が影響していると判断できる。したがって、本地域の谷水は流域内の各地点より浸出する地下水により涵養されていたことが伺える。

3.4.4 地下水の供給源についての考察

盛土の施工が完了した1984年 7月以降は、排水流量が盛土施工中の排水流量の50～60%に低下している。これは集水暗渠に直接流入していた雨水やその残留水が減少したこと、切土部分の切取りによって水脈が分断され表面排水に代わったこと等によると考えられる。しかし、盛土部分が被覆され、あるいは周辺の切土部分において、排水工が整備されていくことにより、雨水による地下排水暗渠への流入が起こらないと考えられる。

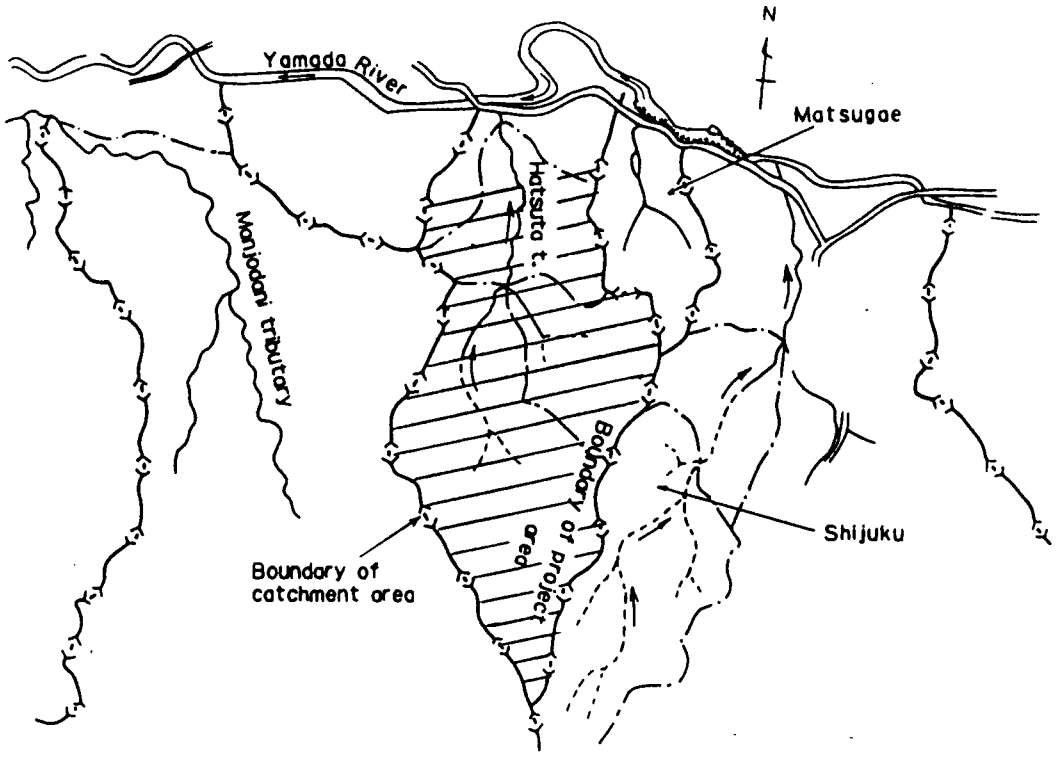
しかしながら、図－3.13中に実線で囲んだピーク流量によれば、盛土完了後となる1984年7月 以降も降雨に対応して、排水流量がピーク値を示している。この流量増大は降雨の発生との時間差が非常に小さいことと、増大が急激であること、また、3.4.3 に挙げた考察⑤にて述べたように、地下に浸透する雨水が原因ではなく、開発地域の地下水と周辺地域からの補給水によるものが影響するものと考えられる。

3.5 地下水流出メカニズム

3.5.1 流域と比流量

地下排水流出量の観測結果により、集水暗渠に雨水以外の地下水が流入している可能性があると推察された。そこで、地下水流出にあたって、地下水流域が現在の地形による表面水流域に限定されるものではないと考え、当造成地周辺が未開発であった時点の自然地形並びに造成後の現状について検討をし、地下水流出の供給範囲について調査検討を行った。

図－3.14に1974年当時の地形図より判読した流域界を示す。既成開発地域(市住山の街)には、初田川水系とは異なり東側に別の水系が存在していたことがわかる。表－3.1 に示したように1963年～1965年にかけて、順次開発が進められ現在の地形となった。1965年前後は、土地造成に関する施工技術や地下水の対策もまだ未成熟であった。そのため、地下排水のための暗渠工なども十分に機能せず、盛土の締固めも不十分なため盛土内に地下水が上昇していたと思われる。



図－3.14 開発地周辺の流域界(1974年)

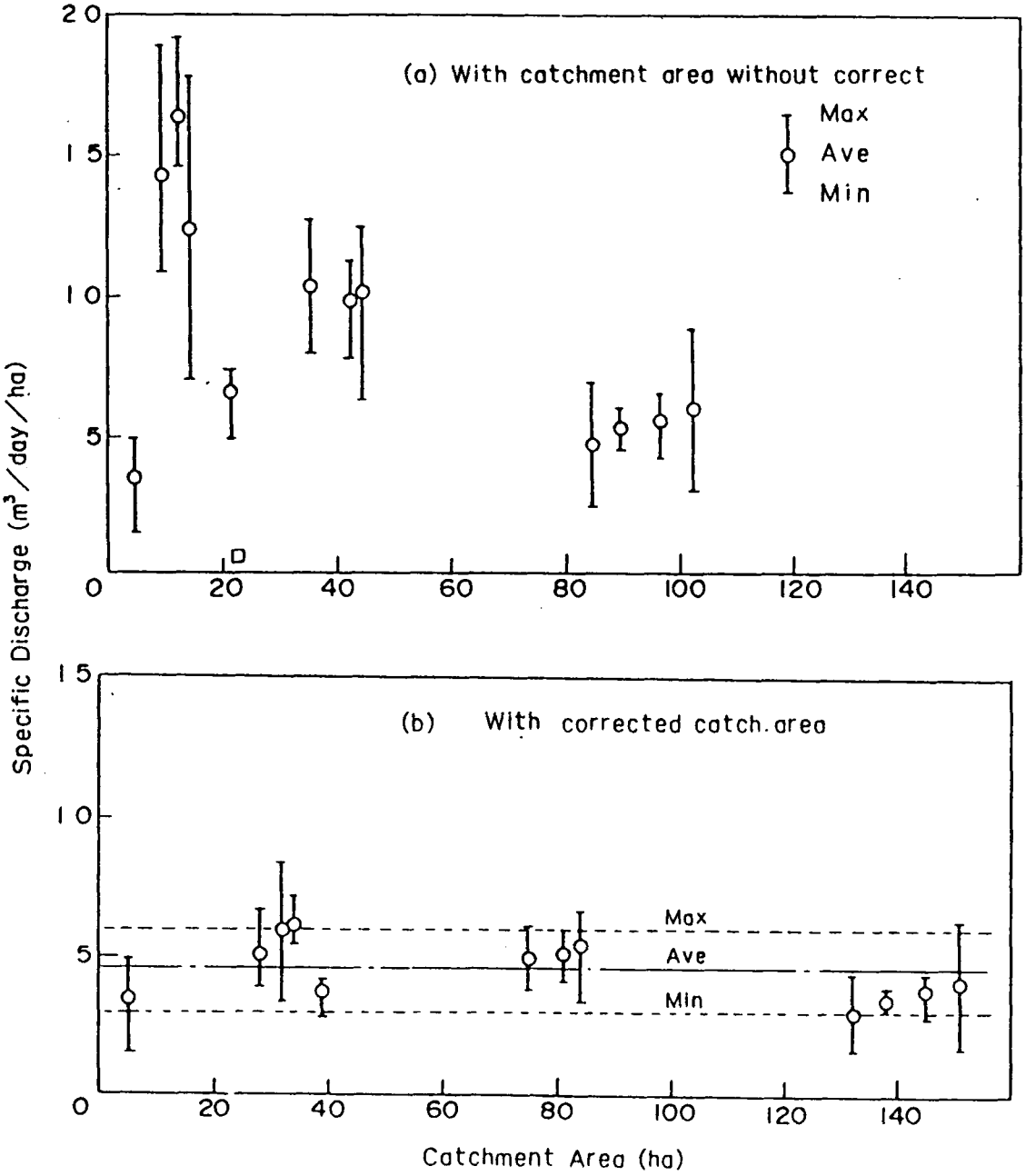
そこで、次のような仮説を立てて、地下水流出の流域補正をして比流量を求めることにした。この流域補正とは、開発地域の面積のみを地下水対象流域とせず、今回の開発に地下水が影響を与えたと思われる地域として、隣接の既成開発地域を取り込んだ面積を対象とすることを意味している。

(1) 隣接造成地の盛土体は岩塊も多く十分な粉砕が行われないままで、締固めも不十分であった。このためスレーキングなどの影響により空隙の多い盛土体となったことから、地下水の函養源となっている。

(2) 地下水はその函養源から神戸層群の亀裂部を通って初田川流域に流入する。従って流入量は接している境界の長さに比例する。

表－3.2 に各地下水流出観測地点における流域補正する前の開発地域を対象とした原地形による場合と、流域補正した後の周辺地域を含んだ地形の比流量を、1980年9月28日、11月11日、1981年1月20日、2月18日 の４つのデータに対して算定した結果を示す。また、表－3.2 に単位面積当たりに換算し

た補正前後の比流量を表し、図－3.15(a)・(b) にその結果を流域面積～比流量関係で表現した。これらの図より表面水流域に比べて比流量は大きくばらつくが、流域補正をすることによって一定範囲へと収束するということが明らかになった。この比流量は、地盤が持つ保水性や透水性により決まる値であることを考慮すると、地質的に同一と見なせる地域でそれ程大きく変動するものではなく、ある一定範囲に収まるものと推定できる。したがって、先に立てた仮説(1)(2)は正しいものと言えよう。



図－3.15 流域面積と比流量の関係(流域補正前後の比較)

表－3.2 流域面積の補正前後における比流量の比較表

（単位 ： m^3/day/ha ）

地点	流域面積 (ha)	1980		1981		平均
		9/28	10/11	1/20	2/18	
N-1	103.118	8.8	7.0	3.0	5.1	6.0
	150.768	6.1	4.8	2.0	3.5	4.1
N-2	97.41	6.2	4.2	6.5	－	5.6
	145.06	4.1	2.8	4.4	－	3.8
N-3	90.262	6.0	4.5	5.3	－	5.3
	137.912	3.9	3.0	3.5	－	3.5
N-4	84.842	6.9	2.4	4.9	－	4.7
	132.492	4.4	1.6	3.1	－	3.0
N-5	4.937	3.9	1.5	3.9	4.9	3.6
	4.937	3.9	1.5	3.9	4.9	3.6
N-6	45.462	10.7	6.3	12.4	11.1	10.1
	83.582	5.8	3.4	6.7	6.1	5.5
N-7	43.123	9.7	7.8	11.2	10.7	9.9
	81.243	5.1	4.1	6.0	5.7	5.2
N-8	35.966	10.6	8.0	12.7	10.3	10.4
	75.289	5.1	3.8	6.1	4.9	5.0
N-9	21.907	4.9	7.4	6.9	7.2	6.6
	38.585	2.8	4.2	3.9	4.1	3.8
N-10	15.403	7.0	17.5	17.5	7.8	12.5
	32.081	3.4	8.4	8.4	3.7	6.0
N-11	12.856	16.2	14.6	19.2	15.7	16.4
	34.299	6.1	5.5	7.2	5.9	6.2
N-12	9.891	11.9	10.9	15.5	18.9	14.3
	27.998	4.2	3.9	5.5	6.7	5.1

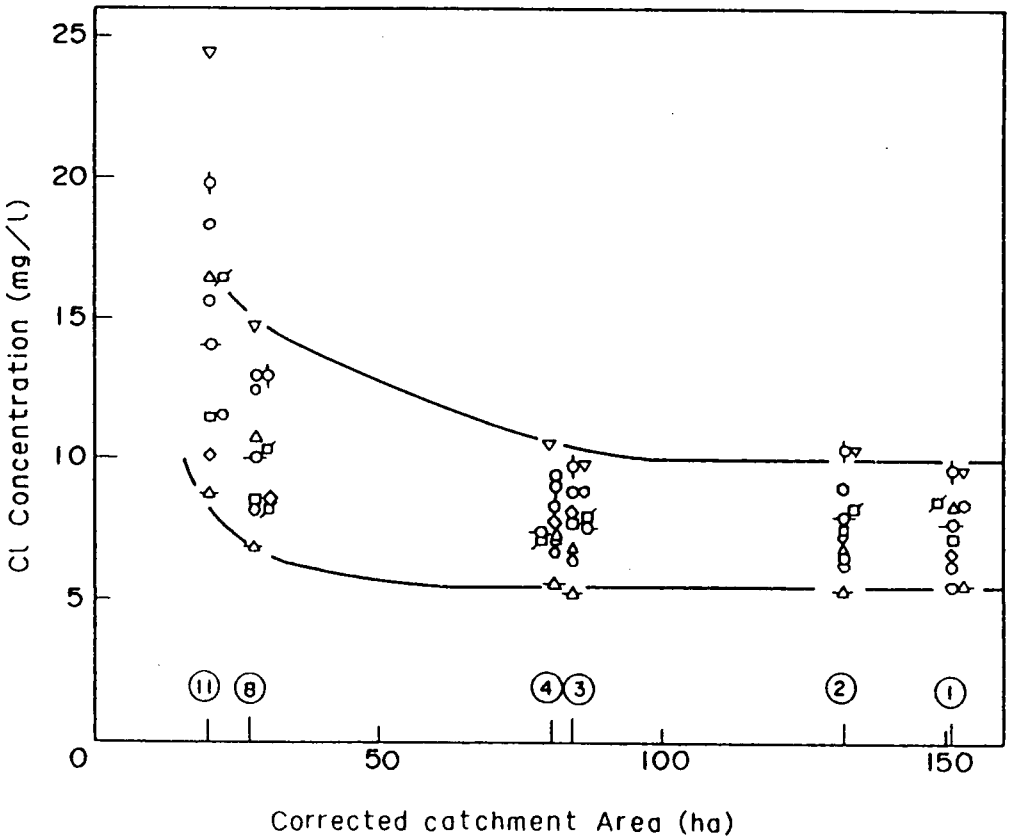
注）各地点の上段は流域補正前
下段は流域補正後を表す

3.5.2 流出水の起源

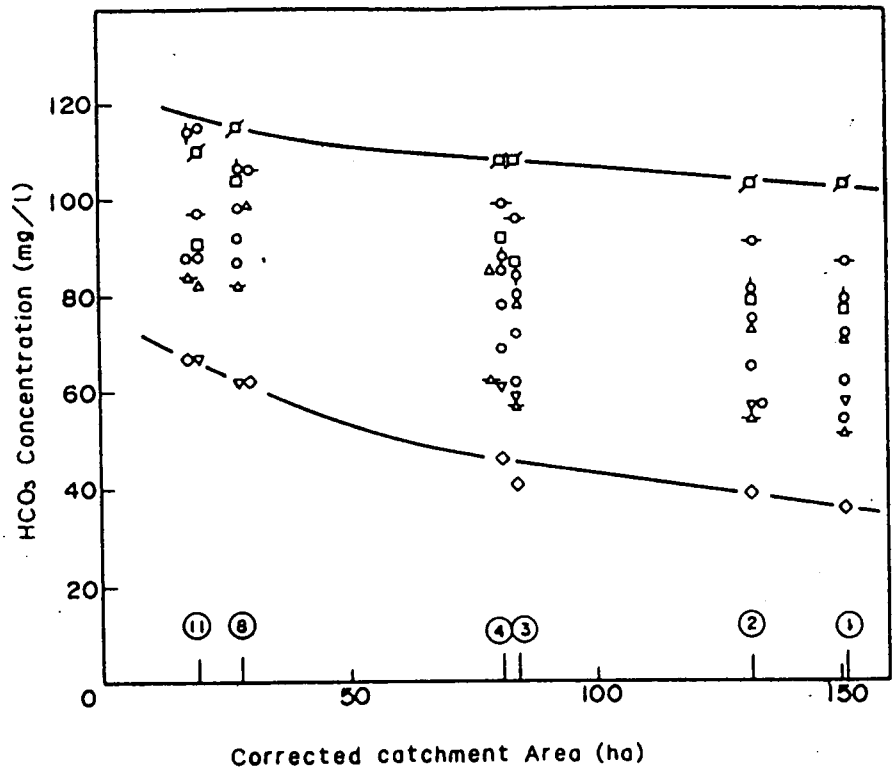
流出水のイオン濃度を分析した結果を、流域に対応させて図－3.16及び図－3.17にまとめた。流域については補正流域を用いた。これらの図は、隣接開発地に近い沢から初田川流末へと流下する流れに沿って表したものである。図中の①～⑪は、図－3.6 中に示した採水地点での受け持つ流域を示す。図－3.16は Cl^-濃度を示すが、下流に至るほど対象地域が拡大し、濃度は一定範囲に収束する。また、排水時期による変動幅も小さく、変動幅は5～10 mg/l程度である。表－3.4 に水抜きボーリングにて採水した水質検査結果を示すが、Cl^- 濃度は花崗岩及び神戸層群からの流出により採水した水と同一濃度であることを示している。

図－3.17は、HCO_3^- 濃度と対象流域の関係を示すが、流下するに従って濃度が低下していく傾向が顕著である。また、図－3.18は採水地点②における流出流量と HCO_3^-濃度の関係を示したものである。これらの図により、排水流量が基底流量に近い程 HCO_3^-濃度は高くなる傾向があると言える。また、表－3.3 より基底流量のときの HCO_3^-濃度には花崗岩からの流出水の影響が現れており、基底流量を上回る流量はすべて神戸層群からの流出水と推定され、このためHCO_3^- 濃度を下げているものと思われる。ここで、神戸層群からの流出水は隣接造成地の滞留水を起源としているのでHCO_3^- 濃度が高くなく、表－3.3 のNo.3, No.7の水質とは必ずしも一致するものではない。

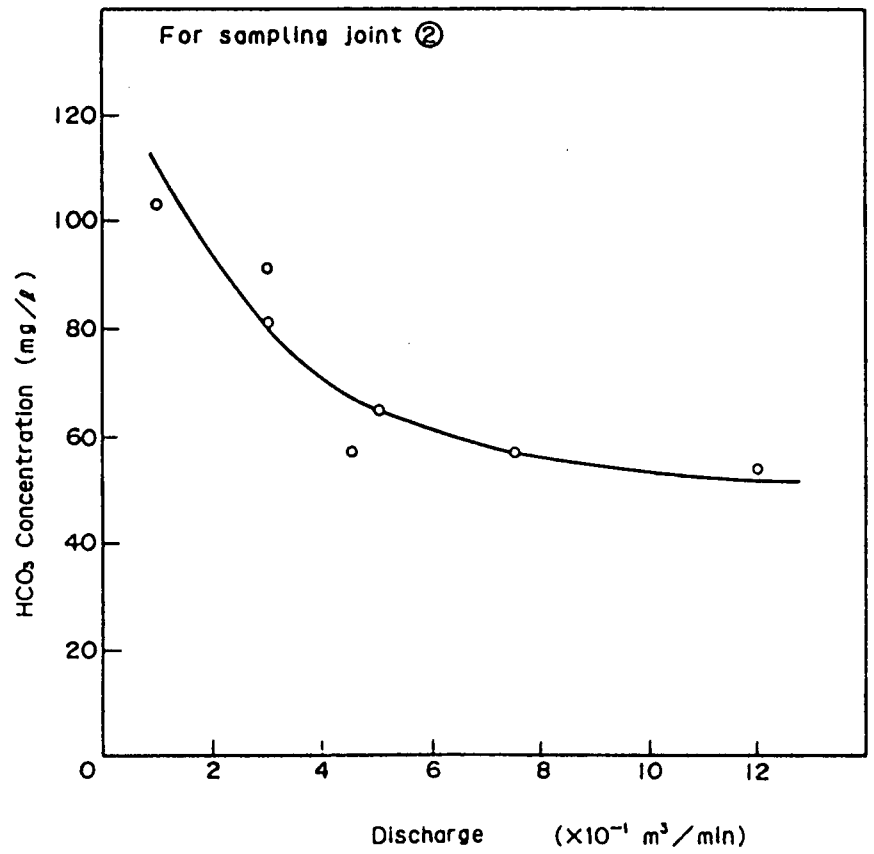
以上より、基底流量は花崗岩から流出し、一時的に一定流量となる流出は、神戸層群並びに表土層からの流出と判断される。[5)]



図－3.16 Cl 濃度の流下による変化



図－3.17 HCO_3濃度の流下による変化



図－3.18 HCO_3濃度と流出流量の関係(採水地点②)

表－3.3 水抜きボーリングによる水質試験結果

水抜きボーリング	No.1	No.8	No.3	No.7
採水対象地質	花崗岩	花崗岩	神戸層群	神戸層群
			礫岩層	礫岩層
水素イオン濃度 pH	8.8	9.3	8.0	7.4
化学的酸素要求量 COD mg/l	1.2	9.9	0.6	0.9
鉄 Fe^{2+} mg/l	0.05未満	5.8	0.05未満	0.11
蒸発残留物 mg/l	220	450	220	272
塩素イオン Cl^- mg/l	13	12	14	18
硫酸イオン SO_4^{2-} mg/l	10	40	38	27
HCO_3^- mg/l	170	100	160	180
ナトリウム Na^+ mg/l	83	85	52	21
カリウム K^+ mg/l	0.35	1.4	1.6	1.3
カルシウム Ca^{2+} mg/l	1.8	4.1	25	53
マグネシウム Mg^{2+} mg/l	0.08	0.61	1.2	6.8
イオウ S mg/l	0.4未満	0.4未満	0.4未満	0.4未満
フッ素 F^- mg/l	0.2	0.4	0.1未満	0.1未満

注）ボーリングNo.は第５章の図－5.4に示したもの
神戸層群は礫岩層の地下水を対象としたものである。

3.5.3 地下水流出モデル

地下水は3.5.2 で示したように、表面排水となる流域全体から均等に流出してくるものであると考えられるが、ここでは地下水流域としては、表面流域とは異なり、流域補正をして隣接開発地からの流入を含んだ検討をするものである。図－3.19(a) に地下水流出モデルの概念図を示すが、尾根を挟んで先行開発造成地と計画造成地が接し、流れ盤状に傾斜した透水性のよい層を介して両開発地間を地下水が移動すると考えるものである。先行開発地は地下排水対策が不十分で、地下水の函養源となっているものと考えられる。これを水理モデルに置き換えたのが図－3.19(b) である。透水性のよい層の上下には透水性の少し悪い層が覆っているが、完全な不透水層ではないので地下水はその層にも比較的容易に流入していくと考えられる。従ってこのモデルの特性としては、ダルシーの法則に従う面とタンクモデルのベルヌーイ

の定理に従う面の両方が考えられる。すなわち、流出量は透水性の層厚や透水係数のみが支配要因となるものではなく、タンクの貯留量と流出口の条件も支配要因となる。

タンクモデルを適用した時の流出量Qを求める。[6] 基本的にオリフィスからの流出と同じであるからタンクの水位と時間の関係はつぎのように得られる。

$$h = h_0 - 1/2(\eta a/A)\cdot g\cdot t^2 \qquad (3)$$

ここに、

h ： 任意の時間における水位

h_0： 初期水位

a ： 流出口の断面積

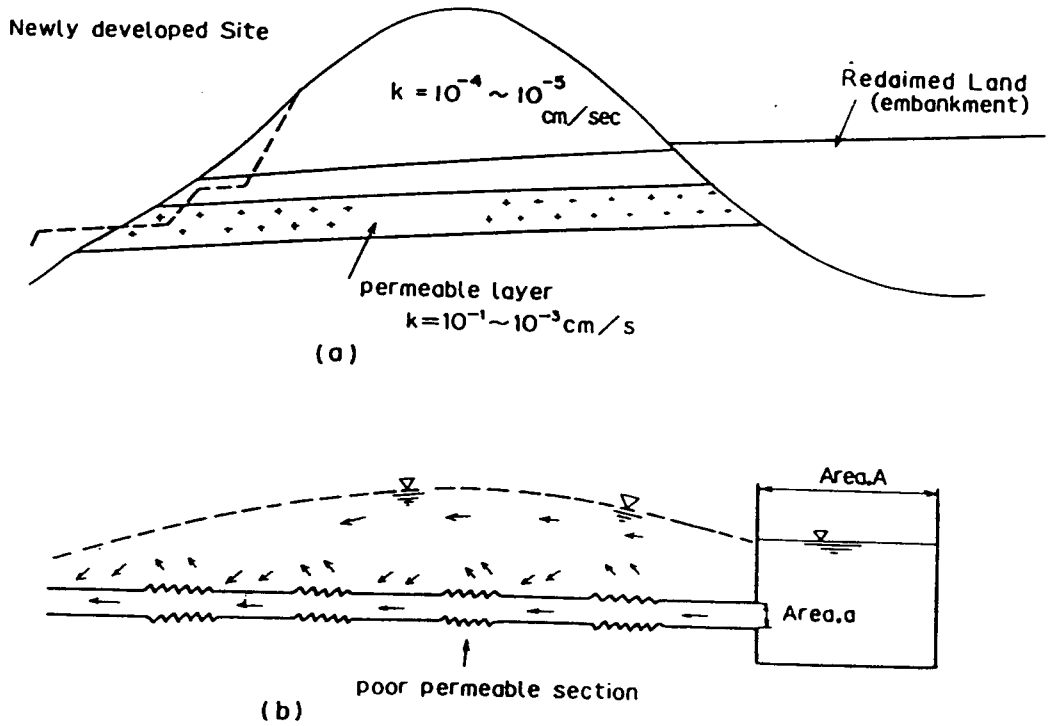
η ： 有効空隙率

A ： タンクの断面積 （一定と仮定）

一方、流量は次のように表される。

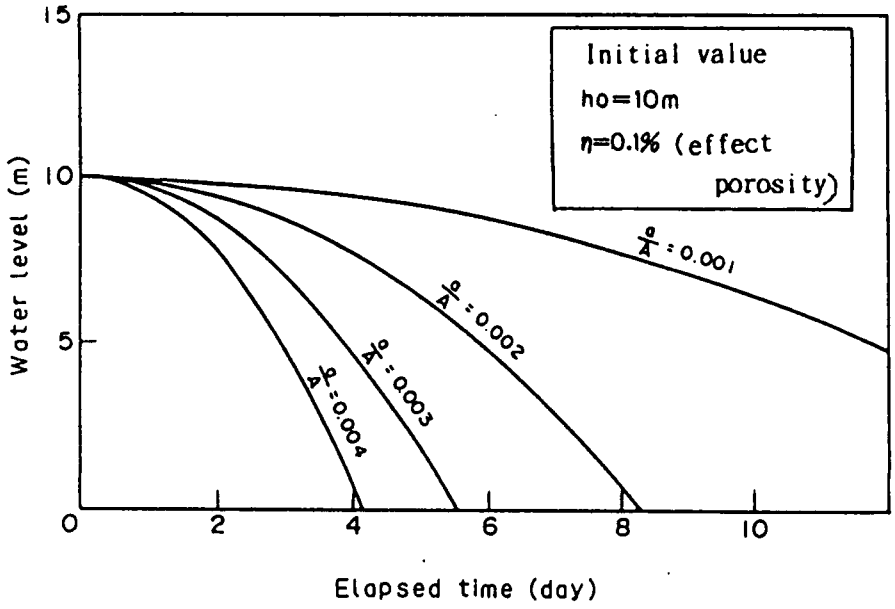
$$Q = \eta a\cdot V = \eta a\cdot(2gh)^{1/2}$$

$$= \eta a\ \{\ 2g\cdot(h_0 - 1/2(\eta a/A)^2\cdot g\cdot t^2)\ \}^{1/2} \qquad (4)$$



図－3.19 地下水流出モデルの概念図

図－3.20に a/A をパラメーターに(1)式の水位低下の進行を表現した。これは、流入がゼロとした時の最も単純な場合であるが、実際は降雨による流出があるのでもっと複雑なものとなる。ただし、タンクに降雨による流入があって、流入量がピークに達した後に無降雨期間に入った場合であれば、このように単純化した式でも水位変動、流出量をある程度正確に表現できると思われる。



図－3.20 隣接造成地内の地下水低下モデル図

当造成地の場合、隣接造成地が約50haであり、神戸層群の中の透水性の良い層厚が平均 2m、接する境界の長さが 500mとすると、a/A＝0.002となる。ただし、実際に水が移動できる断面積はη a であるからモデルの流出口の真の断面積としてはこの値を用いるべきである。隣接地において直接地下水などの調査を行うには種々問題があるので、詳細をつめていくことには限界があるが、流出量を想定して逆算により評価値を求めてみる。例えば、N－4地点の流出について見てみると、表－3.3 より平均流量は、Q=0.28 m^3/min (0.0046 m^3/sec)であり、流域は自然地形による場合 84.8 ha、流域補正をした場合 132.5 ha となり、その差分は 52.7 haで流域補正後の値に対し、

40% となる。これより、流域補正域からの流出量は、0.112 m^3/min（＝0.002 m^3/sec）と推定される。これらの値を式(4) に代入すると、

$$\eta h^{1/2} = Q / a (2g)^{1/2} = 0.002/1000(2\times9.8)^{1/2} = 4.5\times10^{-7}$$

ここで、h＝10m を仮定して代入すると、$\eta = 1.43\times10^{-7}$と得られる。なお、有効間隙率は概念的には透水係数に近いものと考えられるが、今後さらにデータを集め検証する必要があると思われる。

3.6 切取斜面安定の考察

3.6.1 地下流出水による影響

地下流出水が斜面の安定に与える影響は、地下水位の上昇による有効応力の減少と、すべり面となり得る粘土化層の強度低下の２つに大きく分けられる。[7)9)] 前者の地下水位の上昇は、程度の差はあるが降雨毎に発生するもので繰返し生じる現象である。後者の強度低下は進行こそすれ、逆行は地下水供給の遮断等の人的対策を取らない限りあり得ないものである。したがって、そのまま放置すれば確実に強度の低下をもたらし、降雨の度に地下水位の上昇があって、ついにすべり崩壊が引き起こされると想定される。[8)]

ここでは、せん断強度の低下について検討を加えてみたい。強度低下について要因別に次のような関係が考えられる。

$$c(t) = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot c$$

ここに、$c(t)$ ：任意時点でのせん断強度

c ：すべり面となる層の切取以前のせん断強度

μ_1 ：応力解放並びに過圧密効果の喪失による強度低下の補正係数

μ_2 ：風化の進行による強度低下の補正係数

μ_3 ：すべり面の形成による平均強度の低下の補正係数

これらμ_1、μ_2、μ_3 の影響要因はそれぞれ異なったメカニズムとプロセスをもっているものと考えられる。過圧密効果の補正係数μ_1 は粘土層が応力解放を受け弾性的膨張と吸水膨潤することにより過圧密状態から正規圧密状態に移行することを指すが、せん断試験により求めることが可能であり、また、ピーク強度に対する完全軟化強度で代用することも可能と考えられる。値としては、μ_1＝0.6～0.8 を取るものと推定される。

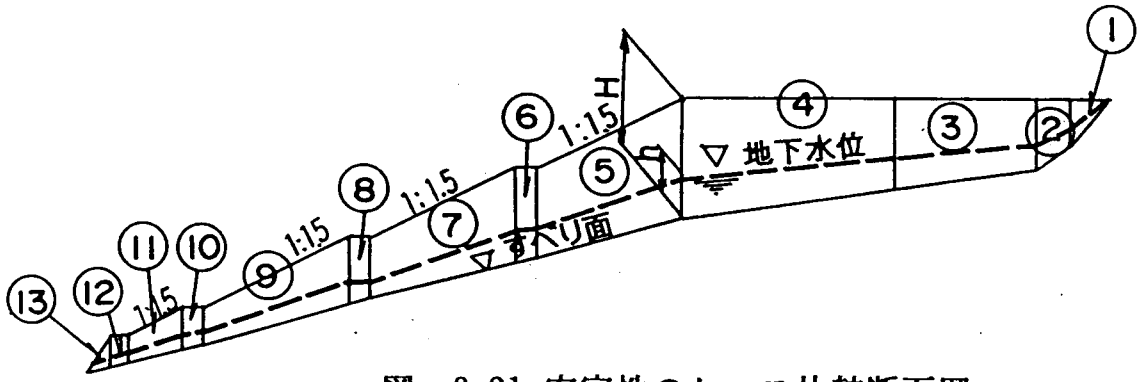
風化の進行による補正係数 μ_2は、岩石の変質や細粒化による力学的特性の変化を表現するもので、その場合にあって化学反応の風化プロセスを経るものと、岩石の物理的風化によるものの２つが考えられる。これを時間ファクターの中で定量的に把握することは、現在のところ十分には解明されていない。しかし、値としてはμ_2＝0.7～1.0 の範囲にとどまるものと推定される。

最後に、すべり面の形成による補正係数μ_3 であるが、現象的にはすべり面ができる過程で、すべり面となる層において細粒化と土粒子の再配列が生じる。また、同時に周囲の水分を吸収し、この層には高含水比の粘土が多く生じる。この補正係数を求めることは、そもそも現在すべり面層があるかどうか、あればどれ程の連続性と幅をもっているかなどを把握した上でなければ解決の目途が立たない。現時点では概念的な値と言わざるを得ない。

3.6.2 切取斜面の安定解析

隣接開発地からの地下水の流入水がある場合の切取斜面の安定を以下に検討する。前節で述べたように影響要因として、地下水位の上昇と強度の低下の２つの要因があることが推定され、これらを変化させることによって斜面の安全率のケース比較を行うものとした。検討断面を図－3.21に示す。地下水位を、すべり面に対し計画地表面まである場合を１(full)(h/H=1) として、その 2/3 (h/H=2/3), 1/3 (h/H=1/3) 及び全くない場合(h=0) の４つのケースについて安定解析を行った(H : 推定すべり面から上部の土層厚さ、h :

推定すべり面から上部の地下水位の高さ 図－3.21参照)。

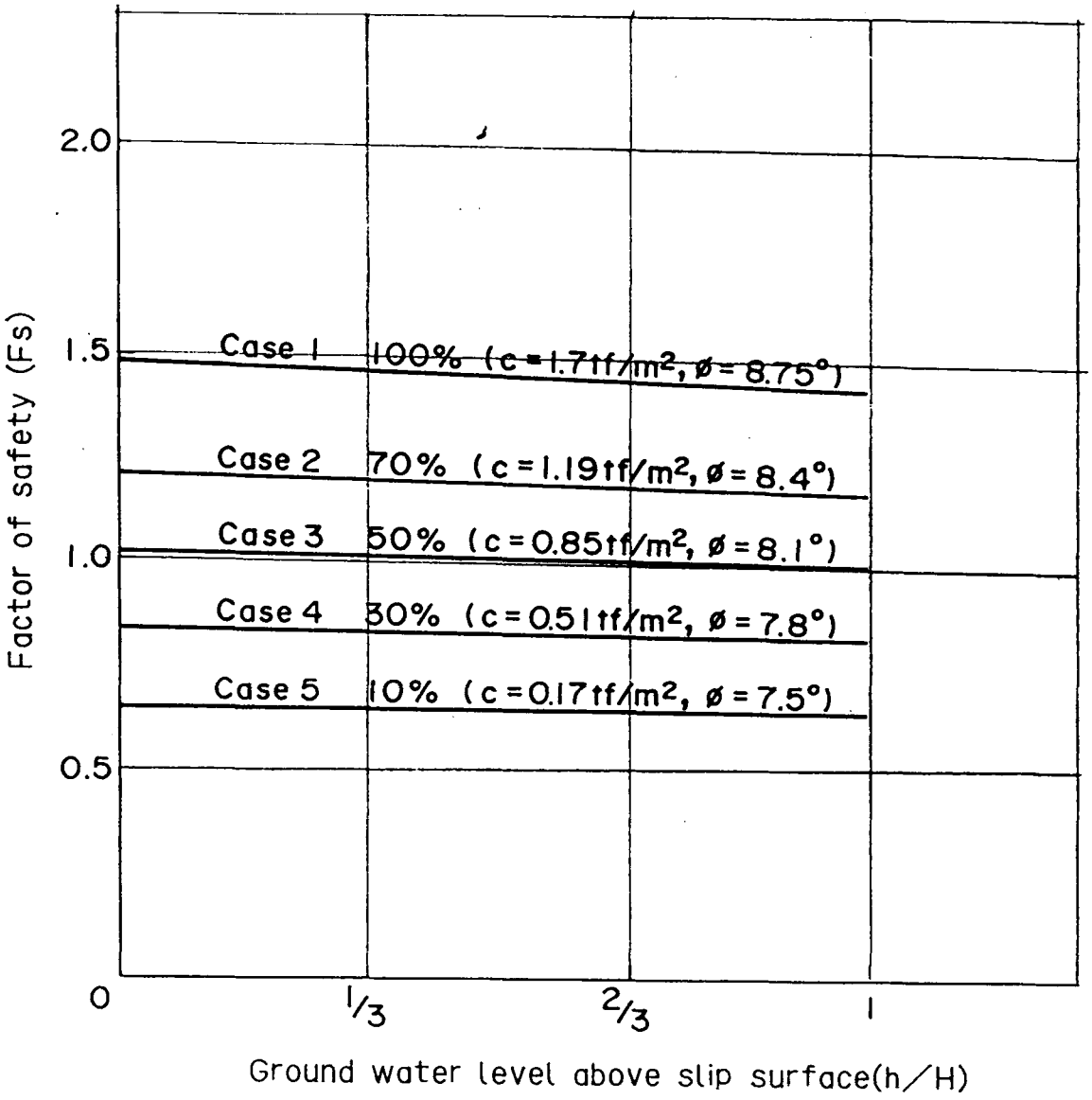


図－3.21 安定性のケース比較断面図
(図－2.10における②～②断面)

一方、せん断強度のケース設定については、第２章にて行った地山のトレンチ調査から採取したすべり面と同じ凝灰岩質粘土を用いて、一面せん断試験を実施した結果、せん断強度として、$c=1.7tf/cm^2$, $\phi=8.75°$の値を得ている。これを初期強度とし、せん断強度のうち粘着力の低下率のパラメーターを 10% ($\lambda=0.1$), 30% ($\lambda=0.3$), 50% ($\lambda=0.5$), 70% ($\lambda=0.7$) とし、内部摩擦角ϕについては、初期値を8.75° とし残留強度となる値を第２章のすべり面から得られた7.5°とする。この値との中間値を各ケースにおける設定値に採用する。この低下率に設定したすべり面のせん断強度に基づく安定解析を行った。なお、この中でλはすべり面のせん断強度をピーク強度にて割った値を表す。($\lambda=c/c_p$)

ただし、このせん断強度は一面せん断試験のせん断速度(v＝0.5 mm/min)などからみて非排水条件に近いものとなり、得られた強度は全応力を示していると判断できる。したがってここでの安定解析は全応力表示に対するものとする。したがって、すべり面に対する水圧は考慮せず、計算に用いる単位体積重量は地下水位以下では飽和条件とし、地下水以上では不飽和条件とする。また、せん断強度の低下率(λ)に対応するすべり面強度の設定では、内部摩擦角ϕを第２章にて行った試験斜面におけるすべり面の粘土化層の内部

摩擦角が$\phi=7.5°$であったことから、最も低下したケースにおいてこの値を限界値とし、ϕを7.5°～8.75° の間において均等比例させ各ケースの値とした。粘着力cはc＝1.7 tf/cm²～0 tf/cm²の間にて単純比例させた値とした。



図－3.22 安定性のケース比較の関係図

このような条件設定として地下水位、c、ϕを表－3.5 のように仮定しケーススタディを行うものとする。

表－3.4 安定性検討のケース比較要素

せん断強度 / 地下水位率 h/H	粘土のピーク強度に対する低下割合(λ)				
	Case 1 λ=100%	Case 2 λ=70%	Case 3 λ=50%	Case 4 λ=30%	Case 5 λ=10%
1) h/H= 0	c = 1.7	c =1.19	c =0.85	c =0.51	c =0.17
2) h/H= 1/3	(tf/m²)	(〃)	(〃)	(〃)	(〃)
3) h/H= 2/3	φ =8.75°	φ =8.4°	φ =8.1°	φ =7.8°	φ =7.5°
4) h/H= 1					

各ケースの結果を図－3.22に示す。安全率の算出には下記に示した式を用いた。

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi + \Sigma c L}{\Sigma T}$$

ここに、 Fs ： 常時安全率

N ： すべり面に対する垂直力 (tf/m²)

T ： すべり面に対するせん断力 (tf/m²)

c ： すべり面の粘着力 (tf/m²)

φ ： すべり面の内部摩擦角 (度)

L ： すべり面の長さ (m)

図－3.22の結果から判断すると、安全率 Fs=1.00となるすべり面のせん断強度は表－3.5 のようになる。

表－3.5 Fs=1.00 となるすべり面のせん断強度

すべり面からの水位(h/H)	内部摩擦角 φ	粘着力 c
1) 水位なし (h=0)	8.06°	0.804 tf/m²
2) 最高水位の1/3 (h/H=1/3)	8.08°	0.829 〃
3) 最高水位の2/3 (h/H=2/3)	8.10°	0.850 〃
4) 最高水位 (h/H=1)	8.13°	0.880 〃

このケーススタディから下記のことが判断される。

① 地下水位比率(h/H) と安全率(Fs)との関係においては、ほぼ一定の比例関係になる。　$Fs = \alpha \cdot (h/H)$　α: 比例係数

② 一面せん断試験にて求められたピーク強度に対してすべり面が形成される時点(Fs=1.00)となるせん断強度の低下割合(λ:すべり面係数)については、λ =47～52%の範囲になる。(c_p=1.7 tf/m², ϕ_p=8.75°)

③ Fs=1.00となるすべり面のせん断強度として、地下水位との関係はあるが、c =0.804～0.880 tf/m², ϕ = 8.06°～8.13° の範囲の値となる。図－3.22より、強度低下率が約50%に至ったときには、安全率Fs=1.0を下回る可能性があるという結果になった。強度低下率 50%という値は、たとえばμ_1=0.7, μ_2=0.7と仮定したとき$\mu_1 \times \mu_2 \fallingdotseq 0.5$ となり、非常に低い率であると考えられる。なお、試験切取斜面で得られた残留強度のピーク強度に対する強度低下率は約47%である。

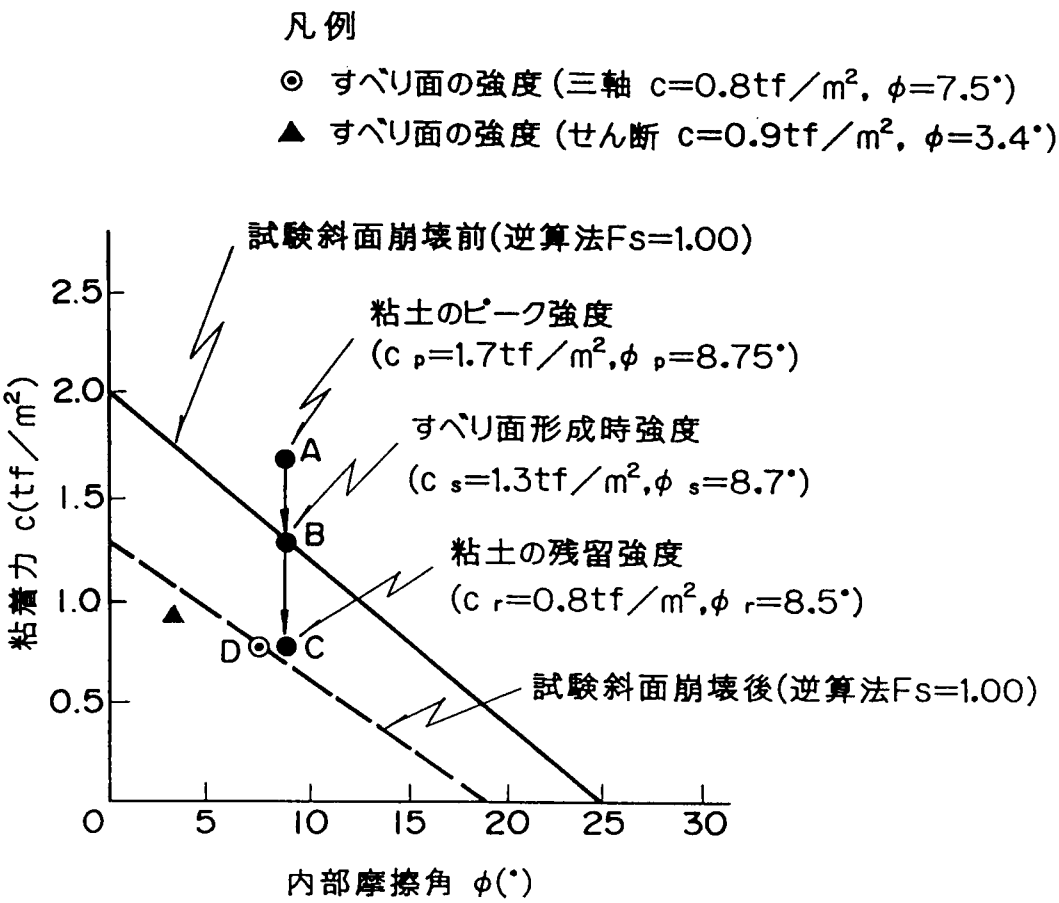
3.6.3 考　察

3.6.2 にて検討した事前の安定性の予測と、今回行った第２章における試験斜面の崩壊実験から得られた強度の関係について下記の手順で検討した。

1）すべり面に形成される粘土のせん断強度は、下記に示す凝灰岩層中の粘土化層の強度をピーク強度として考える。

せん断強度(全応力)　$c=1.7\ tf/m^2$,　$\phi=8.75°$

2）図－2.24に示した試験斜面の崩壊前後の逆解析から得た c ～ φ 関係と、3.6.2 にて行った各ケースのすべり面せん断強度を対比すると、図－3.23のような関係が見出せる。



図－3.23 逆算法 c ～ φ 関係と粘土の強度低下
及びすべり面の強度との関係図

この結果から分かるように、切取斜面の試験施工から逆算法にて求めた崩壊前後のｃ～φ関係線に対し、粘土化層のせん断強度（ピーク強度）は、図中に示したＡの位置になり、この逆算法によるｃ～φ関係線よりは高い値となる。

一方、この粘土化層のせん断試験結果から求めた残留強度は、ｃ＝0.8 tf/m^2, φ＝8.5°であり、図－3.23に示したＣの位置になる。この位置は崩壊後の逆算法で求めたｃ～φ関係線上にほぼ一致することがわかる。即ち、崩壊後のすべり面はほぼ残留強度となることを表しているものと言えよう。

また、すべり面より採取した試料による三軸圧縮試験から得られた強度として第２章のケース②にて採用した値は、ｃ＝0.8 tf/m^2, φ＝7.5° である。これは図－3.23に示すＤの位置にあり、試験斜面崩壊後においておける安定解析の逆算したｃ～φ関係線上にほぼ一致している。また、上記の残留強度の位置（図中Ｃの位置）ともほぼ近い値となっている。

これらの関係からすべり面が形成された時点での強度は、ピーク強度から残留強度へ変化する中間値で、すべりが発生する前の逆算法で求めたｃ～φ関係線と交差する位置（図中Ｂ地点）になることが推察される。この値は図中より、ｃ＝1.3 tf/m^2, φ＝8.7° となり、この状態はいわゆる粘土の完全軟化状態となった強度であると考えられる。

この結果から、ピーク強度に対する強度の低下率は下記のとおりとなる。

1. 残留強度の低下率

$$\lambda_A = c_r / c_p = 0.47 \quad (47\ \%)$$

2. すべり面形成時強度の低下率

$$\lambda_B = c_s / c_p = 0.76 \quad (76\ \%)$$

3.6.1にて示した応力解放及び過圧密効果の喪失による強度低下の補正係数μ_1は試験斜面の崩壊発生が短期間にて起こったことから、このすべり面形成時強度の低下率λ_Bとほぼ一致していると考えられる。したがって、今回の条件においては、$\mu_1 = \lambda_B = 0.76$ を得ることとなった。

3.7 要　約

ある開発を行う場合に、隣接する既成開発地の影響については、過去にさほど問題とされなかった。これは近接して住宅開発が波状的に行われることが、ごく最近のことであることが原因の１つである。一方、今までの知識と経験の範囲で対処できると考え、広い範囲に対し調査を拡大することに躊躇してきたことにもあると推察される。

ここでは、この隣接既成開発が新たな造成地の斜面の安定に深く関与していることを実証した。これにはきめ細かに実施した造成前における水文観測及び工事中における地下流出量観測の結果を利用し、隣接の既成開発地から地下水の供給という現象を考察した。ある地域の地下水が他の地域へ流出するためには、透水性の層が他の地域に対して、流れ盤となって介在することが必要であるが、水理的現象はダルシー則とタンクモデルの中間的なものと考えられる。[10)]　隣接する先行開発地域内において、ボーリング調査を行い地下水の状態、変動状況及び水の流動方向を把握することによって、より地下水移動の理論的な確立をはかることが可能であると考えられる。

安定解析においては、この地下水の流入という問題が単なる流量の問題だけでなく、その水が潜在すべり面層の強度低下を引き起こし、すべりに対する安全率を低下させるということを示した。

参考文献

1) 尾崎叡司，木越正司，西　勝，吉田信之，岩崎哲雄 ： 既成住宅地に隣接した神戸層群の切取斜面の安定化に関する研究，神戸大学農学部研究報告，第20巻第2号，1993.

2) T.Noda, M.Nishi, E.Ozaki, S.Kigoshi, M.Ando : A Case Study on Restraining Works for Slope Failure or Landslide at Tertiary Area, Proc. of 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, pp.187～192, 1990.

3) 木越正司，吉岡龍馬，野田　耕，岩崎哲雄，伊藤正明 ： 裏六甲地区における地下水の流出に関する考察，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，pp.789～790, 1985.

4) 岩崎哲雄，野田　耕，田中　茂，片山邦康 ： ある水系の地下水調査のための一つの試み，第17回土質工学会研究発表会概要集， pp.1557～1560, 1982.

5) 田中　茂 ： 水工水理学，石原藤次郎編，丸善(株)，pp.280～286, 1972.

6) 永井荘七郎 ： 水理学，コロナ社，pp.118～122, 1984.

7) 渡　正亮，小橋澄治 ： 地すべり・斜面安定の予知と対策，山海堂，pp. 46～55, 1987.

8) 松尾新一郎，西田一彦，澤　孝平 ： 関西地方におけるローカルな土，土と基礎，pp.43～47, Vol.31, NO.1, 1983.

9) 青木　滋，中村三郎 ： 講座，土砂災害の予知と対策３，地すべり，土と基礎，Vol.31, No.4, pp.71～78, 1983.

10) 中山　康，島　通保 ： 講座，土砂災害の予知と対策３，地すべり(その２)，土と基礎， Vol.31, No.5, pp.75～82, 1983.

第４章　隣接既成開発地による切取斜面の安定への影響に関する研究

4.1 まえがき

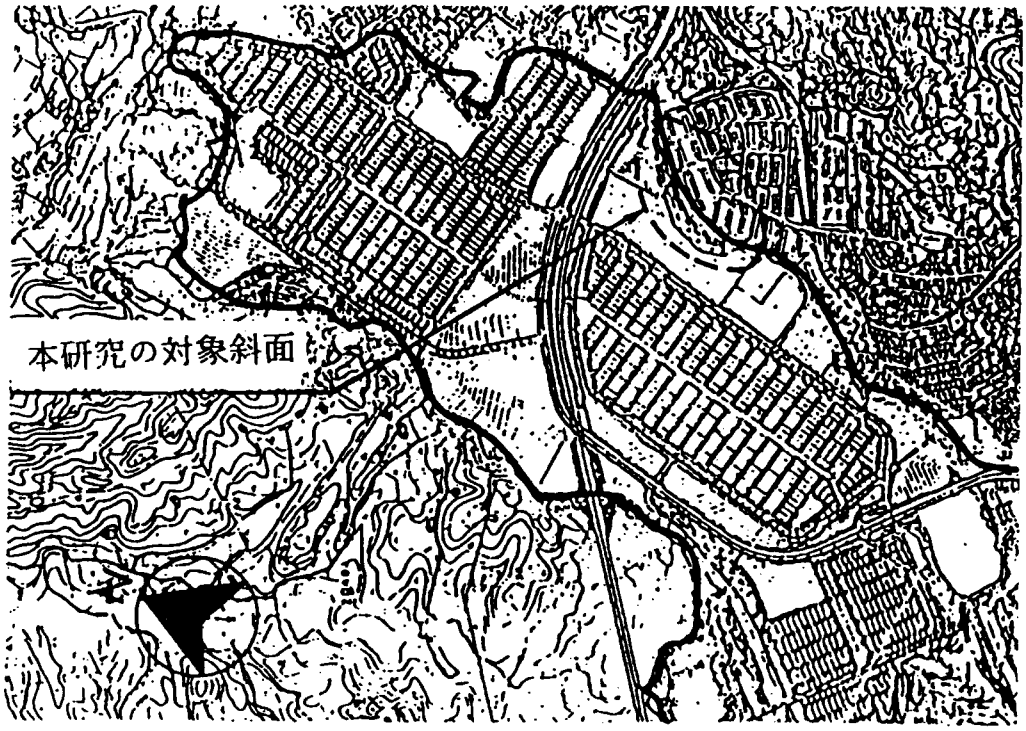
当研究は第２章の図－2.5 に示した造成計画地東側に隣接する既成住宅地③との境界部分において施工された切取斜面を対象としたものである。図－4.1 に当造成地の計画平面と切取斜面との位置関係を示す。この切取斜面を形成する区域は花崗岩が基盤をなし、第３紀層の神戸層群がその上に累層しており、断層破砕帯も多く存在している。当研究の対象である切取斜面を含め、造成区域の東側境界部延長約２㎞は、1963～1965年に造成が完了した既成住宅地に隣接している。開発による造成地の計画地盤はこの既成住宅地より約20～30ｍ低いため、計画地盤を作るためには、既成住宅地との境界付近より造成地側に切取りを施工する必要があった。したがって、開発地域と隣接する既成住宅地との境界付近で、数多くの切取斜面が開発地域側にできることになる。このため、住宅に近接した斜面を作ることになり、既成住宅地側への地盤の変動などの影響がないよう、万全の対策を講じる必要があった。

著者は、この住宅開発の造成工事にあたり切取斜面の安定化に関する事例研究を数多く行ってきた。[1] 本章の研究は第２章にて実施した切取斜面の試験施工で得られた知見をもとに、この一帯の境界付近に計画されている切取斜面のうち、最も既成住宅に接近した部分となる斜面において、安定化の検討を行ったものである。

切取斜面に対し流れ盤となる神戸層群の地層の内、特に凝灰岩層は風化が著しく促進されており、脆弱化した粘土化層がこの層中に散見された。また、事前の空中写真及び現地踏査の結果、フォトリニアメントがこの地域に集中しており(図－2.2)、 過去に地すべりを繰り返した形跡が所々に見受けられた。

地質、地下水などの調査及び動態観測を綿密に実施し、各地層の土質強度を把握することによって、常時及び地震時の斜面の安定性を検討した。将来

においても安定が得られる対策工としては、問題となる凝灰岩層を含めた泥岩より上部を除去し、良質土による置換工法及び抑止杭による工法を最終的に採用した。

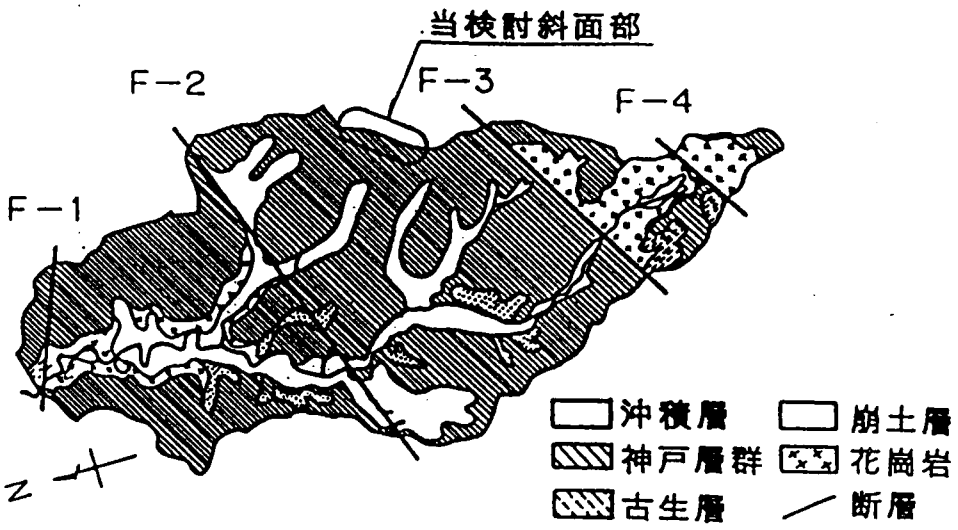


図－4.1 造成計画平面図

4.2 地形及び地質

4.2.1 造成地エリア全域

当造成地の位置は第1章の図－1.7 に示した地域であるのでここでは省略する。この開発計画地のうち、当研究の対象斜面は図－4.2 に示した流域範囲にあり、この流域の地質は同時に図－4.2 にて示す。この流域の中央を河川が縦断しており、南北に長い大きな谷を形成している。地層は神戸層群、古生層、花崗岩及び崩積土で構成されている。各地層の地質年代及び地質系統は表－1.6に示す。



図－4.2　地質平面図

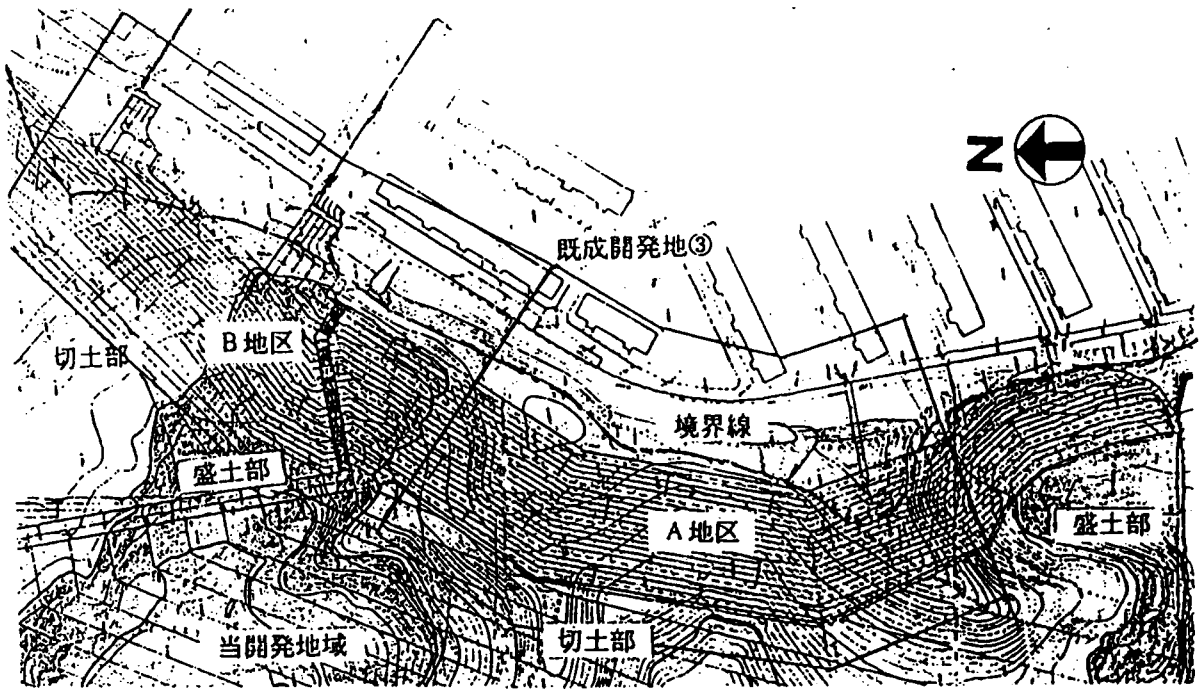
図－4.2 に示すように、F－3断層を境に地質構成が大きく変わる。F－3断層より北側でF－1断層までの間は、神戸層群に覆われており、その下位には花崗岩が分布している。当地域の神戸層群は固結、半固結の礫岩、砂岩、泥岩及び凝灰岩の互層から成り立っている。F－3断層より南側は一部に古生層が残るが、大部分は基盤岩である花崗岩が露出している。また、F－1断層は大きな断層であり、その北側は古生層が露出している。神戸層群の基盤となっている花崗岩は変成作用を受けており、比較的柔らかく地下水が豊富である。計画地中央部を流れる河川沿いの低地部は、層厚5m未満の沖積層であるが、場所によっては地下水が豊富で湿原を呈している。神戸層群は 8°前後のゆるい角度をもち、北西に傾斜している。当造成を行うにあたって、東側境界部分に切取斜面が生じるが、この切取斜面に対して神戸層群は流れ盤構造となる。

4.2.2 対象斜面部

本研究の対象となった切取斜面は図－4.2 に示す位置である。この開発地の東側にあたる地域一帯は、すでに集合住宅開発（1963年頃施工済み）が行われており、この既成住宅区域と今回の開発区域との境界線付近において、

図－4.3 に示すような斜面が造成される計画である。この図より既存住宅地に近接して、斜面の造成が行われる状況が分かる。

対象斜面の検討は、図－4.3 に示すＡ地区とＢ地区の２地区に分割して行うものとする。Ａ地区及びＢ地区の地質について以下に述べる。



図－4.3　対象斜面部の詳細及び検討範囲図

1）Ａ地区の地質

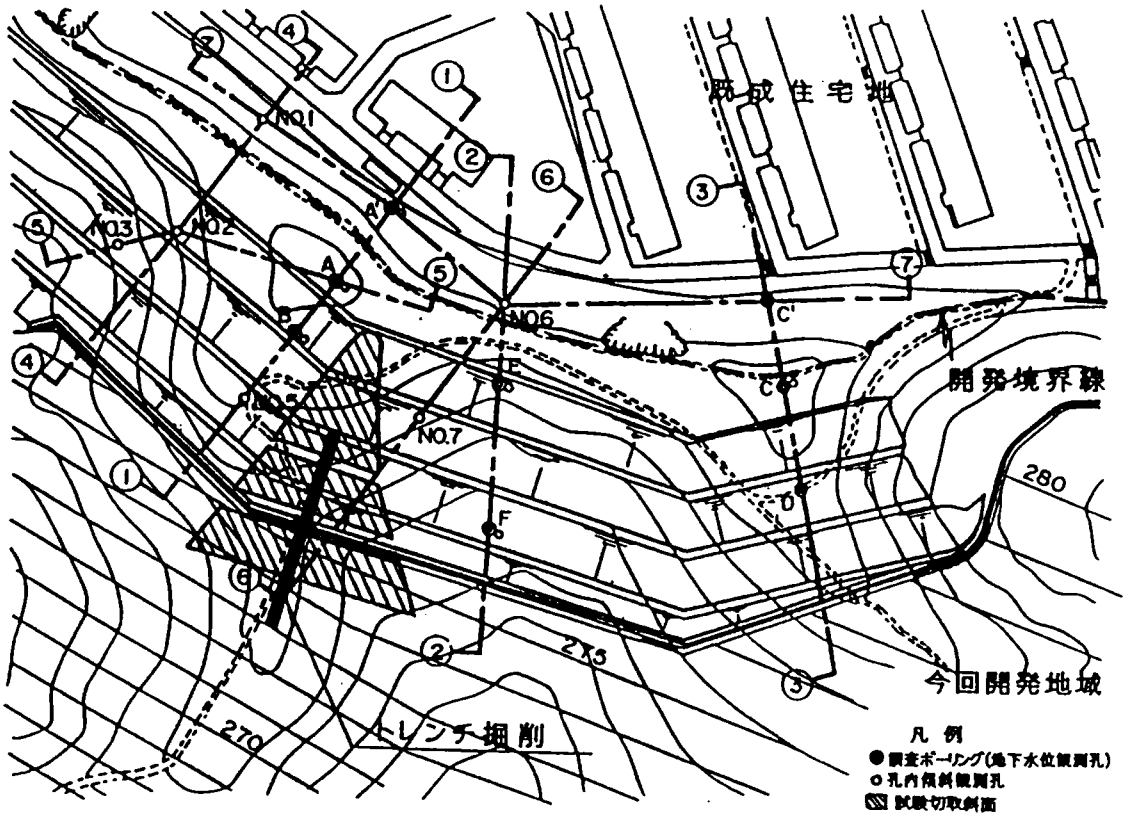
地質調査として図－4.4 に示すように、８箇所の地点でボーリング調査を行った（No.A～F、No.A'、No.C'）。これより図－4.5 に示すようなＡ地区の地質縦断面図が推定された。図によれば、崩積土及び崖錐（dt）の下位に、上位より神戸層群の礫岩（Kg）、凝灰岩(Kt)、砂岩(Ks_1)、泥岩(Km_1)、砂岩(Ks_2)、泥岩(Km_2)、砂岩(Ks_3）が堆積しており、さらにその下位には花崗岩が基盤を成している。各岩相の堆積状況を以下にまとめた。

崩積土及び崖錐中に含まれる岩塊の起源は神戸層群のものと考えられるが、規則正しい分布をしておらず、過去の崩壊によって堆積し風化を受けたものと考えられる。

礫岩は風化を激しく受けており砂礫状となっている部分も多いが、砂礫部

は貫入試験の結果では良く締っていると判断される。礫は直径2～50mm の角礫～円礫が主体であり、砂は中～粗砂が主体である。

凝灰岩は層厚が1.40m～9.05mで、風化が激しくかつ亀裂も多く、コアは礫状コアになるものが多い。また、脆弱化したものも多く、粘土化する部分もある。粘土化した部分は図－4.5 の地質縦断図に示すように、連続性を有しているものと推定される。



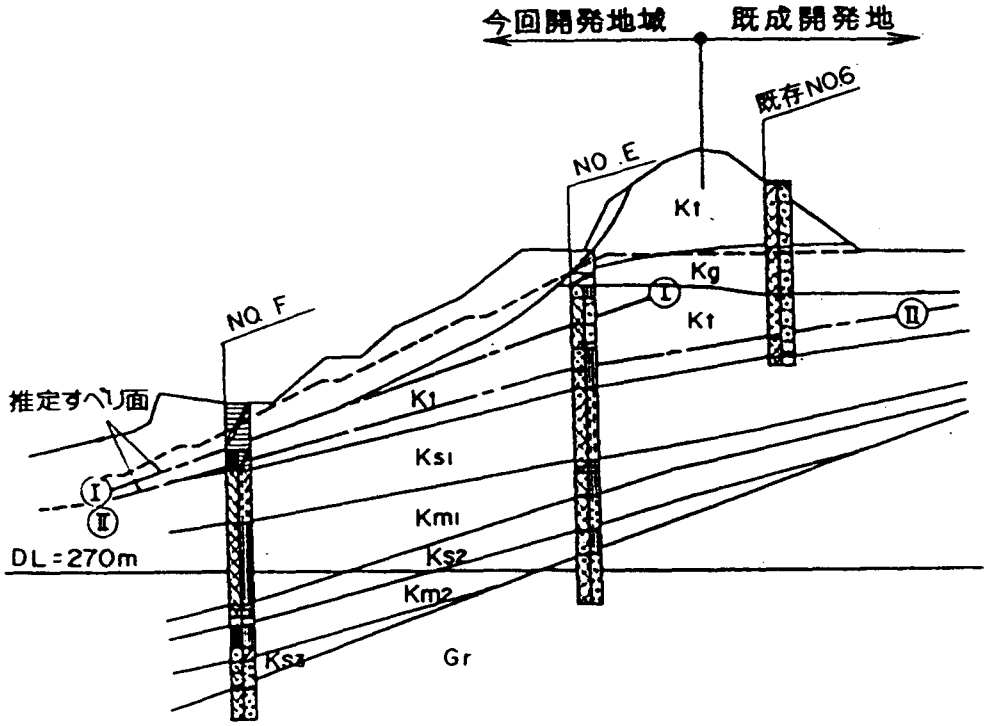
図－4.4 A地区の切取斜面計画及び調査位置平面図

砂岩は泥岩と互層をなし、泥岩を間に挟んで、３つの層(Ks_1, Ks_2, Ks_3) が認められる。風化は進んでいるものの、亀裂の少ない棒状コアとなるものが多い。砂岩は中～細砂が主体で軟質である。

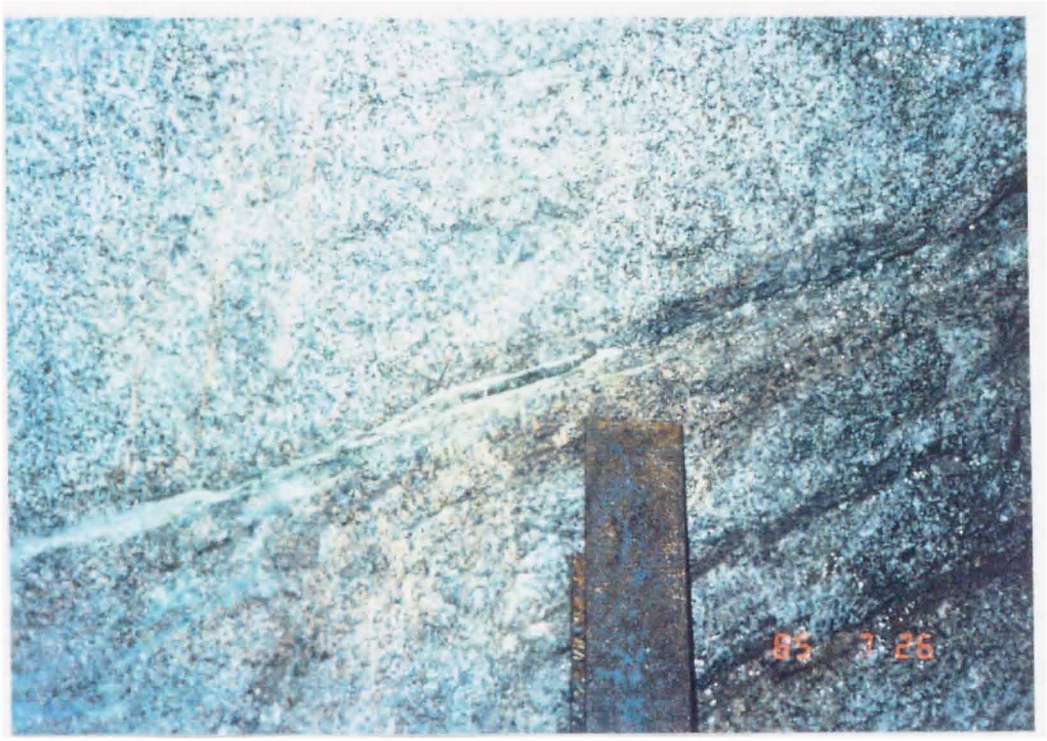
泥岩は層厚が2～3m程度で、コアは亀裂が多く風化は進行しているものの、棒状コアでかなり硬い。泥岩の粒子は神戸層群の中では比較的粗いものである。層中には有機物が混入し黒色を呈する部分もあって脆弱化しているが、その連続性は認められない。

花崗岩は風化を受けており、亀裂が多く全般的に軟質化している。花崗岩

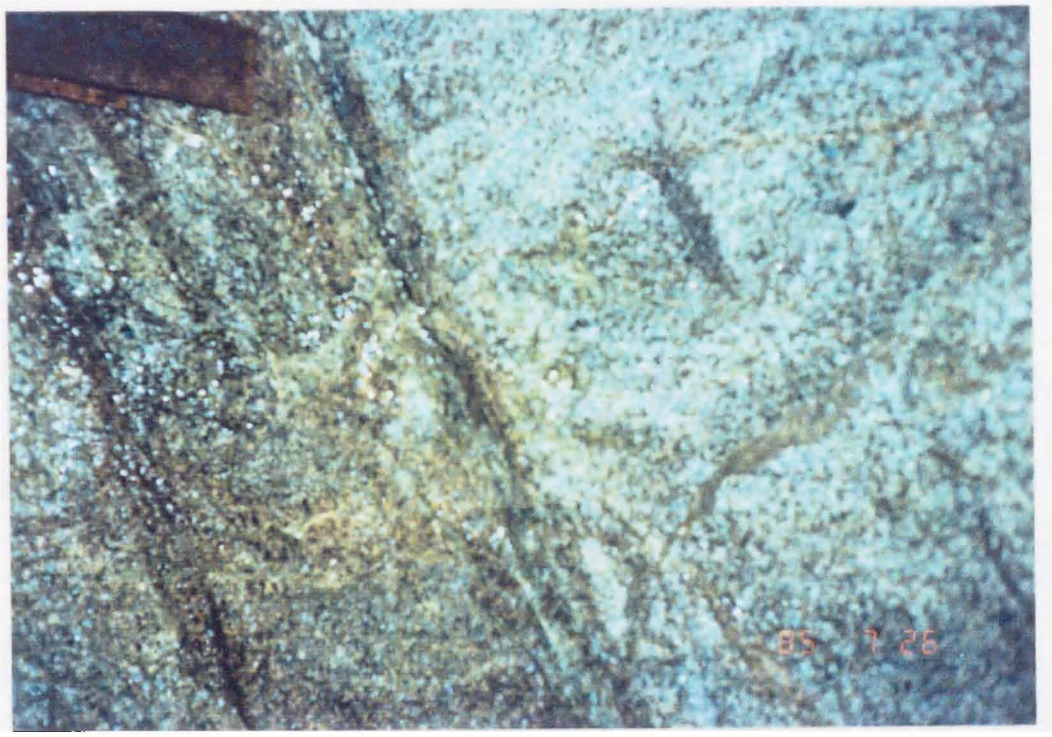
はEL.280m以下の標高に分布し、神戸層群と同じように北西方向に傾斜している。この花崗岩の層中には亀裂が多く、地下水が被圧を受けていることが当地域の下水道トンネル工事の掘削断面にて確認されている（写真－4.1 及び4.2 参照）。



図－4.5 A地区の代表地質断面図（②～②）



写真－4.1 当地域の下水道トンネル工事
掘削断面における花崗岩の露出状況

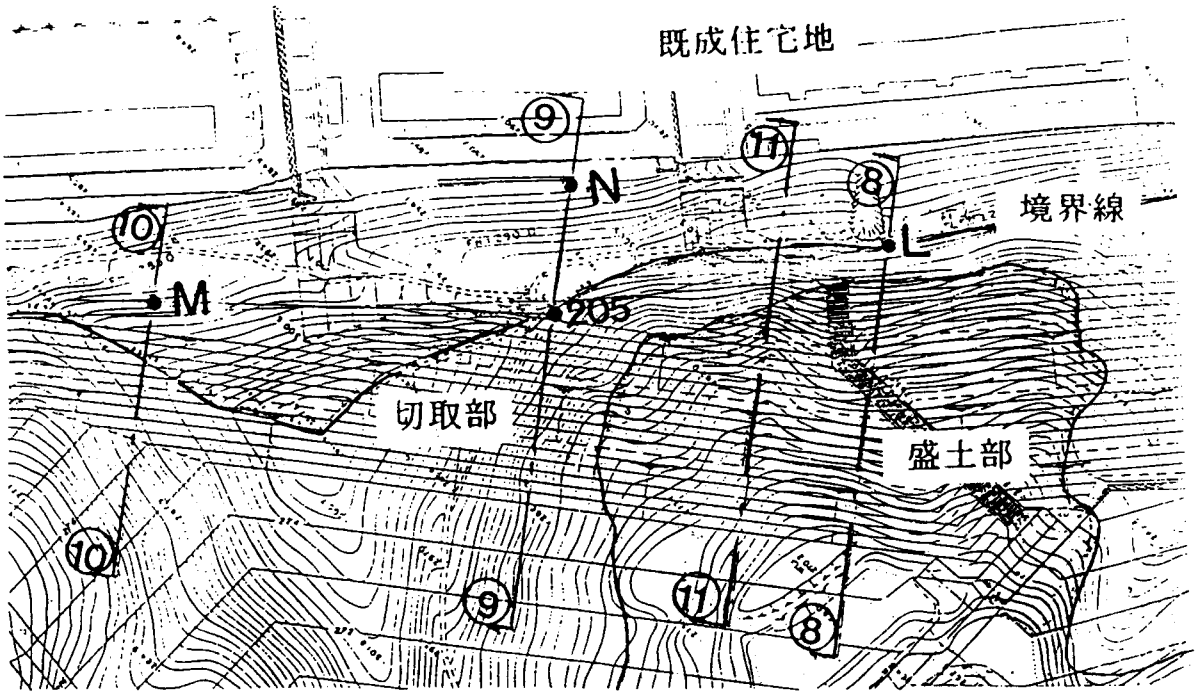


写真－4.2 同上
亀裂からの湧水状況

2）B地区の地質

地質調査として、図－4.6 に示すように4本のボーリング調査を行った(No.L, No.M, No.N, No.205)。これより図－4.7 に示すようなB地区の地質縦断面図が推定される。図によれば、A地区と同様に、崩積土及び崖錐層(dt）の下位に、上位より神戸層群の礫岩、凝灰岩、砂岩及び泥岩が堆積している。また、その下位にはA地区と同様に、花崗岩が基盤をなしている。

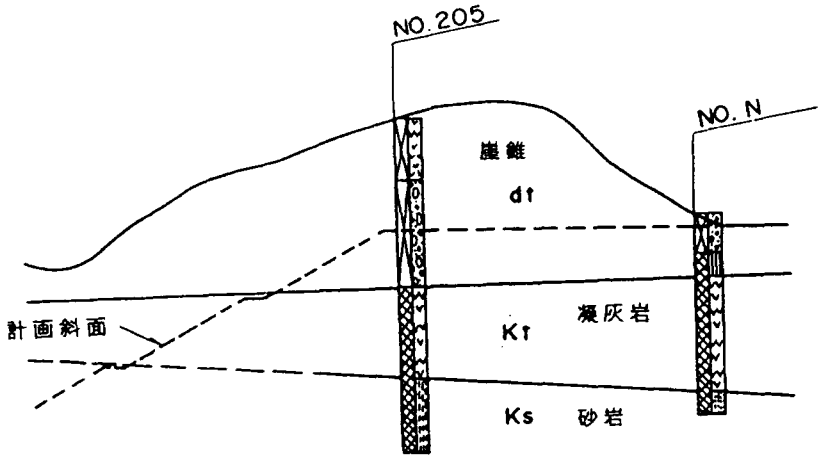
崩積土及び崖錐の層厚は場所により異なるが、分布高さは、 EL.286～289mでほぼ水平な堆積面を示している。砂礫が主体で、No.205地点では部分的に、泥岩の上位に5mの層厚で凝灰岩による崖錐が見られるが、砂礫は古世層の頁岩起源のものが多く、円礫で直径10～30mmのものが多い。砂は細粒のものが主体であるが、No.205地点では、部分的に凝灰岩がシルト状に風化し、No.L地点では崖錐層下位に粘性土が混入している。 No.205 地点の上位（GL-2.2mまで）にある凝灰岩塊の崖錐(Kt)は破砕された礫が大部分で砂分は少ない。



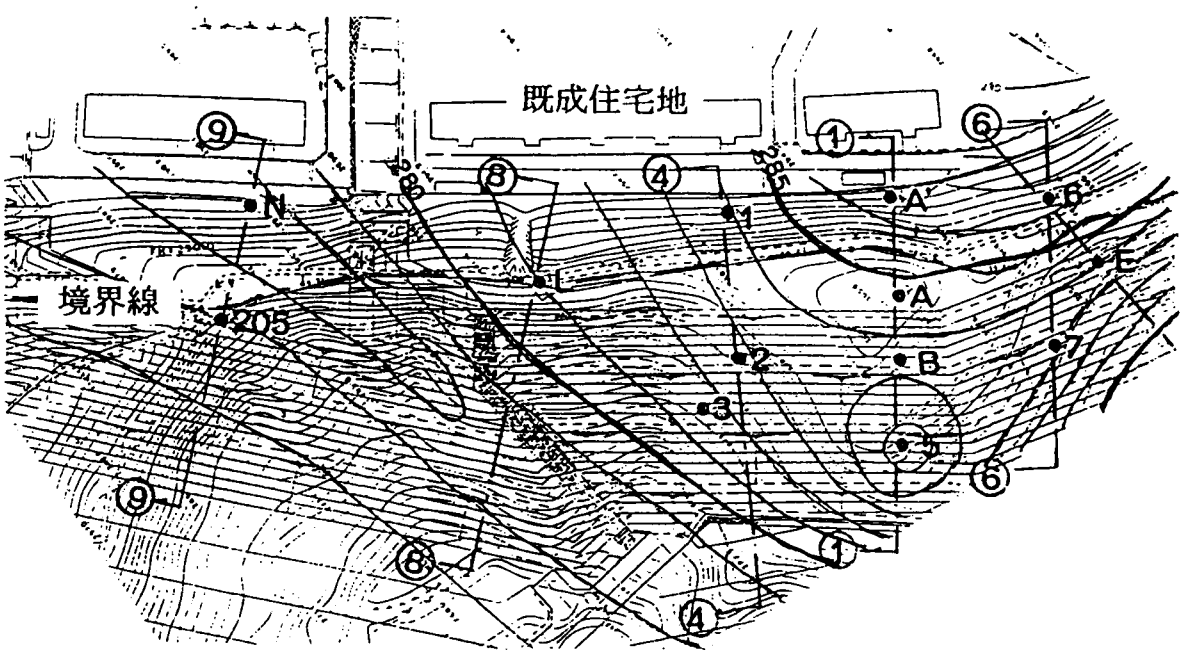
図－4.6 B地区の斜面計画及び調査位置平面図

神戸層群の層序はNo.L, No.N, No.205の各地点では一致しており、上位より凝灰岩(Kt), 砂岩(Ks_2), 泥岩(Km_3)となっている。一方、No.M地点では上位より礫岩(Kg), 泥岩(Km_1), 砂岩(Ks_1), 泥岩(Km_2), 砂岩(Ks_2), 泥岩(Km_3)と細かく変化しており、このうち砂岩(Ks_2)と泥岩(Km_3)とは、No.L, No.N, No.205地点に分布するものと同一層であると推定される。凝灰岩はNo.L, No.N, No.205地点に分布が認められ、No.M 地点では認められなかった。標準貫入試験においても、No.M地点では深度が大きくなるにしたがってN値も増加するが、No.L, No.205地点では全般にN値が低く、また深度とは無関係に変化している。

以上のことからNO.M地点は他の3地点とは異なる地質構成であり、No.L, No.N, No.205地点は南側に位置するA地区の地質に類似している。特にA地区とB地区では、凝灰岩は連続した状態にある。図－4.8 にこの凝灰岩の下面となる等高線をA地区と関連づけて示す。No.Mの断面となる⑨断面と、No.N 及びNo.205断面となる⑩断面との間において、地層の変化があり⑨断面よりA地点側の崖錐及び凝灰岩層において、ルーズで軟弱な地層を形成している。また、このB地区では一部薄い盛土厚さをもつ盛土斜面が造成されることになるが、盛土の安定性の確保が懸念される。



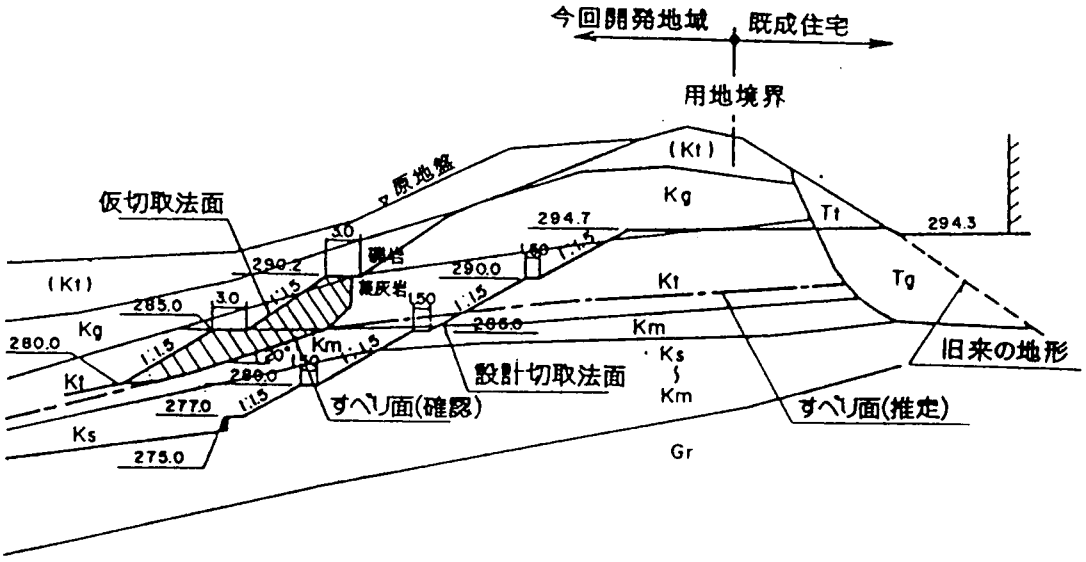
図－4.7 B地区の代表地質断面図（⑨～⑨）



図－4.8 B地区凝灰岩下面の等高線図

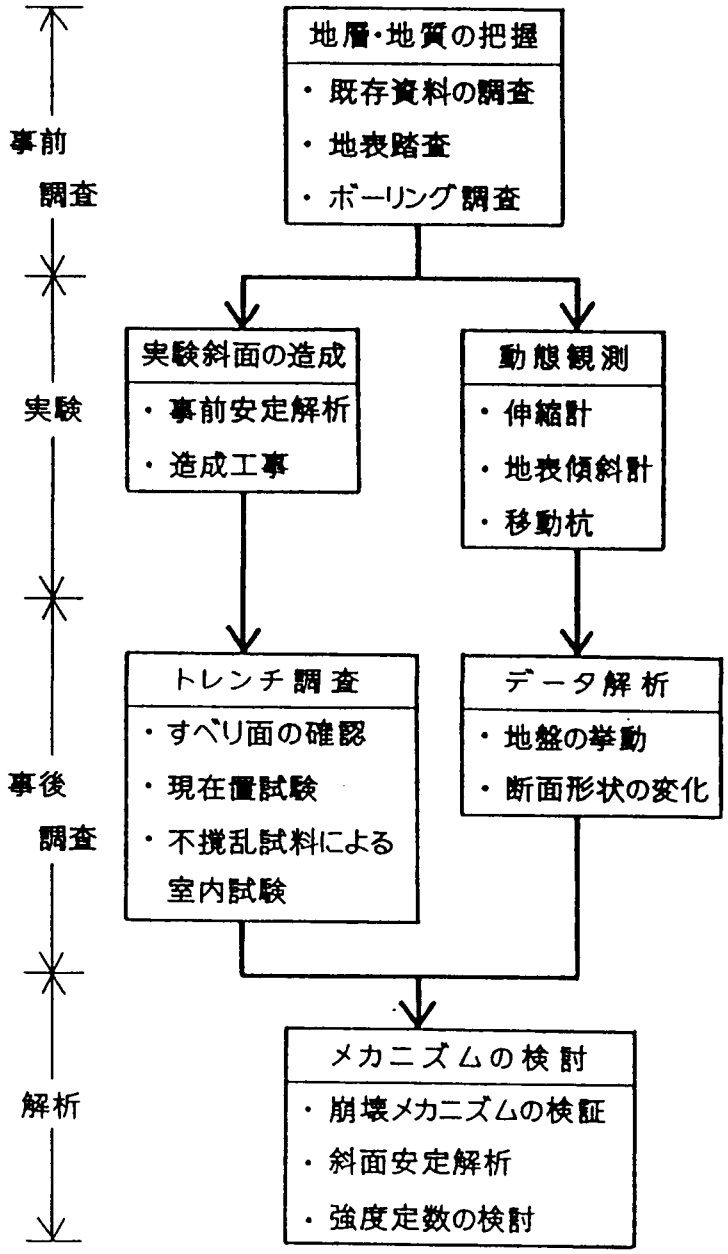
4.3 切取斜面の試験施工調査

計画の切取斜面を施工するにあたって、斜面の安定を事前に検討するため試験施工をA地区で行った。この試験施工は、最終的な切取斜面において潜在すべり面の調査確認を行うことを主目的としている。したがって、地質的に潜在すべり面を取り込んだ位置において試験施工を実施する必要がある。そこで、試験施工の平面上の位置は、図－4.4 の斜線部とし断面上図－4.9 に示した位置に決定した。試験施工斜面は崩壊させることを前提としたもので、すべり面の状況を把握し、開発地域全体の安定性の検討に活用するもの



図－4.9 切取試験施工断面図

である。調査及び安定性検討のフローを図－4.10に示す。これらの一連の試験施工による研究については、第２章５節において述べたものと同一であるのでここでは省略する。

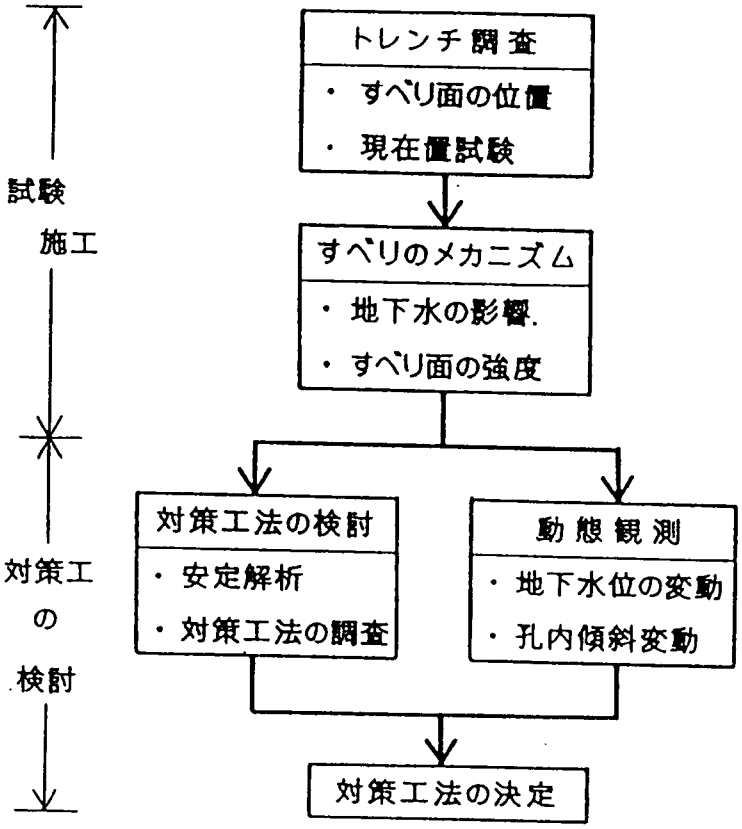


図－4.10 調査及び安定性検討フロー図

4.4 本工事の対策工に関する検討

4.4.1 本工事の設計検討

前節及び第２章にて述べたように、切取斜面の試験施工によって確認したすべり面の位置、すべり面の強度、すべりのメカニズムなどをもとに、本研究の対象となった本工事切取斜面の安定性を把握し、適切な対策工法を選定するため、図－4.11のようなフローにしたがって調査観測、解析及び対策の検討を行うことにした。



図－4.11　斜面安定性の検討フロー図

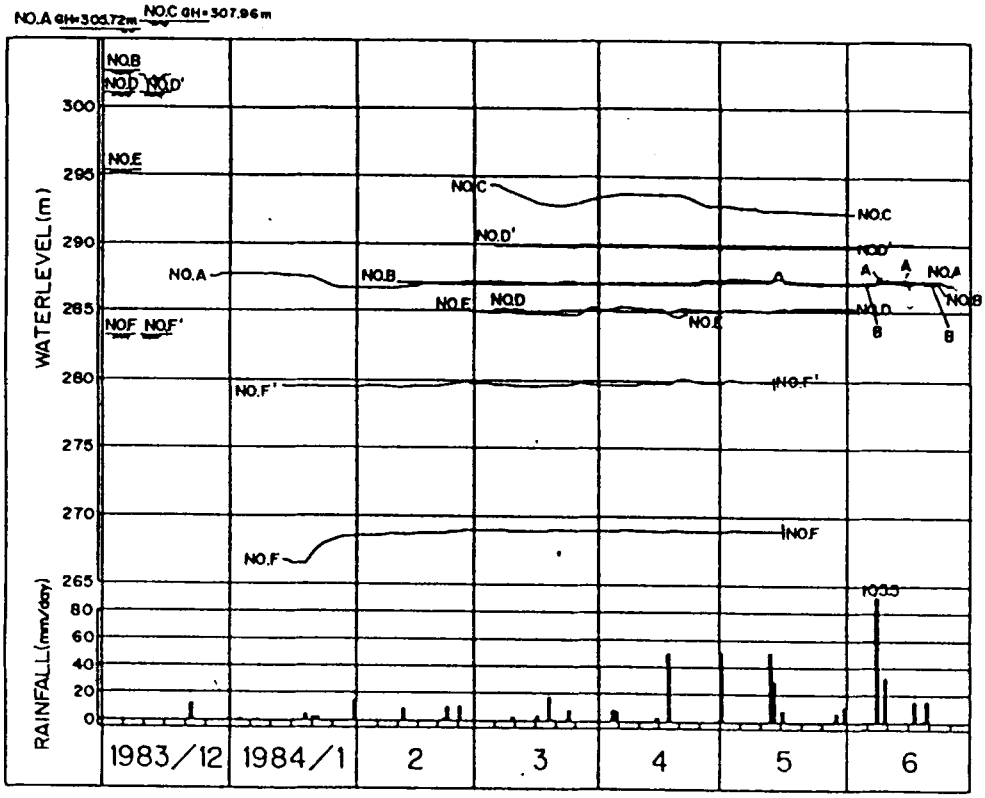
4.4.2 A地区の検討

1）動態観測結果

a）地下水位観測

地質調査が完了した後、1983年12月より 1984年6月までの間に、地下水位は６ケ所の地点（ No.A～F 及び浅層用観測孔 No.D'、No.F'）で、地下水位を観測した。このうち、No.A～Fは図－4.5に示す地質断面図の位置において

砂岩層(Ks_1)以深で泥岩(Km_2)又は砂岩(Ks_2) の地層までにおける地下水位を観測し、No.D'及びNo.F'については、礫岩層(Kg)及び凝灰岩層(Kt)における地下水位を観測したものである。この観測結果を図－4.12に示す。この図によれば、上部の礫岩層内に地下水位はなく、浅層地下水位は凝灰岩層に、その下位の地下水位は砂岩層(Ks_1) に存在する。一般には凝灰岩は不透水性であるが、この地域の凝灰岩は亀裂が多いため、この層の下部に帯水することになる。２つの地下水位の中間にある砂岩層(Ks_1) は難透水層であるため、砂岩層(Ks_1) より下位にある砂岩層及び泥岩層の地下水との連動性はない。また、花崗岩を除くこの砂岩層(Ks_1) より下位の地層での被圧地下水は存在しない。観測結果によれば、各地点とも降雨に対する水位の短期的な連動性は微少であった。これは降雨が礫岩や凝灰岩の地層である表層部分に浸透するだけで、短期的に排水が行われ浅層帯水層においても、地下水位の上昇に至るまでの影響を与えるものではないことを示唆している。また、砂岩及び泥岩の地層における地下水位もあまり降雨との連動性はないが、No.A地点で

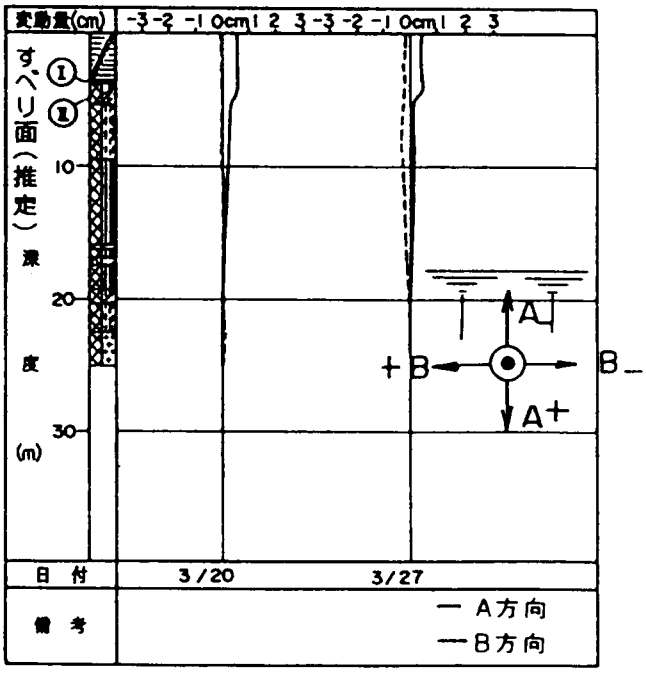


図－4.12 地下水の変動図

少し降雨のピークが見られた。この地下水の供給は基盤岩である花崗岩からの補給、もしくは背後の既成宅地開発地域を含む周辺地域からの供給に起因しているものと考えられる。

b）孔内傾斜計測

1984年1月より1984年5月までの間、図－4.4 に示す６ケ所(No.A、A'、B、C、E、F ）のボーリング孔を利用して孔内傾斜を計測した結果、E及びF地点以外では全くすべりの兆候は見られなかった。F地点での変位は1984年 3月より累積傾向になり、その位置は凝灰岩層内の推定すべり面の設定位置とほぼ一致していた。図－4.13に示すように1984年 3月27日に計測を実施した後、5月15日 にF地点を含む自然地形の斜面が崩壊した。



図－4.13 F地点での孔内傾斜変動図

2） 安定解析

図－4.4に示す位置の５断面（①②③④⑥断面） について安定解析を行った。粘土化層は凝灰岩中に上面(Ⅰ)、及び下面(Ⅱ)の２つが存在するが。下面(Ⅱ)の位置を仮定すべり面として対策工を検討すれば、上面(Ⅰ)に対しても同時に対応できるため、下方の仮定すべり面（Ⅱ）を設定し、安定性の検

討を行うすることとする。下記の式にて安全率を算出し、安定解析を行うものとする。なお、各検討段階での斜面の状況の代表例を図－4.14(a)に示す。

【常時】

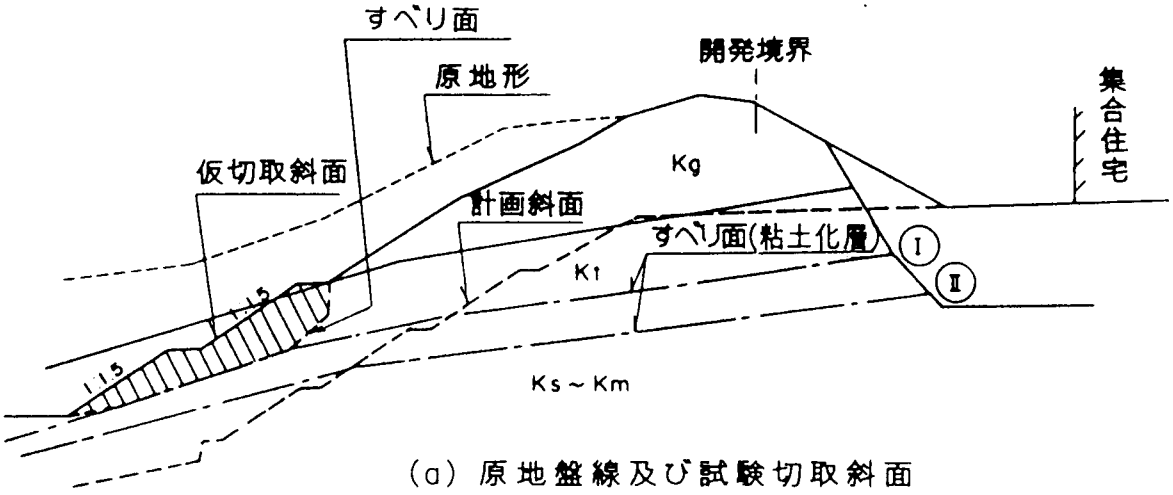
$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi + \Sigma cL}{\Sigma T} \quad (1)$$

【地震時】

$$Fse = \frac{\Sigma (N - Ne) \cdot \tan\phi + \Sigma cL}{\Sigma (T + Te)} \quad (2)$$

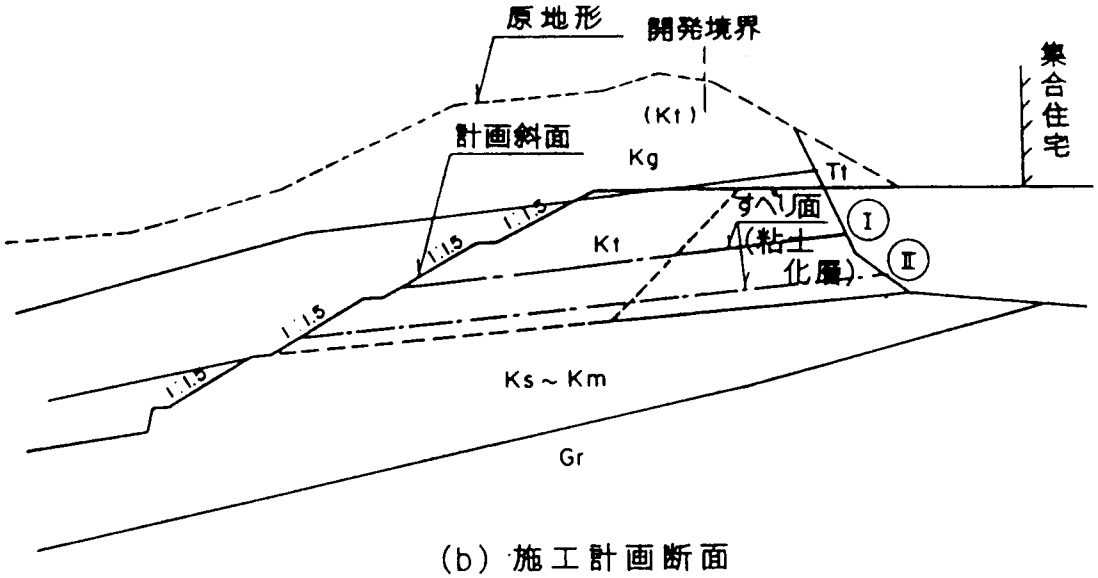
ここに、Fs, Fse ：安全率（常時、地震時）
N ：すべり面に対する垂直力
T ：〃　せん断力
c ：すべり面の粘着力
ϕ ：〃　内部摩擦角
L ：すべり面の長さ
Ne ：地震時における付加垂直力
Te ：〃　付加せん断力

計画斜面が造成された図－4.14(b) の状態に対する各断面の安全率を算出した結果を表－4.1 に示す。なお、地震時における水平震度は地域特性を考慮して、Kh＝0.18とした。すべり面のせん断強度の設定については、第２章の試験斜面における崩壊実験の結果から、崩壊後の逆算法による解析から得られた値として c ＝0.8tf/m², ϕ ＝7.5°を用いることとした。

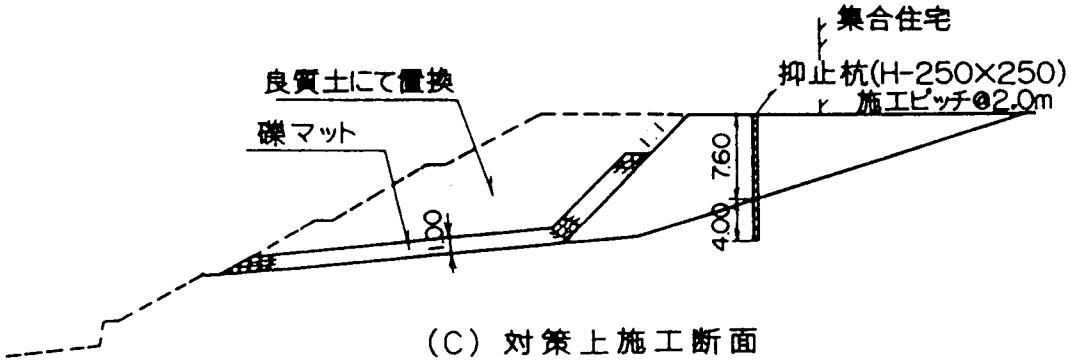


(a) 原地盤線及び試験切取斜面

図－4.14 解析断面における各検討断面図



(b) 施工計画断面



(C) 対策上施工断面

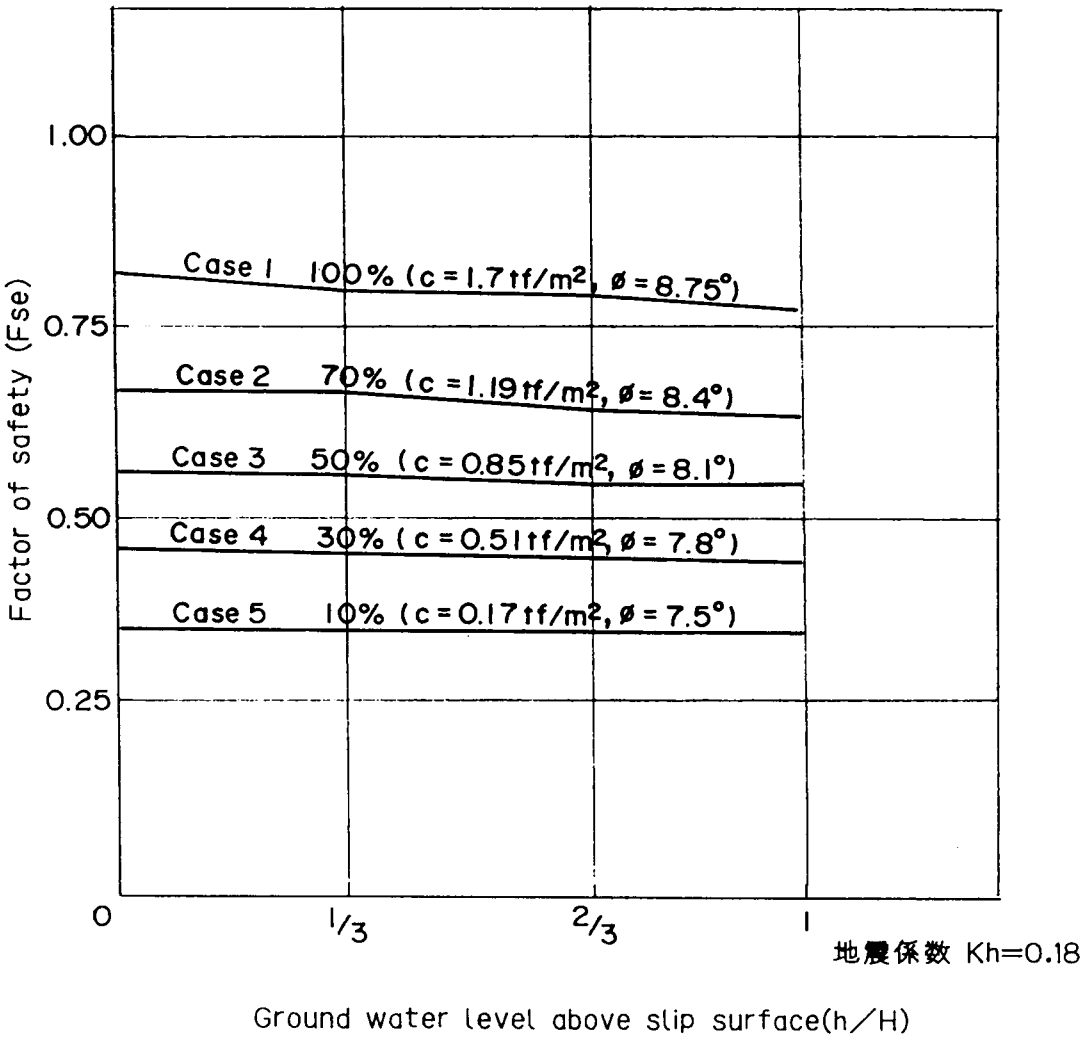
図－4.14 解析断面における各検討断面図

表－4.1 切取計画斜面における安全率一覧表

断面	常 時(Fs)	地 震 時(Fse)	摘　　要
①	1.543	0.655	
②	0.912	0.502	ただし
③	1.047	0.521	すべり面の強度
④	1.944	0.665	c = 0.80tf/m²
⑥	1.672	0.675	φ = 7.5°

安全率に対する基準として、斜面上部に接近して集合住宅が建てられていることを重要視し、常時の目標安全率 Fs≧1.5、地震時の目標安全率Fse≧1.0 を採用するものとした。表－4.1 によれば、常時において目標安全率を下回る断面があり、また地震時においては、各断面とも目標安全率を大幅に下回ることになり、安全率の増加をはかる必要があると判断される。

即ち、目標安全率の設定から考慮すると地震時における値を満足すると常時の安全率は目標値をすべて満足する結果となることから、対策工につながる検討としては、地震時の検討を行う必要がある。表－4.1 は試験斜面での崩壊後のすべり面の土質定数を用いて解析を行ったものであるが、第3章の3.6.2 にて行ったように、すべり面となる粘土化層のせん断強度のピーク値に対してその低下率を考慮した。



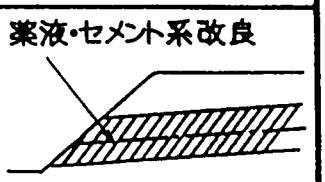
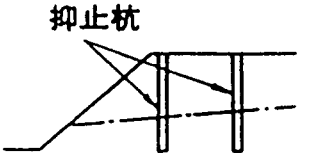
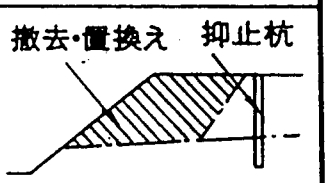
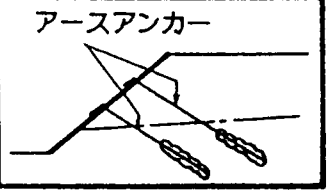
図－4.15 地震時の安全率と各ケースとの関係図

安定解析のケース比較を②断面にて行った。この結果、安全率と各ケースのとの関係は図－4.15のようになる。この図から分かるように、各ケースにおいて地震時の安全率(Fse) は水位の差はあるが、第３章にて検討したCase３(低下率50%)においては、地震時の安全率 Fse は 0.55 前後となる。表－4.1 における②断面の地震時安全率は Fse＝0.502 となっており、このケース比較でのCase３の安全率とほぼ近い値となっている。また、ケース比較による値より下方にあるため、対策法を検討する上で安全側になることが分かる。

3) 対策工

必要安全率に対し大幅な安全率の不足が判明したことから、安定化をはかるためには、抜本的な対策工法が必要になると考えられる。対策工法の検討では、表－4.2 に示す工法を選出して比較検討した。

表－4.2 対策工法の比較検討表

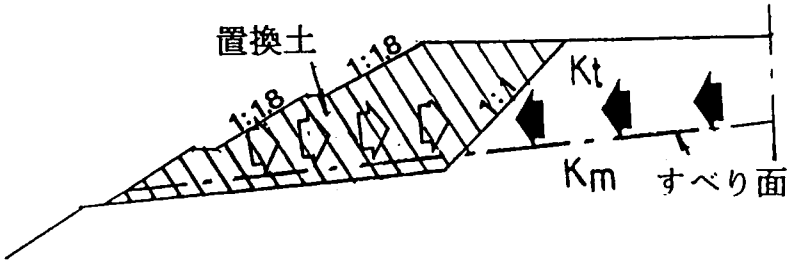
	対策工法	信頼性	工期	工費	総合評価	概念図
1	地盤改良工法	×	○	△	△	
2	抑止杭工法	○	×	×	○	
3	置換工法 ＋ 抑止杭工法	◎	○	○	◎	
4	アースアンカー工法	△	△	△	△	

以上の総合評価の結果から、対策工法３の置換工法を基本とする対策工が最も有利となると考えられ、必要に応じて補足的に抑止杭を併用することと

した。また、置換工法を採用するにあたって、その必要範囲を決定すべく検討を加えた。まず、置換工を行う深度であるが、すべり面となる粘土化層は凝灰岩層にあり、図－4.5 に示すように、Ⅰ及びⅡの２つの粘土化層が存在している。このため、２つの粘土化層において予想されるすべり面を含む凝灰岩層をすべて撤去し、土質強度の高い土に置換するものとした。また、置換を行う範囲の上方となる背後からのすべりに対して、十分に抵抗し得る強度を有する必要がある。この概念を図－4.16に示す。また、この置換土の強度特性として、つぎの値以上を得る材料を採用するものとした。

単位体積重量 $\gamma = 1.80$ t /m³,　せん断強度 c ＝1.00 tf/m²

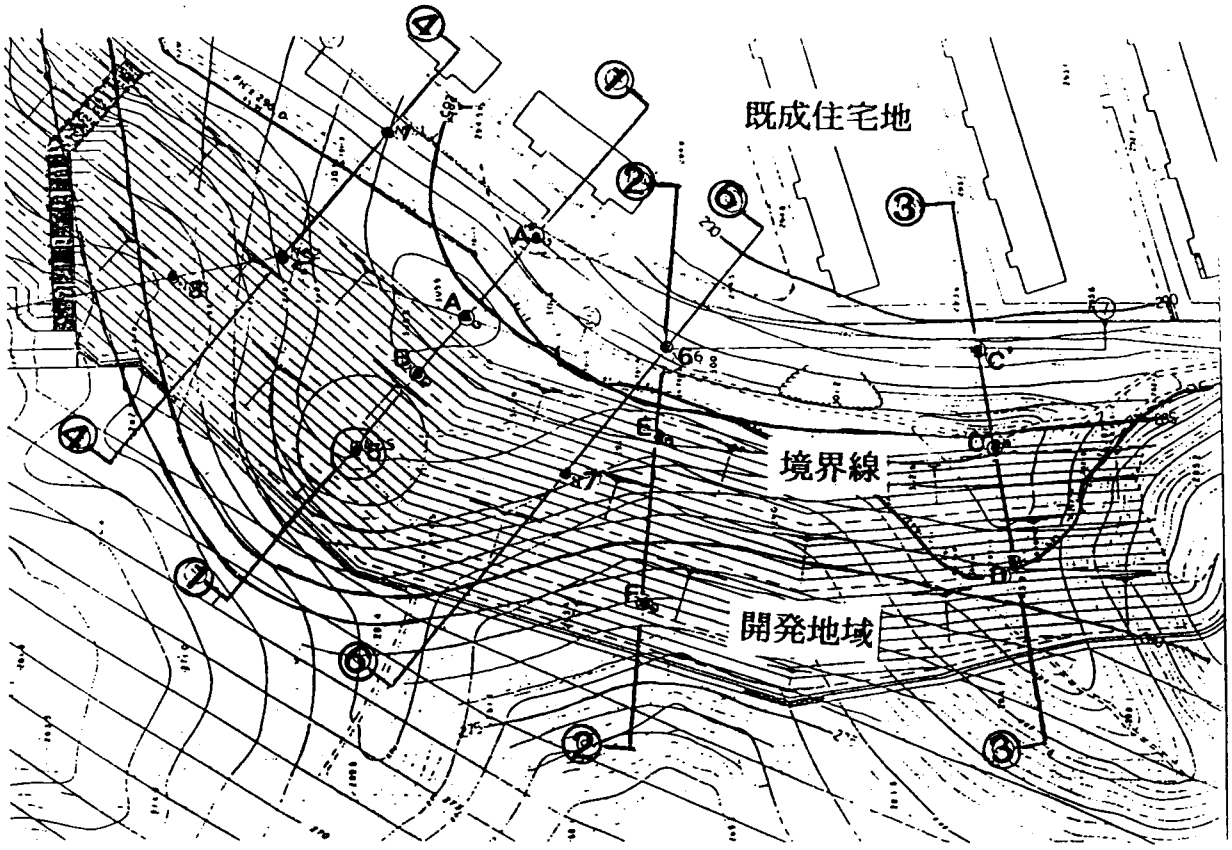
内部摩擦力　$\phi = 30.0°$



図－4.16 置換工法による安定化概念図

なお、この凝灰岩層と泥岩層との境界面の平面的な分布を把握するために、凝灰岩下面の等高線を推定し図－4.17に示した。この図で分かるように地形の等高線とは少し異なる。また、各断面においてこの凝灰岩下面の勾配に緩急の相異が明確に出ており、最も急勾配となるのは②断面であり、最も緩勾配となるのは④断面となる。すべりが生じると考えられる粘土化層も、凝灰岩層と下層との境界面の平面的分布状況とほぼ同じ分布状況になると推定される。よって、表－4.1 に示した切取斜面の安全率において、凝灰岩下面の等高線の緩急の影響が明確に表われている。すなわち、②断面の安全率が最も低く、④断面の安全率が最も高い。ただし、これはすべり面強度がすべて同じと仮定したためで、実際は必ずしもすべり面の傾斜の緩急が単純にすべ

りに影響することはない。



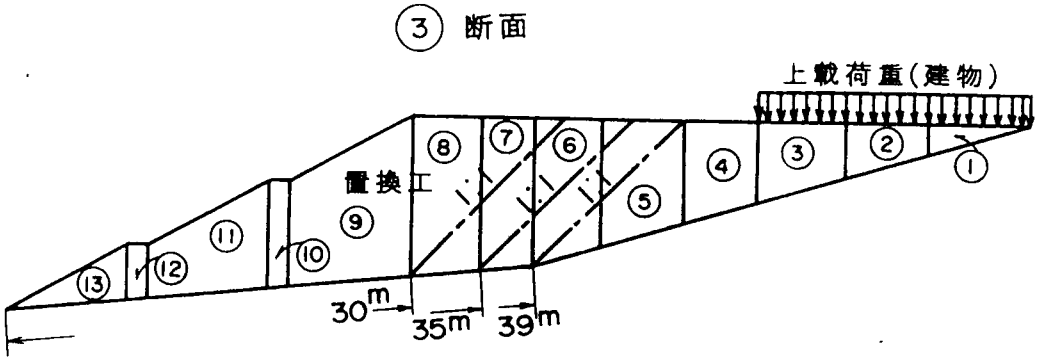
図－4.17 凝灰岩下面の等高線図

図－4.4 に示す①～⑥の各断面において対策工の検討を行ったが、代表例として③断面の検討図を図－4.18に、検討結果を表－4.3 に示す。

表－4.3 ③断面における対策工検討結果

置換範囲	安全率	
	常時(Fs)	地震時(Fse)
置換掘削時(仮設)	0.765	—
法先より30m 置換	1.889	0.951
〃 35m 置換	2.166	1.094
〃 39m 置換	2.384	1.206

検討の結果、目標安全率 Fs≧1.5、地震時 Fse≧1.0 を確保できるのは、法先から奥行き35mの間を置換する場合である。なお、置換工の掘削時点での安全率については一時的にＦs=0.765 となるが、図－4.14(c) に示すような抑止杭(Ｈ形鋼)を2.0 mピッチにて打設することにより、安全率はFs＝1.692 となり目標値を満足する。したがって、置換工法の施工手順に従って順次安全率が増加することになり、その増加状況については、表－4.4 に示す。



図－4.18 置換工による安定化の検討断面図

A地区の置換工を実施するための掘削を行ったが、この過程で凝灰岩の風化状況、地下水の湧出状況及びすべり面となると予想される粘土化層の確認を行うことができた。この状況について写真－4.3～写真－4.6に示す。

表－4.4 A地区(③断面)の安定計算結果(各段階)

各 段 階	安全率(常時)	安全率(地震時)	摘　　要
1) 切取り時 (計画断面)	1.047	0.521	図－4.14(b) の状態
2) 置換掘削時 (抑止杭打設後)	1.692	考慮せず	図－4.14(c) の状態
3) 置換後 (置換盛土完了)	2.384	1.206	

写真－4.3 凝灰岩の風化状況

写真－4.4 置換工の掘削完了状況（下面は泥岩層）

写真－4.5 凝灰岩の層中に見られる脆弱粘土化層

写真－4.6 凝灰岩層中の亀裂からの地下水の流出状況

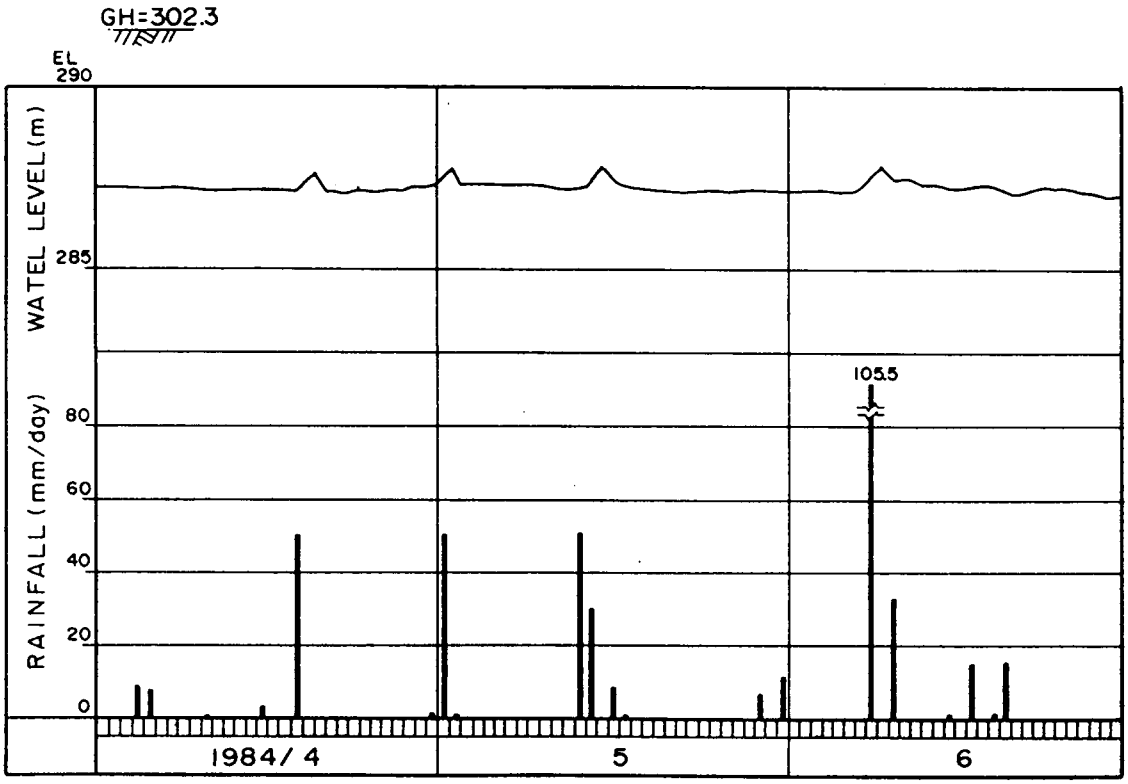
4.4.3 B地区の検討

1) 動態観測結果

a)地下水位観測

No.Lボーリング孔を利用して1984年 4月から 6月までの3ケ月間、水位観測を実施した。この結果については図－4.19に示す。地下水位は凝灰岩の層中にありEL.287.5m前後である。水位は降雨量に拘わらずあまり変動がないが、40mm/日 以上の降雨には約50cmほど敏感に連動して水位は上昇している。これはA地区の地下水位の観測結果（図－4.12）とほぼ同様の結果であった。No.L地点の地下水位観測から下記のように推察される。

① 凝灰岩層中に常に一定の水位（EL.287.5m）が存在する。凝灰岩が比較的透水性がよく、また下位の砂岩層が不透水性であり、凝灰岩層に対し、既成住宅地域の地下水位とB地区の地下水位がほぼ一致することから、背後の既成住宅地域から補給水が常時流入していると考えられる。

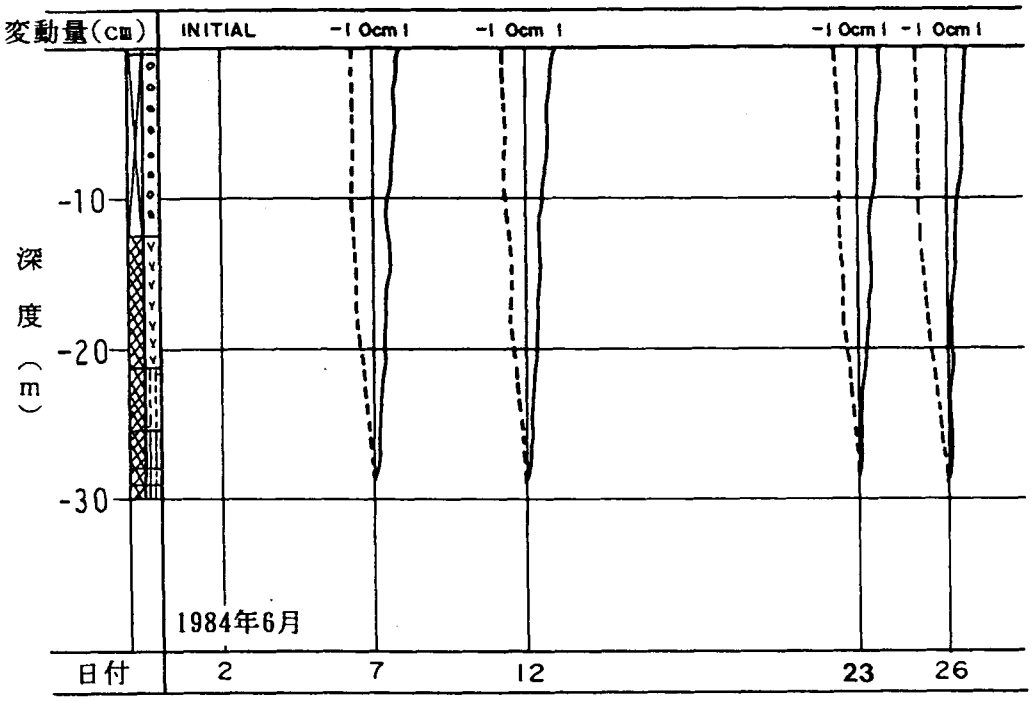


図－4.19 B地区の地下水位の変動図

② 降雨による地下水位の変動が少ないのは、表面水流域が小さいこと、並びに凝灰岩層及びその上位にある凝灰岩や崖錐層が非常に透水性が高いこと、さらに斜面方向への雨水の流出が早いため、地下水位の上昇に至るまで滞水しないことが考えられる。

b)孔内傾斜計測

1984年4月から6月の期間において、図－4.6 に示したボーリング孔（ No. 205, No.M, No.L の３箇所）を利用して孔内傾斜を計測した。この結果はNo. 205 及びNo.Mについては、ほとんど変動せず安定した状態にあったが、No.L については最大 9mmの変位が記録され、その後の計測においても同様の動きであった。凝灰岩の層中にも変位があり、この期間において約 3mmの変位が認められた。孔内傾斜計測の結果について図－4.20に示す。



図－4.20 B地区の孔内傾斜変動図

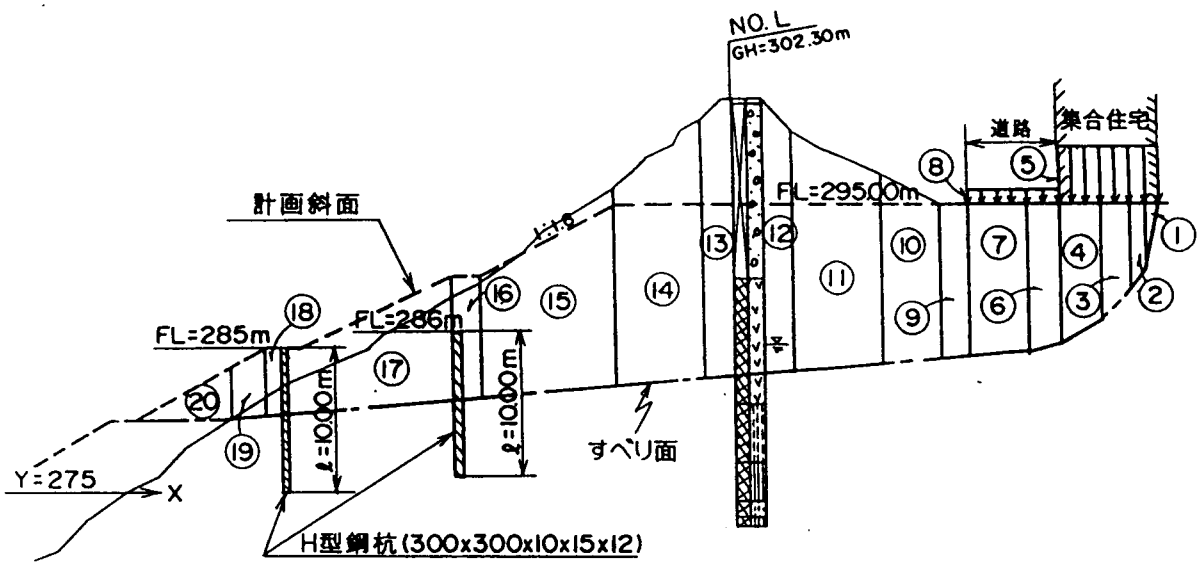
2）安定解析

安定解析は図－4.6 に示す⑧～⑧，⑨～⑨及び⑪～⑪の断面について行った。なお⑩～⑩断面については、切取によってすべり面を削除したため安定

解析からは除外するものとした。また、⑪～⑪断面の地質断面については、No.L とNo.205 地点の地質から推定した。A地区と同様に凝灰岩の粘土化層に沿うすべり面を考慮し、A地区の検討に用いた安定計算式によって解析を行った。また、目標安全率はA地区と同じ重要度と考え、同様に Fs≧1.5、Fse≧1.0を採用した。なお、地震時の水平地震係数もA地区と同様に Kh＝0.18とした。

a)すべり面の設定

地層全体のなかで、最も脆弱化した粘土化層を含む地層はA地区と同様に凝灰岩層であり、この粘土化層をすべり面と設定した。すべり面は切取斜面に対して流れ盤となり、その角度はB地区の場合は5°と比較的緩やかである。検討断面を図－4.21に示す。



図－4.21 B地区の安定解析検討断面図（⑪～⑪）

b)現況地形及び計画斜面の安定計算

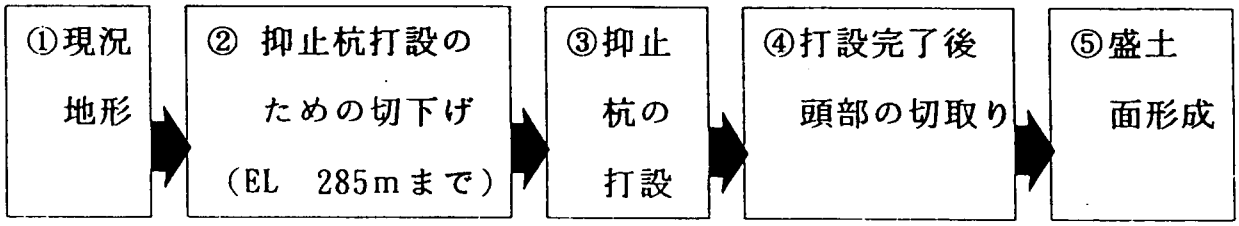
A地区と同様のすべり面強度を用いて、B地区の代表断面と考えられる⑪～⑪断面の現況の地形と計画斜面の安全率を求めた結果は表－4.5 のとおりである。安全率が常時及び地震時とも目標安全率より下回ることになり、対策工が必要となる。

表－4.5 対策工を考慮しない段階での安全率(⑪～⑪)

状　況	安全率	
	常時（Fs）	地震時(Fse)
現況地形	1.023	0.486
計画斜面形成時	1.226	0.583

c)対策工の施工手順と安全性の検討

対策工法としてＡ地区と同様に置換工法を採用するが、このＢ地区においてはＡ地区と異なり斜面が盛土により造成される。したがって、盛土を行う行為が、斜面安定対策工の一部として効果を得ることになる。しかし、この盛土厚さが全体に薄いこと、Ａ地区よりも置換深度が大きいこと、また既成住宅地に接近していることなどから判断して、必要抑止力の大部分を抑止杭にて負担し、盛土工を併用することによって安定性を確保するものとする。したがって、対策は抑止杭工と盛土工によって実施するが、施工順序を考慮して対策工を講じるごとに、安全率が上昇することが必要である。施工手順は下記のようになる。



以上の５段階における各々の安全率は表－4.6 のとおりであった。

⑪断面のうち、段階Ⅳの状態における安定計算結果を 表－4.7に示す。抑止杭はせん断杭として採用する。このせん断杭は杭背面に十分大きな地盤反力が期待できる場合、即ち地すべり斜面の安定度が高いと経験的に予想される場合は、斜面の安全率を得るに必要なせん断強度のみを満足する杭として設計されるものである。したがって、斜面の安定計算上は置換工によるせん断抵抗の他に、不足する必要せん断抵抗力に対し、杭単体の許容せん断力と必要本数から算出して杭の仕様を決定した。この結果、抑止杭としてＨ型の

鋼材(H-300×300×10×15)を使用し、施工ピッチを図－4.22のように決定した。また、この抑止杭の打設状況について写真－4.7 に示す。

表－4.6 各断面における解析結果

断　面	段　　階	安全率	
		常時(Fs)	地震時(Fse)
⑧～⑧	Ⅰ　現況地形	1.097	0.502
	Ⅱ　切下げ工	1.233	0.558
	Ⅲ　抑止杭施工	♦ 1.771	0.979
	Ⅳ　頭部切取	♦ 1.792	♦ 1.040
	Ⅴ　斜面完成	♦ 1.787	♦ 1.024
⑪～⑪	Ⅰ　現況地形	1.023	0.486
	Ⅱ　切下げ工	1.236	0.578
	Ⅲ　抑止杭	♦ 1.761	♦ 1.025
	Ⅳ　頭部切取	♦ 1.779	♦ 1.084
	Ⅴ　斜面完成	♦ 1.769	♦ 1.053
⑨～⑨	Ⅰ　現況地形	—	—
	Ⅱ　切下げ工	♦ 1.786	0.636
	Ⅲ　抑止杭施工	♦ 2.473	♦ 1.108
	Ⅳ　頭部切取	♦ 2.423	♦ 1.189
	Ⅴ　斜面完成	♦ 2.423	♦ 1.189
	♦ は必要安全率が確保される		

表－4.7　B地区における安定計算結果（⑪～⑪断面のⅣ段階）

1	X-ｻﾞﾋｮｳ	ﾁﾋｮｳﾒﾝﾉﾀｶｻ	ｽﾍﾞﾘﾒﾝﾉﾀｶｻ	ﾁｶｽｲﾒﾝﾉﾀｶｻ	ｽﾍﾞﾘﾒﾝｷｮｳﾄﾞ	pai.c	gt
1	78.40	299.00	295.00	275.00	7.50	0.80	2.000
2	77.40	299.00	290.20	275.00	7.50	0.80	2.000
3	75.40	299.00	287.40	275.00	7.50	0.80	2.000
4	71.40	299.00	284.60	275.00	7.50	0.80	2.000
5	71.40	296.00	284.60	275.00	7.50	0.80	2.000
6	68.40	296.00	283.81	275.00	7.50	0.80	2.000
7	65.40	296.00	283.55	275.00	7.50	0.80	2.000
8	65.40	295.00	283.55	275.00	7.50	0.80	2.000
9	59.40	295.00	283.02	275.00	7.50	0.80	2.000
10	51.40	295.00	282.32	275.00	7.50	0.80	2.000
11	47.40	295.00	281.97	275.00	7.50	0.80	2.000
12	45.40	294.00	281.80	275.00	7.50	0.80	2.000
13	41.40	293.60	281.45	275.00	7.50	0.80	2.000
14	36.80	292.00	281.05	275.00	7.50	0.80	2.000
15	31.40	286.80	280.57	275.00	7.50	0.80	2.000
16	29.90	285.00	280.44	275.00	7.50	0.80	2.000
17	20.90	285.00	279.65	275.00	7.50	0.80	2.000

ﾌﾞﾛｯｸ	ﾒﾝﾋﾛS	ｼﾞｭｳﾘｮｳW	ｶｸﾄﾞ	SIN	COS	ｾﾝﾀﾞﾝT	ｽｲｱﾂN	ｽｲｱﾂU	ｽﾍﾞﾘL	ｼﾞｼﾝTE	ｼﾞｼﾝNE
1	6.40	12.80	78.23	0.979	0.204	12.53	2.61	0.0	4.90	0.47	2.26
2	20.40	40.80	54.46	0.814	0.581	33.20	23.71	0.0	3.44	4.27	5.98
3	52.00	104.00	34.99	0.573	0.819	59.64	85.20	0.0	4.88	15.34	10.74
4	0.00	0.00	0.00	0.000	1.000	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
5	35.39	70.77	14.75	0.255	0.967	18.02	68.44	0.0	3.10	12.32	3.24
6	36.96	73.92	4.95	0.086	0.996	6.38	73.64	0.0	3.01	13.26	1.15
7	0.00	0.00	0.00	0.000	1.000	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
8	70.29	140.58	5.05	0.088	0.996	12.37	140.04	0.0	6.02	25.21	2.23
9	98.64	197.28	5.00	0.087	0.996	17.20	196.53	0.0	8.03	35.38	3.10
10	51.42	102.84	5.00	0.087	0.996	8.96	102.45	0.0	4.02	18.44	1.61
11	25.23	50.46	4.86	0.085	0.996	4.27	50.28	0.0	2.01	9.05	0.77
12	48.70	97.40	5.00	0.087	0.996	8.49	97.03	0.0	4.02	17.47	1.53
13	53.13	106.26	4.97	0.087	0.996	9.21	105.86	0.0	4.62	19.05	1.60
14	46.39	92.77	5.08	0.089	0.996	8.21	92.41	0.0	5.42	16.63	1.48
15	8.09	16.19	4.95	0.086	0.996	1.40	16.12	0.0	1.51	2.90	0.25
16	44.60	89.19	5.02	0.087	0.996	7.80	88.85	0.0	9.03	15.99	1.40

$Fs=\{(N-U)\cdot\tan\phi+c\cdot L\}/T=PR/PF=201.75/207.68=0.971$

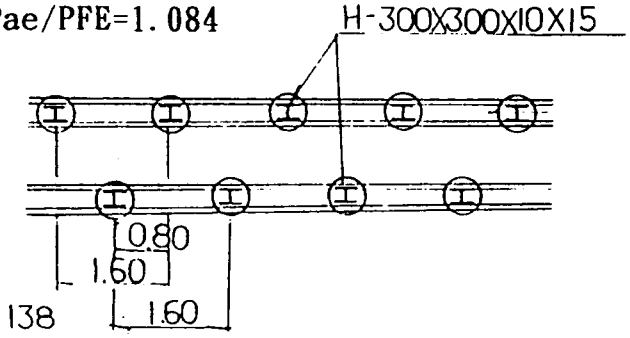
$Fse=\{(N-U-Ne)\cdot\tan\phi+c\cdot L\}/(T+Te)=PRE/PFE=196.78/413.45=0.476$

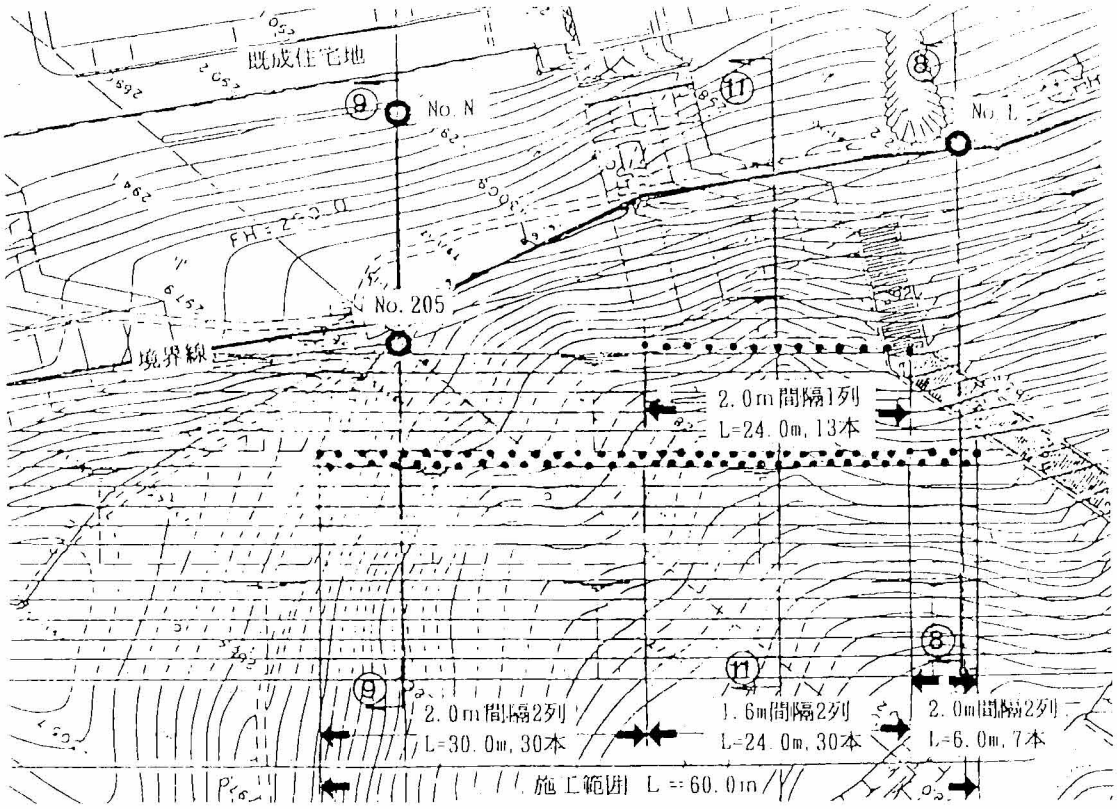
抑止杭(H型鋼杭:300×300×10×15×18)を2段に1.6m間隔で千鳥配置で打設する。

上段にもう1列2.0m間隔に打設する。

抑止杭の許容せん断力(常時:95.84t/本, 地震時:143.76t/本)

Fs=PR+Pa/PF=1.779　　Fse=PRe+Pae/PFE=1.084





図－ 4.22 B地区抑止杭の施工図

写真 4.7 B地区抑止杭の打設状況

4.5 結果及び考察

本研究は、既成住宅地に隣接した神戸層群の地層における切取斜面の安定性を検討した事例研究であるが、本章の研究対象となった斜面の地質特性として、下記のものがあげられる。

1) 地形図から判断して、当該地は崩壊を繰り返している地すべり地形である。

2) 切取計画斜面に対し、地層は流れ盤となる。

3) 凝灰岩層中にすべり面となる脆弱化した粘土化層が介在する。

4) 地下水位が凝灰岩層中にあり、常に一定で周辺から補給水を受けている。

当該斜面は、安定性が低いと判断されることから、本格的な切取施工に先駆けて、第２章において詳述したように、最終切取斜面の近傍において地層的に類似した地盤を選定し、切取斜面の試験施工を実施した。この結果、斜面崩壊に至るメカニズムを解明し、すべり面として凝灰岩中に含まれる脆弱化した薄い粘土化層を確認した。また、本工事に対する対策工を決定し、これらの結果と考察について以下のようにまとめた。

① すべり面の粘土と安定検討

第２章のすべり面形成に関する考察（2.6.3)にて述べたように、すべり面となる凝灰岩の層中にある粘土化層が脆弱化する成因については２つの形態が考えられる。このうち、すでに過去において粘土化層が形成されており、今回の開発により人為的に斜面を形成したことにより影響したと考えると、次の要因が考えられる。

a） 切取りによる応力の解放と、これによるすべり面粘土の弾性的膨張

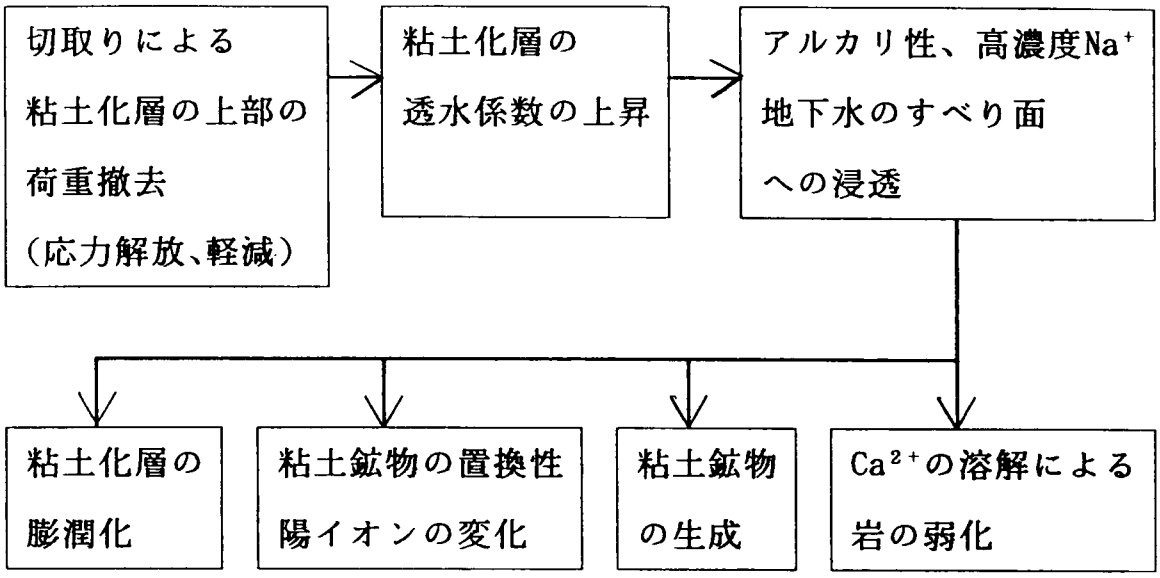
b） 地下水の影響によるすべり面粘土の膨潤

c） すべり面粘土の含有粘土鉱物の層間中のカルシウムイオン(Ca^{2+})がナトリウムイオン(Na^{+})に置換される現象による強度の低下

d） アルカリ性の下で高濃度Na^{+}が凝灰岩と反応してモンモリロナイトを生成する。

e） Ca^{2+}の溶解による脆弱化

これらの要因は地下水の影響と密接に関連しているが、この地下水の供給源となるのは、第３章の検討結果より、背後の既成住宅開発地域からの地下水であると考えられる。この地下水がすべり面の粘土の性状を著しく変化させたと考えると、この変化のプロセスは図－4.23のようになると思われる。



図－4.23 すべり面粘土の性状変化のプロセス

② 対策工法と安定化の手順

今般、安定化対策工法として、置換工及び抑止杭工を採用した結果、下記のことが考えられる。

1）置換工法は抑止工のうち、最も信頼性の高い工法である。これは置き換える過程で、すべり面や地下水位の状況が逐一確認ができ、また、その細部の必要な対策工を施工過程で講じることが可能である。

2）置換工の掘削完了時点で、抑止工としての排水工や掘削下面（泥岩層上面）に対して段切状に切込み、置換土とのなじみをよくすることが可能である。

3）置換土の土質強度を現地において確認できるので、対策後の安定解析に信頼性が高い。

4）置換工の掘削完了時には、置換部の上部になる隣接部は、凝灰岩が露頭する形になるため、雨水の流入などによる風化がないよう防護対策が必要である。

5）抑止杭はすべてせん断杭として、すべり力を杭のせん断抵抗のみで受け持つこととしたが、変位に伴い曲げ応力が生じることも考えられる。しかし、杭の変位は打設後に杭頭部における変位の観測を実施したが、変位は微小であった。

6）抑止杭はH型鋼材を使用したが、杭を建て込むために削孔した孔はすべてモルタルにて充填し、杭と地層との密着をはかった。また、杭間は鋼材にて頭部の連結を行った。

③　安定化の手順と安全性の考え方

今般のように、置換工と抑止杭工を併用するような複合した対策工をとる場合においては、施工期間を必要とし短期間に最終段階に到達しない。また、切取斜面の試験施工においても、切取完了後76日目に崩壊が発生していることから、対策工の施工途中においてすべりが発生することも考えられる。各工法や各施工段階において、A地区のように置換工として掘削を完了した状態において、置換をしない背後からのすべりに対して一時的に抑止杭を打設する必要もある。

一方、B地区のように複合的に抑止杭を打設する場合においても、施工する段階ごとに安定解析を行い、表－4.6 に示したような安全率の上昇が各段階で得られることが重要である。また、これらの施工進捗状況にあわせた動態観測をはじめ、挙動の把握を常時実施することが必要である。

4.6 要　約

本章は、第２章で述べた切取斜面の試験施工による実証研究を踏まえ、種々のデータをもとに、実際の切取斜面の施工に応用した事例である。地すべりを発生させる最大の要因となった凝灰岩の層中に介在する粘土化層については、第２章で求めた逆算値からの強度と、粘土の強度特性との関係から得られた強度を土質定数として採用した。これにより最終的な斜面の形成に関し安定性を検討するものとした。

凝灰岩及び泥岩層は、地下水の影響を受け風化が進行し、軟弱化するいわゆるスレーキング現象を起こしやすい。[2] 当計画地一帯の原地形を調査した結果、第３章にて検証したように、対象斜面の地層に対し隣接住宅地域の開発による地下水の供給増を生じ、地下水が凝灰岩層の粘土化と弱化を促進したのではないかと推察される。これは当造成工事が開始される以前に、行われた水文調査の結果をもとに判断されるものである。[3)4)5)] これは、ある地域を開発するに当たって、その地下水流域を域外にまで拡大する必要を示している。

一般には、既に開発が完了した地域については、開発された地盤を原地形として以後扱い、新規の開発が隣接して計画されると、その地下水の集水範囲はこの開発計画範囲に限定することが通念になっており、開発計画範囲の外部まで及ぶという考えはない。したがって、今後は隣接して開発を計画する場合や残留区域を抱える開発において、地下水流域を別途調査し検討を要するものとなる。

対策工については、従来は最終段階の工事が完了した状態において、安全率が確保されることを目標にしてきた。今般、Ａ、Ｂ地区の相異はあるが、置換工及び抑止工を共に併用した工法を採用する結果としたが、その各対策をとる過程において、安全率は前の段階よりは常に上昇していくことを必要条件とした。この判断から、表－4.4 及び表－4.6 に示したような安全率の段階的増加をはかるものとした。したがって、仮設的に一時抑止杭を打設する必要も生じる結果となった。

参考文献

1) T.Noda, N.Nishi, E.Ozaki, S.Kigoshi, M.Ando : A Case Study on Restraining Works for Slope Failure or Landslide at Tertiary Area, Proc. of 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, pp.187~192, 1990.

2) 西　勝，木越正司，野田　耕，寺井久史 ： 軟岩を主体とした盛土の沈下予測とその実測例について，第20回土質工学研究発表会講演集，pp. 949～950，1985.

3) 木越正司，田中茂，寺田真策，岩崎哲雄 ： 大規模宅地造成工事における地下排水流出量の測定結果について，土木学会第40回年次学術講演会講演概要，pp.261~262，1985.

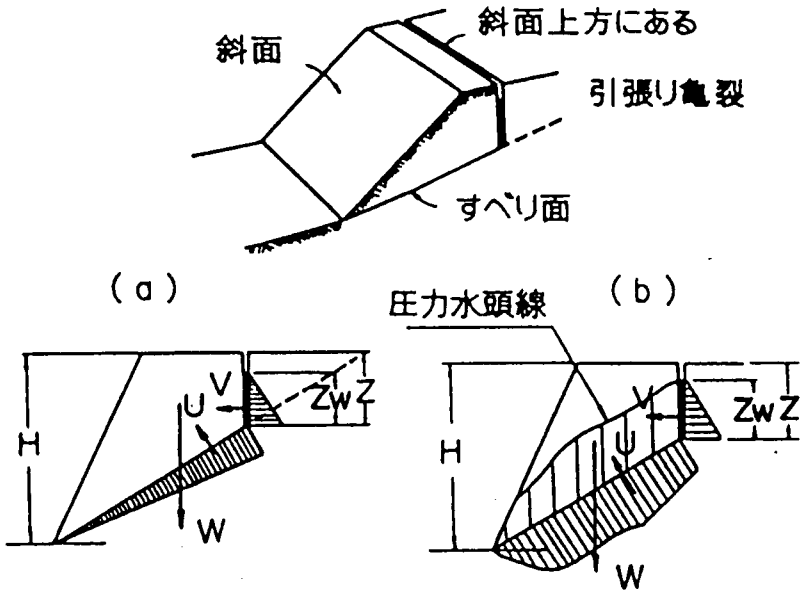
4) 木越正司，吉岡龍馬，野田　耕，岩崎哲雄，伊藤正明 ：裏六甲地区における地下水の流出に関する考察，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，Ⅲ-3，1985.

5) 岩崎哲雄，野田　耕，田中茂，片山邦康 ： ある水系の地下水調査のための一つの試み，第17回土質工学研究発表会講演集， pp.1557～1560，1982.

第５章　礫岩中における間隙水圧の変動による斜面滑動に関する研究

5.1　まえがき

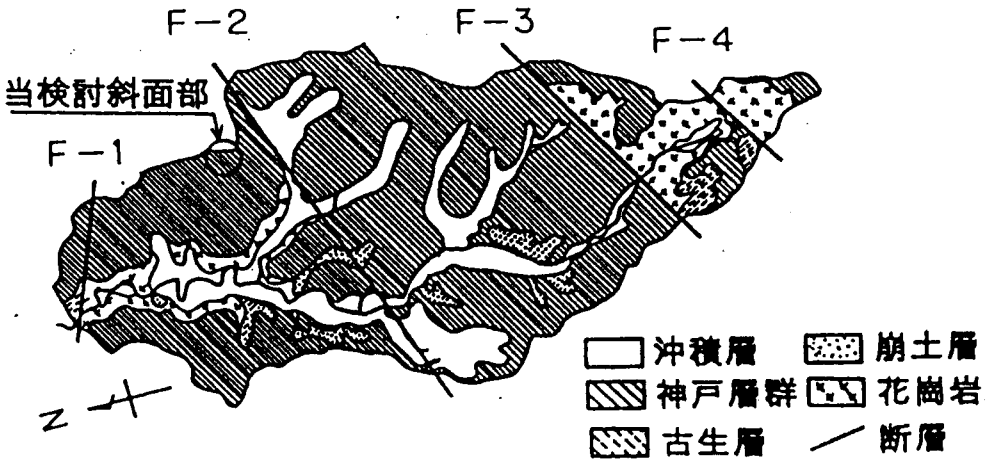
当研究は、第３章の図－3.2に示した当開発地東側に隣接する既成住宅地⑧との境界部分において施工された切取斜面を対象としたものである。この斜面は切取工事が完了し、約１年あまり経過した後に滑動したものである。その後の調査によりこの斜面はながれ盤となっており、すべり面は法尻部の計画地盤高より約10m深いが、上層の礫岩中において間隙水圧の急激な上昇があったことによるすべりであることが判明した。したがって、この滑動は流れ盤に沿った単純な層すべりではなく、礫岩中の間隙水圧の上昇が主な原因であると考えられた。このような間隙水圧の上昇によるすべりについて、E.Hoek & J.Bray[2] は図－5.1(a)のような水圧分布を考えたすべり機構を提唱している。この場合のすべり面に作用する水圧分布はすべり面先端から亀裂部分まで断面的には直線に変化するが、田中[3]は、節理内を流れる流水状況より損失水頭が異なることから、図－5.1(b)に示すような圧力水頭、及び間隙水圧の分布を提唱している。本研究の対象斜面では、切取斜面上部に既設の水道ポンプ場があり、この場内配管からの突発的な大量の漏水が誘因となって斜面の滑動が生じたものである。したがって、一時的に斜面上部の地表面付近まで急激に地下水位が上昇し、すべり面の間隙水圧を異常に引き上げたものと思われる。地下水には基盤岩である花崗岩中に存在する被圧水の上昇によるものと、亀裂に富む礫岩などの内部に存在する横ながれ的な浸透水がある。当該斜面の場合、後者の横ながれ地下水の影響を強く受けているものと考えられる。安定解析では、水位観測の結果から流線網を描く方法により、亀裂及びすべり面上の水面形を想定し水圧分布を求めた。土質試験及び現位置試験の結果をもとに逆算法によってすべり面のせん断強度を決定し、滑動開始から対策工完了時までの各段階で安定解析を行った。対策工は地下水位低下工法を主として考え、水抜きボーリングなどを実施した。



図－5.1 平面すべり面と引張り亀裂に作用する水圧分布
((a) E.Hoek & J.Bray : Rock Slope Engineering pp.119
(b) 田中 茂 : 地形・地質に学ぶ、第25回宅地防災月間講演会テキスト、pp. 18,1985より)

5.2. 地形・地質

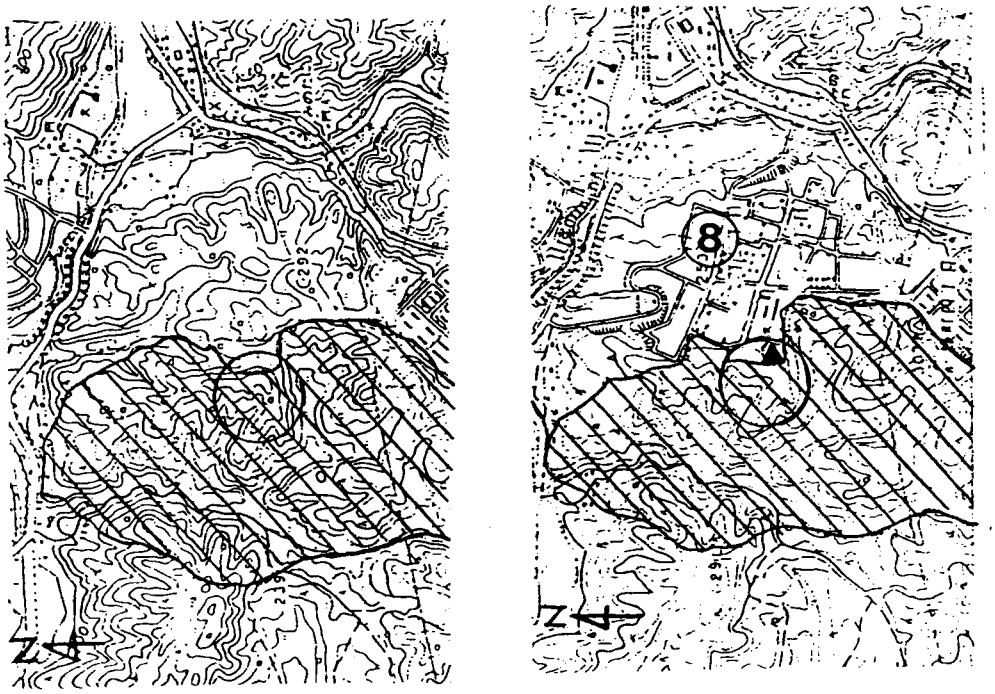
本研究の対象となった斜面は図－5.2 に示す位置である。この上部一帯は図－3.2 に示した周辺既開発状況のうち⑧の住宅開発（1968年頃施工済み）が行われており、この開発による仕上がり面境界から、当切取工事を施工し



図－5.2 地質平面図

たものである。図－5.3 に⑧の住宅開発が行われる前後の地形を示す。また、図－5.3(b)に示すように、斜面の上部にはこの既成住宅の開発によって、水道施設のポンプ場が作られており、当斜面切取工事はこのポンプ場から南及び西側の２方向に切取りを行ったものである。図－5.4 に示すように12箇所の地点でボーリング調査を実施した(No.1～No.9及びNo,1',No.6', No.204)。

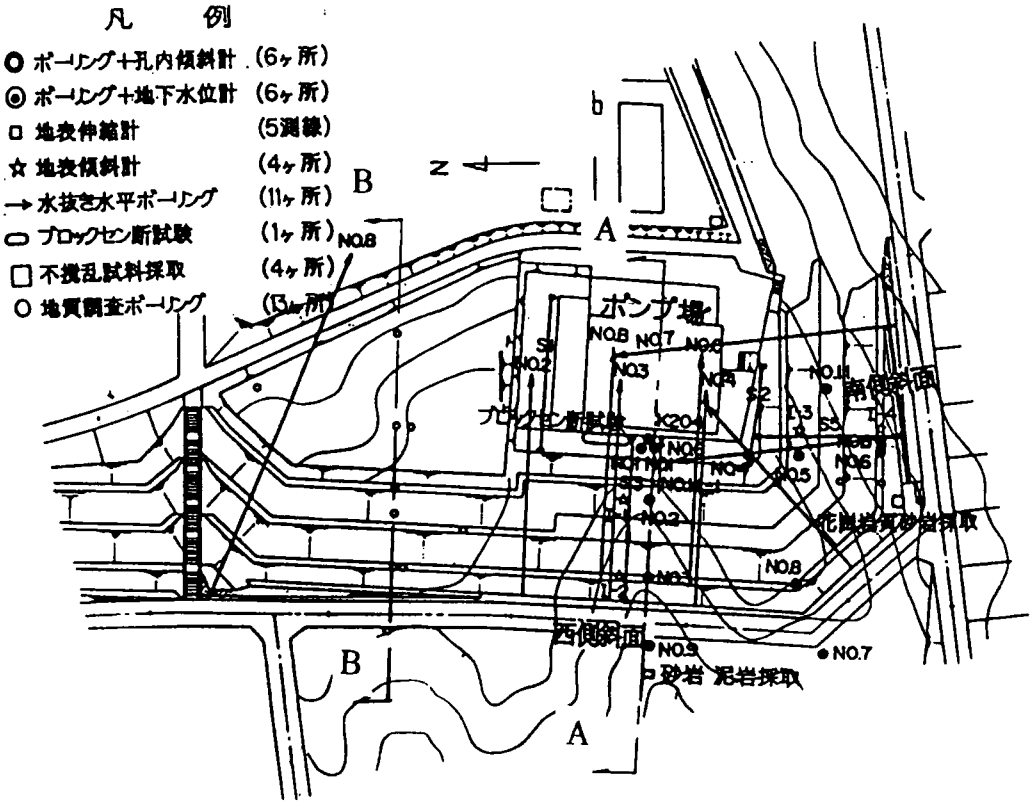
この結果から得られた地質縦断面図を図－5.5に示す。図によれば、最上部には神戸層群の礫岩(Kg_1) が厚く堆積しており、その下位には上位より砂岩(Ks_1)、泥岩(Km_1)、砂岩(Ks_2)、礫岩(Kg_2)という層序で薄く堆積し、さらに最下位には花崗岩(Gr)が基盤を成している。礫岩の最上部 1～4 mは特に風化が激しく、砂礫状になっているが、それ以深は直径 10～15mm の非常に硬質な角礫状で締まっている。砂岩 (Ks_1)は比較的に亀裂が少なく、泥岩(Km_1)は最上部が非常に柔らかく粘土化している。その下位の砂岩 (Ks_2)には細礫が混入し、一部粘土化したところもあるが、最深部の礫岩 (Kg_2)は比較的風化しておらず、良好な状態にある。花崗岩(Gr)は亀裂がほとんどなく、岩盤の状態は良好である。一方、南側斜面は花崗岩質砂岩で風化が激しく土砂



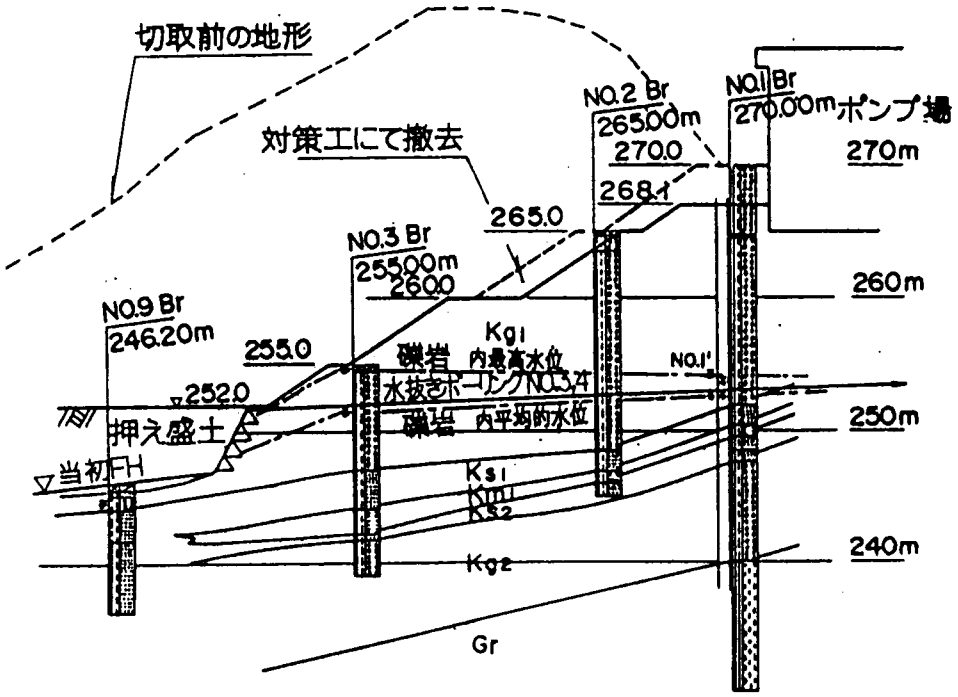
(a) 隣接住宅開発前の地形(1971年) (b) 隣接住宅開発後の地形(1977年)
○は研究斜面の位置　　▲はポンプ場の位置

図－5.3 研究斜面上部の住宅開発履歴

化している。これらのコアは指圧でつぶれる程度の状態であり、一部ではさらに粘土化した部分もある。しかし、深い部分ではN値が50以上と堅固である。南側及び西側斜面の境界(南西)の角部では、大きく地層が変わるのが見られ、小規模な断層も認められた。



図－5.4 動態観測位置平面図



図－5.5 地質縦断面における地下水位状況（A－A）

5.3 動態観測と地下水の挙動

5.3.1 調査及び観測計画

図－5.4 に示したボーリング地点で、その孔を利用して地下水位を観測した。また、傾斜観測を行うために地表伸縮計、地表傾斜計を同図に示す位置に設置した（写真－5.1参照)。地下水位観測は、観測孔 No.1, 1′, 3（西側斜面観測用３ケ所)及び No.5, 6, 6′(南側斜面観測用３ケ所）の合計６ケ所において実施した。No.1′ では基盤である花崗岩の被圧地下水位を、No.1,3 では礫岩中の水位を、No.5, 6 では花崗岩質砂岩中の水位を、さらに No.6′ では砂岩が風化した部分の地下水位をそれぞれ観測した。ボーリング孔を利用し、観測孔 No.204 及び NO.2, 4, 7, 8, 9 の合計６ケ所で孔内傾斜を測定した。地表伸縮計は５測線、地表傾斜計は４ケ所に設置した。これらの調査及び動態観測計画については表－5.1 に示す。

表－5.1　調査及び動態観測計画一覧表

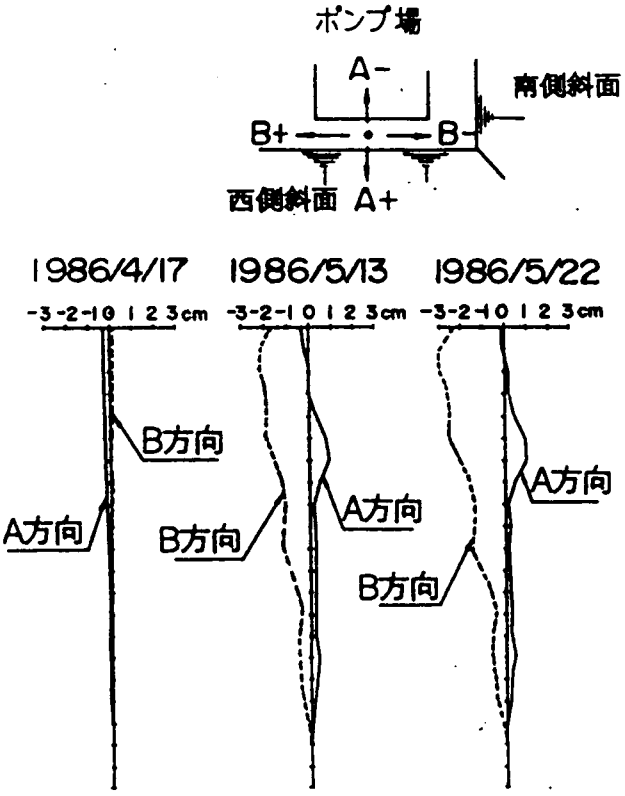
区分	項　目	箇所数	記　事　（目的）
動態観測	孔内傾斜計	6	No.2,4,7,8,9,No.204
	孔内水位計	6	No.1,1',3,5,6,6' 礫岩、花崗岩中の水位測定
	地表伸縮計	5	S-1~S-5　インバール線設置
	地表傾斜計	4	I-1~I-4　気泡式
	構造物変位	１５	座標測定及びレベリング
地質調査	現場せん断	1	礫岩
	土質試験	5	西側斜面　砂岩、泥岩、粘土、押え盛土材
	〃	1	南側斜面　花崗岩質砂岩

西側斜面の地質縦断面図及び動態観測位置と地下水位の状況を図－5.5 に示す。各観測計器の設置及び地質調査は切取り工事の進捗に合わせ、早期に実施することにした。

5.3.2 地盤の動態観測結果

切取工事は1985年8月より1986年2月まで行われ、動態観測は工事開始より

始と同時に実施し1988年9月まで継続した。図－5.6に孔内傾斜計の観測結果の一部を示すが、1986年4月17日から5月13日にかけて顕著な累積変位が認められた。変位はその後も続き、5月22日 の段階では 5月13日までの1.5 倍の変位量にまで増大した。写真－5.1 に西側斜面に設置した地表伸縮計を示す。



図－5.6 西側斜面滑動前後の孔内傾斜観測結果(単位cm)

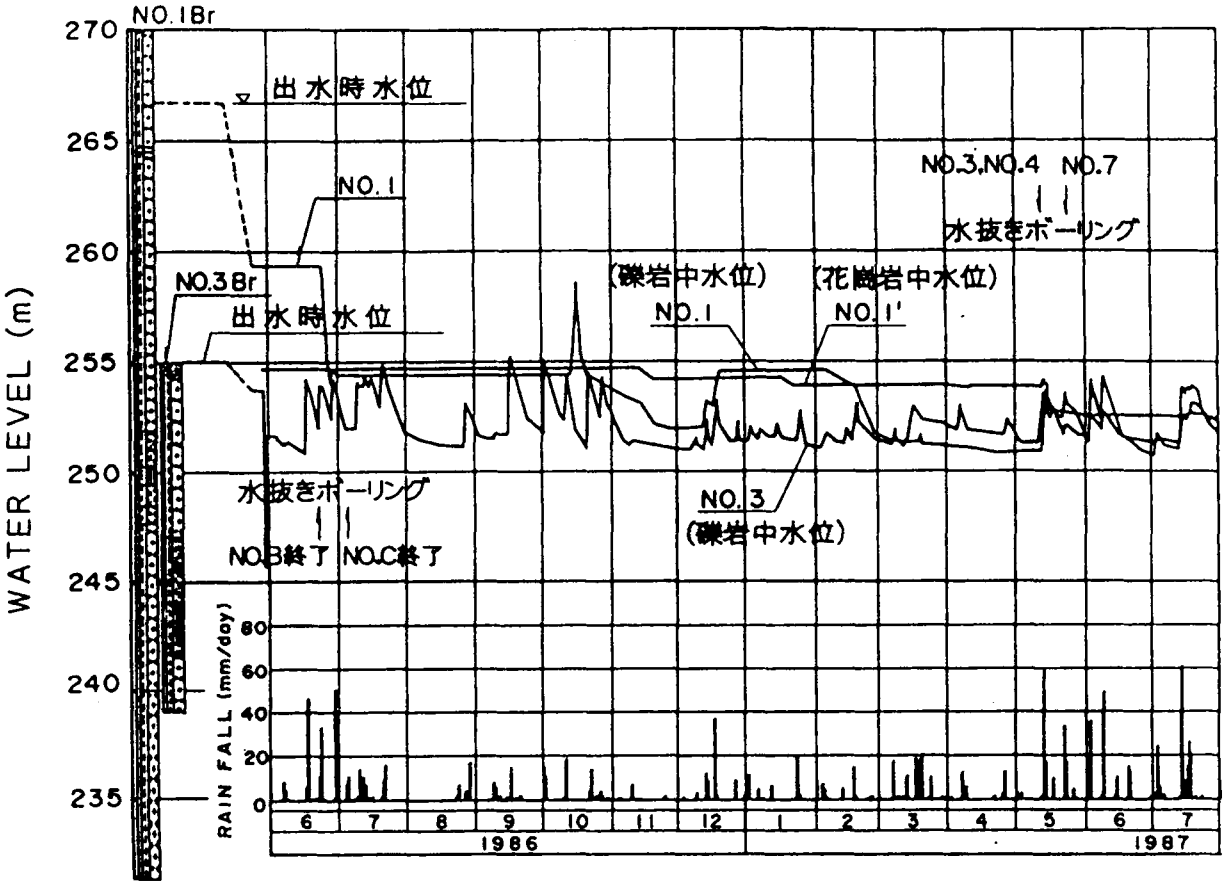
一方、1986年5月3日、西側斜面中央部より約 500l/min の出水が突然発生した。出水の原因は斜面上部にあるポンプ場躯体外部の連絡配管が破断したため、漏水したものと判明した。これは当切取工事が地山の地下水位を低下させたため、ポンプ場の躯体埋戻土に沈下が生じ、連絡配管が破断されたことによるものであった。滑動後の同年 5月13日での変位は GL-18m以深にみられ、GL-5～6m付近では、西側へ1cm, 東側へ3cmの変位が生じた。

連絡配管による出水を停止させた後は、この位置での傾斜変動は認められなかった。また、No.2地点においては、再度計器を設置して動態観測を続けたが、3 mm程度の変動で測定誤差の範囲内と思われ、斜面の動きに変化はないものと判断された。

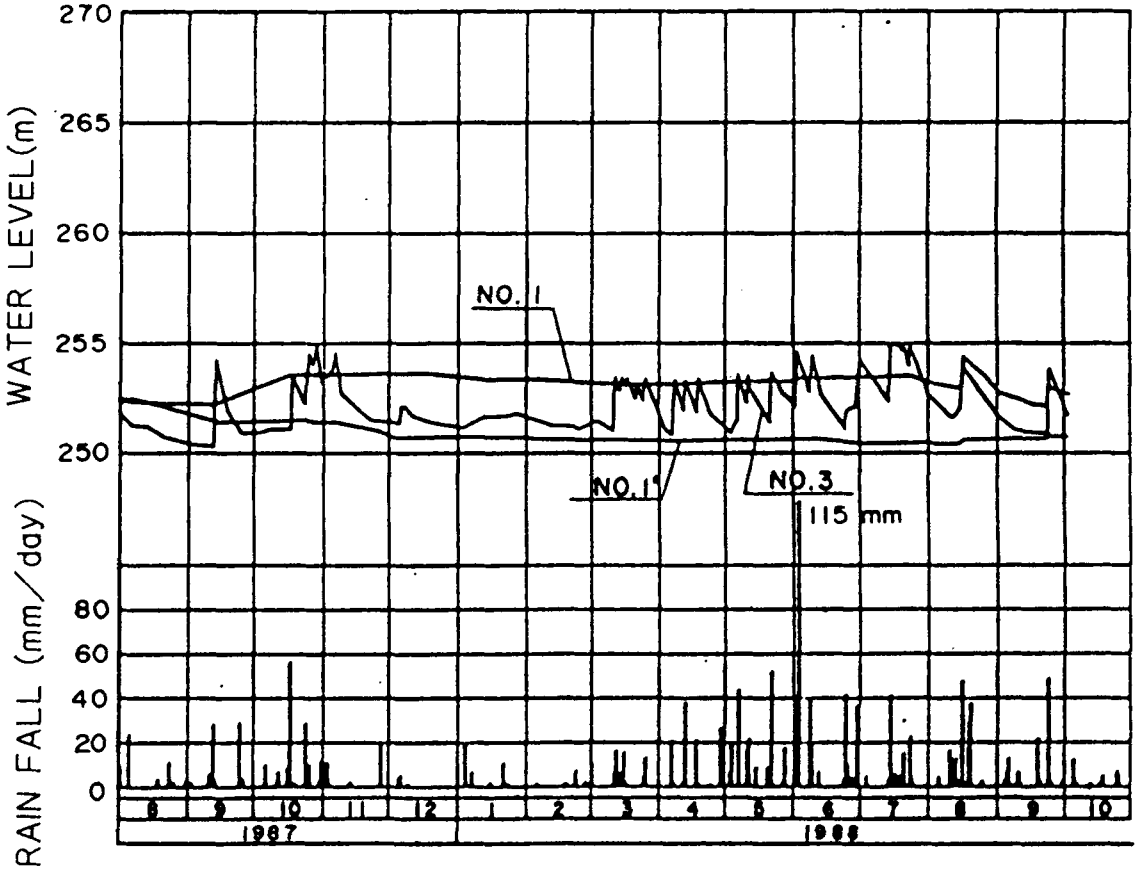
写真－5.1 西側斜面における地表伸縮計設置状況

5.3.3 地下水位の動態観測結果

孔内観測によって得られた1986年6月 から1988年10月までの最上部礫岩中の地下水位及び花崗岩中の水位についての観測結果を図－5.7(a)(b)に示す。同図には降雨量も合わせて示している。なお、その後対策工として11箇所の水抜きボーリング（φ86～116mm）を1986年6月 から1988年9月 までの間に順次実施した。そのうち、５本の水抜きボーリング（No.3、4、7、B、C）の実施時期と水位の観測結果を図－5,7(a)(b) に合わせて示す。出水時の斜面最上部における水位（No.1)は EL.267mであり、その後出水を止めた段階ではEL.259mまで低下した。さらに、水抜きボーリングを実施したところ、水位はさらにEL.254mまで低下した。その後の水位は降雨の影響を受けて変動を繰り返すが、その幅はEL.251mからEL.255mの間にあり、平均水位はEL.253mになっている。以上のことから、順次実施した対策工の過程と各観測孔の水位変動の間にはよい連動性があることが認められた。



図−5.7(a) 地下水位の観測結果 (1986/6~1987/7)



図−5.7(b) 地下水位の観測結果 (1987/8~1988/10)

5.4 すべりの発生機構と対策工

5.4.1 すべりの発生機構

切取りにより地山の地下水位の低下が生じたが、すでに隣接部に先行開発によるポンプ場があり、しかも，建物の外周部に連絡配管が設置されていたという特異な状況下で、当斜面のすべりは発生したものである。地山の地下水位の低下が埋戻し土の沈下を引き起こし、それが外周部連絡配管を破断し、この破断により逆に地下水位の上昇を生じさせ、これが滑動の直接原因となったものである。

ポンプ場の躯体部分の掘削により、躯体底版部の近傍に明白な引張り亀裂があること、しかも、この亀裂はほぼ鉛直に下方に伸びていることが確認できた(写真－5.2及び5.3参照)。上部の礫岩は大きなせん断強度を有するが引張りには弱いため、今回のような引張り力が作用した場合比較的容易に切れることから、亀裂が発生したものと考えられる。また、礫岩層と砂岩層との間に挟まれている厚さ0.80～1.95mの泥岩層の上面がすべり面になったものと推察される。テストピットでは明確なすべり面が確認できなかったが、写真－5.4 に示すような泥岩層の一部に脆弱化した粘土層が認められすべり面を形成したことが予想された。今回の場合、斜面下方の擁壁に変状が現れた時点で押え盛土を実施し、完全な崩壊状態に至らなかったため、大変位を伴う明確なすべり面は発生しなかったものと考えられる。

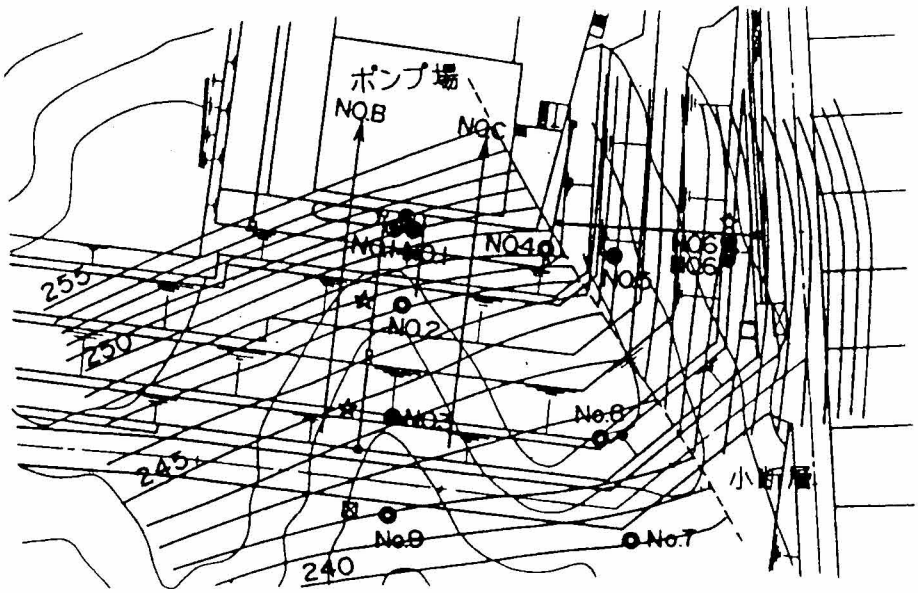
田中の提案する水圧分布形状[3)]で、急激に間隙水圧が上昇し、斜面のバランスが崩れたものと判断される。上部の礫岩は亀裂に富み密度は比較的高いが透水性も高く、その透水係数は10^{-3}cm/sec以上と考えられる。このため、降雨等による地下水の影響を受け易く、今回の突然の出水に対し上記のようなすべりを発生させたという点で、礫岩の透水性はすべりの重要な素因となっている。

図－5.8 に西側斜面のすべり面の等高線を示す。これよりすべり面のながれ方向は南西方向を示すことが認められる。

写真－5.2 ポンプ場躯体近傍に発生した引張り亀裂の状況

写真－5.3 ポンプ場躯体埋戻し土の沈下によるアンダードレーン管の破壊及び礫岩に発生した亀裂の状況

このすべりはポンプ場からの出水により誘起されたが、図－5.12に示すようなすべり面が形成されてしまったため、この出水を止めても以後の安定には不十分で、新たな対策を要する事態に至った。このような理由で、新たな状況下におけるすべりの問題として検討を加えていく必要がさらに生じた。



図－5.8 推定すべり面等高線平面図

写真－5.4 すべり面となる泥岩層の脆弱化した粘土層

5.4.2 地盤の強度

想定すべり面に対し各層の強度を求めるため、法先部においてテストピットを掘り各層の乱さない試料を採取した。ただし、礫岩は乱さない試料の採取が不可能であったため、下記の 1) に示すように現場せん断試験を実施した。また、粘土(泥岩の脆弱化したもの)、泥岩及び砂岩については、2)に示すように室内一面せん断試験を実施した。押え盛土材については、原位置で現場密度、含水比を測定し、室内にて同一条件に試料を成形して一面せん断試験を実施した。以上の各試験の結果を整理すると表－5.2 のようになる。これらのうち、室内試験の結果は有効応力表示であるが、原位置試験である礫岩の試験結果も、透水係数が高いことからＣＤ(圧密排水)試験と見なされる。すべり面が生じたと推定される泥岩上部の粘土化層は粘着力、内部摩擦力ともに低く、この強度はすべりによるピーク強度後の軟化強度あるいは残留強度に対応するものと推定される。砂岩は採取した試料がかなり新鮮なものであり、得られた強度定数は比較的大きい値を示した。

表－5.2　地盤の強度定数

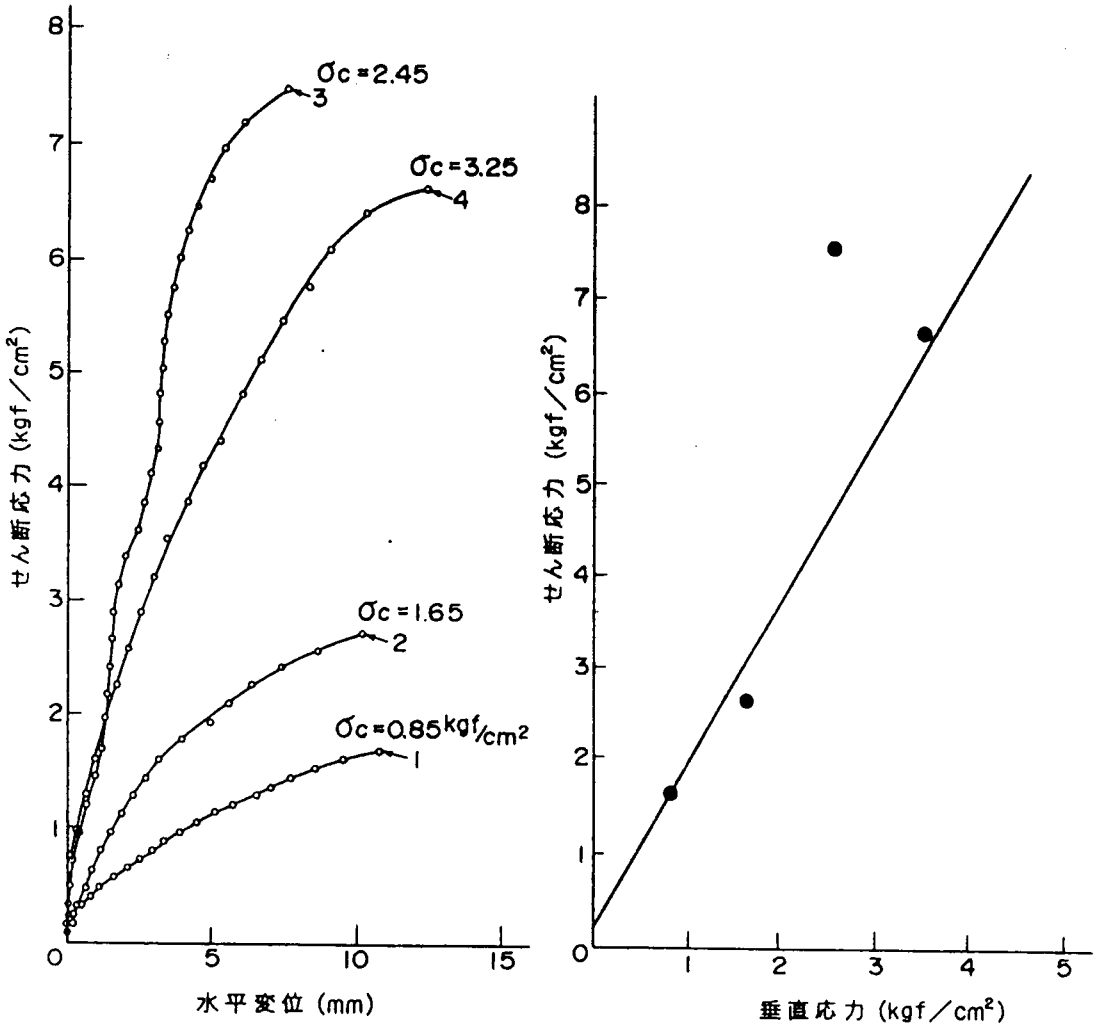
種別	粘着力 c	ϕ	粘着力 c'	ϕ'	摘　要
粘土 (Km)	0.27 k_gf/cm^2	2.2°	0.16 k_gf/cm^2	11.8°	一面せん断試験
泥岩 (km)	1.73	41.0	0.65	40.8	〃
砂岩 (Ks)	1.77	47.5	2.09	52.1	〃
礫岩 (Kg)	0.20	60.0	—	—	現場せん断試験
押え盛土材	0.68	27.0	—	—	三軸圧縮試験

c'及びϕ'は有効応力を表す

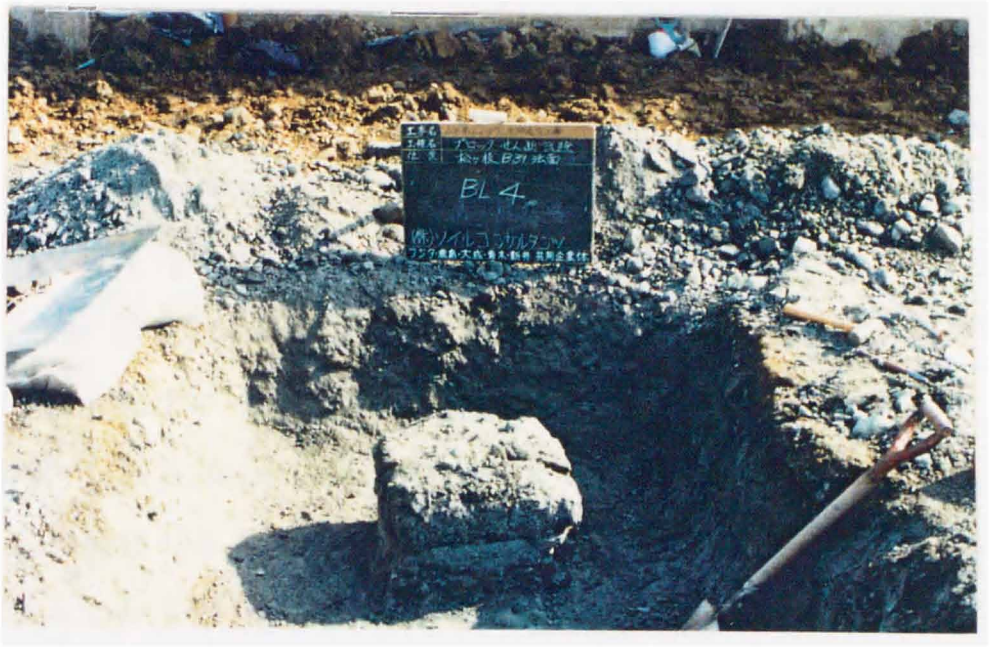
1)　礫岩の原位置せん断試験

テストピットを現地の図－5.4 に示した位置にて掘削し、礫岩の原位置におけるせん断試験を実施した。この試験は礫岩のせん断強度を出来る限り原位置の状態のままで把握しようという目的で行ったものである。[5] テストピースの大きさは 50cm×50cm×25cm とした。せん断面の形状は50cm×50cmの正方形である。この寸法になる礫岩の岩塊を現地にて成形し、その周囲を長

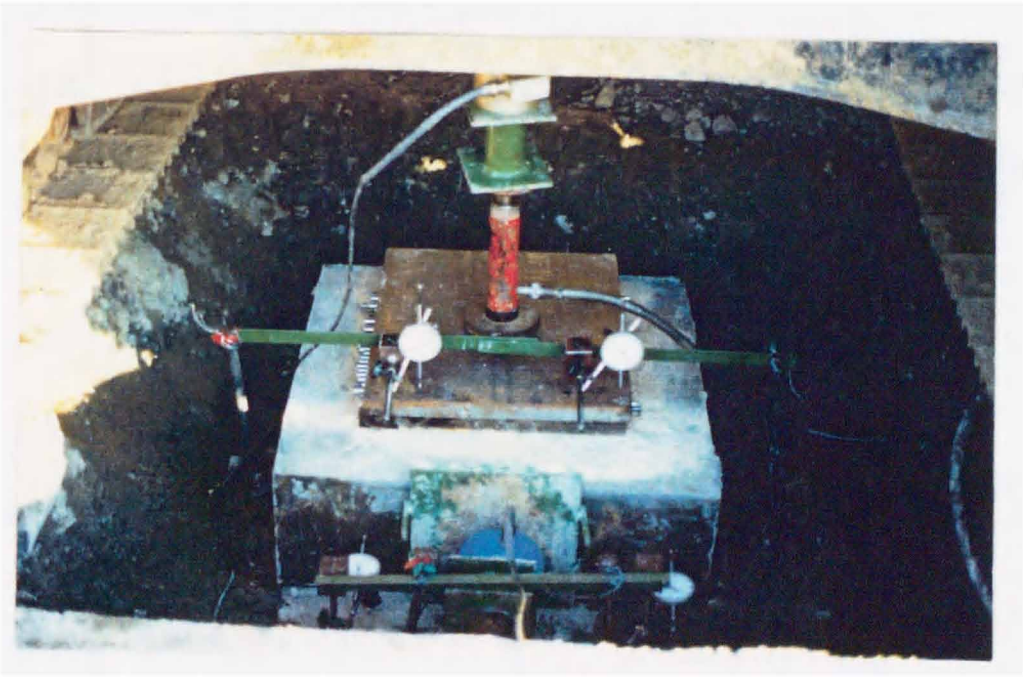
さ 2.0m、幅 0.5mとなるように掘削した（写真－5.5参照）。この礫岩のブロック状の岩塊の周囲をコンクリートにて充填し、反力となる部分にもコンクリートを打ち、４日間養生した後せん断試験を実施した。コンクリートが固化したのち上面に石膏を用いて均したのち、鉛直載荷板を密着させて設置した。鉛直力の反力として大型ショベルを使用した。荷重量の検出はロードセルを用い、せん断荷重は水平反力用のアンカーコンクリートから油圧ジャッキにより得ることとした。変位の測定のため、鉛直荷重載荷面に差動トランス型変位計を２ケ所、水平変位測定用に２ケ所設置した（写真－5.6参照）。試験時のせん断力の載荷方式はいずれもひずみ制御方式とし、せん断速度は 1 mm/minとした。また、鉛直荷重の大きさは、8_t(32tf/m²), 6_t(24tf/m²), 4_t(16tf/m²), 2_t(8tf/m²) の４種とした。この原位置せん断試験の結果については図－5.9 に示す。



図－5.9 礫岩の原位置せん断試験結果



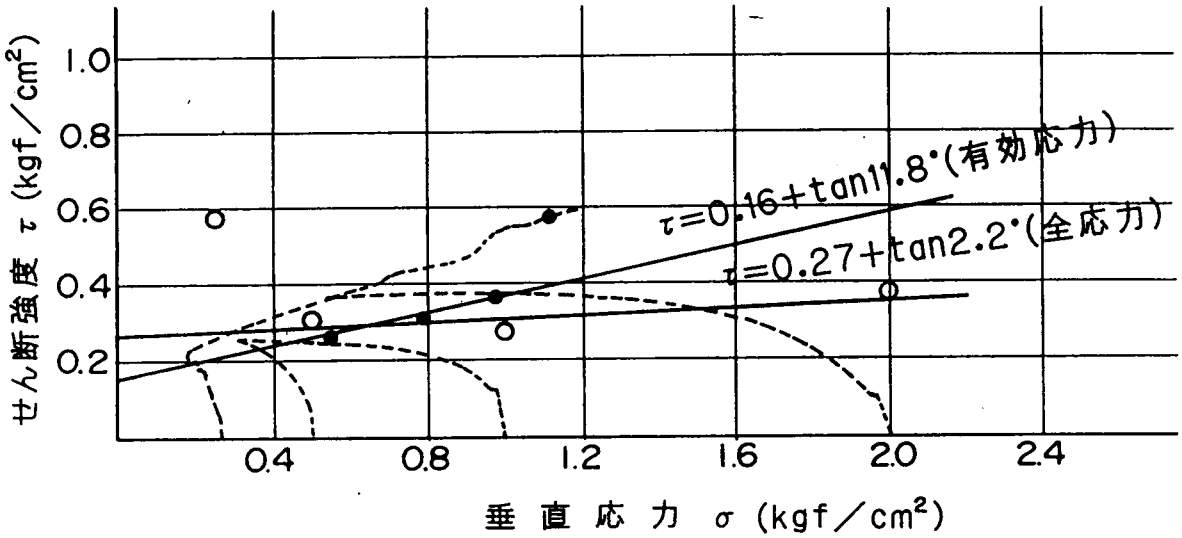
写真－5.5 礫岩の原位置せん断試験テストピット



写真－5.6 礫岩の原位置せん断試験載荷状況

2） 室内せん断試験（粘土、砂岩、泥岩）

泥岩は、15cmモールド(高さ17.5cm)の先端にカッターを取り付け、回りの試料を掘削しながら少量ずつ打ち込んで乱さない試料を採取した。砂岩は、直径15cmで釘を打ち込むための穴を開けたアクリル製の板を試料の上端に置き長さ20cmの釘を打ち込んで回りと縁を切りブロック状にて乱さない試料を切り出した。粘土は、ステンレス製のシンウオールサンプリングチューブ(内径75mm）を長さ10cmに加工したものを手で押込んで、乱さない試料を採取した。各岩種につき４供試体づつ作成し一面せん断試験を実施した。粘土の試験結果について図－5.10に示す。



図－5.10 粘土の一面せん断試験結果

5.4.3 間隙水圧の分布

1986年5月に当切取斜面が滑動して以来、応急処置としてのポンプ場配管の漏水箇所の復旧及び緊急押え盛土の施工、さらに水抜きボーリングの実施により、斜面の地下水位は大きな変動を受けた。水抜きボーリングの実施により、地下水位は降雨による変動はあるものの確実に低下した（ 図－5.7参照)。 安定解析の検討にあたっては、以上のことから地下水位を次の４ケースに設定した。

ケース①（出水時）

ポンプ場の連絡配管が破断し最高水位となった時点

ケース②（止水時）

緊急対策として出水をとめ斜面先端での押え盛土を施工した時点

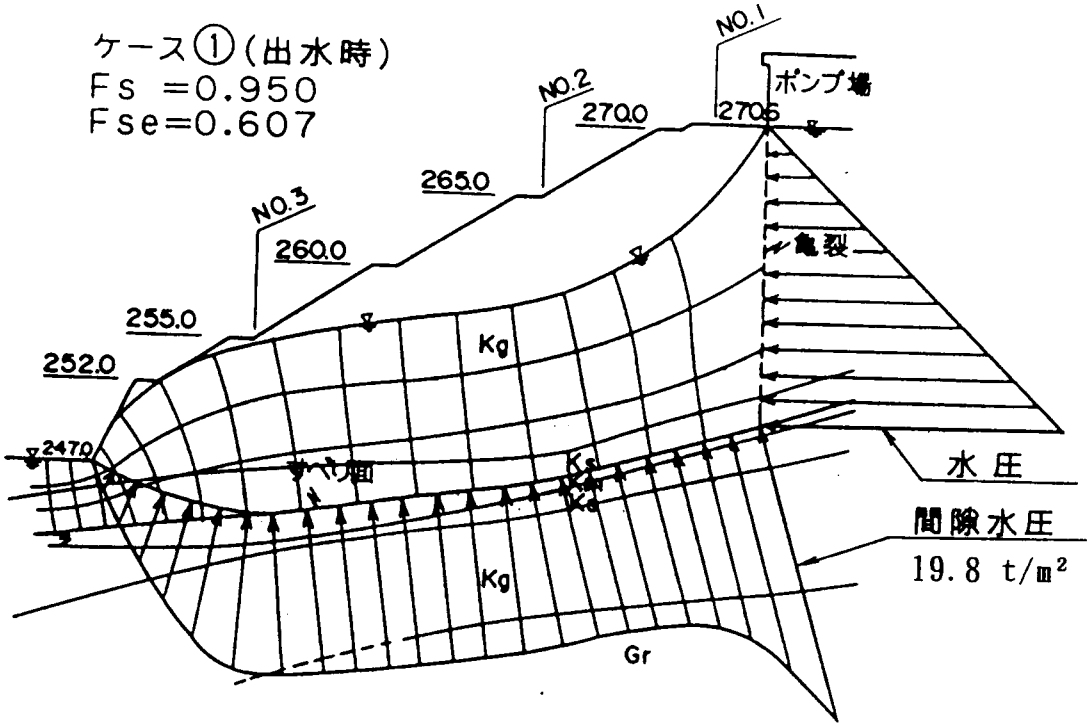
ケース③（水抜時）

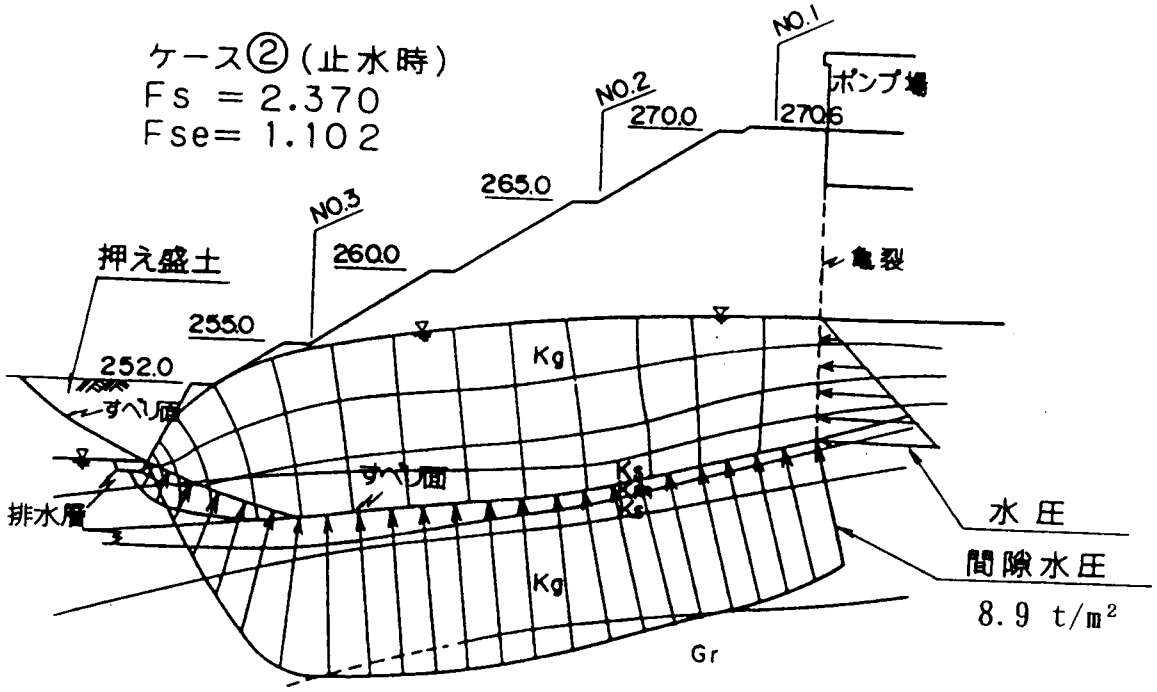
対策工として水抜きボーリングを最初に実施した時点（水平ボーリングNo. B及びC）

ケース④（完成時）

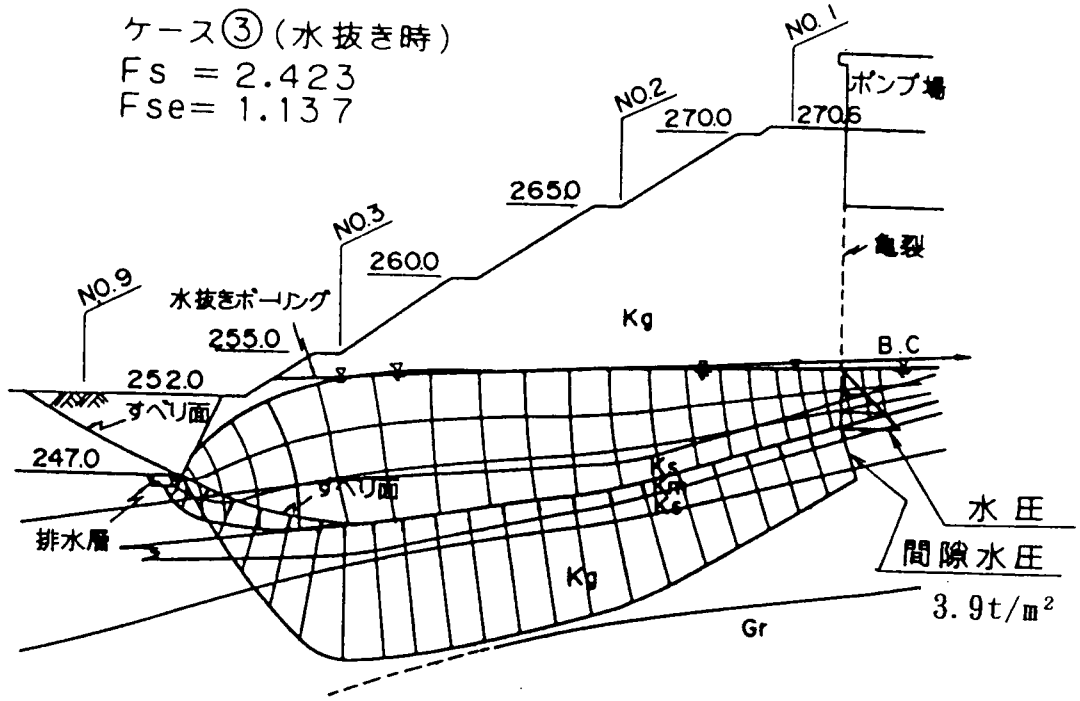
さらに、水抜きボーリングを実施し恒久対策を完了した時点（11本のボーリング）

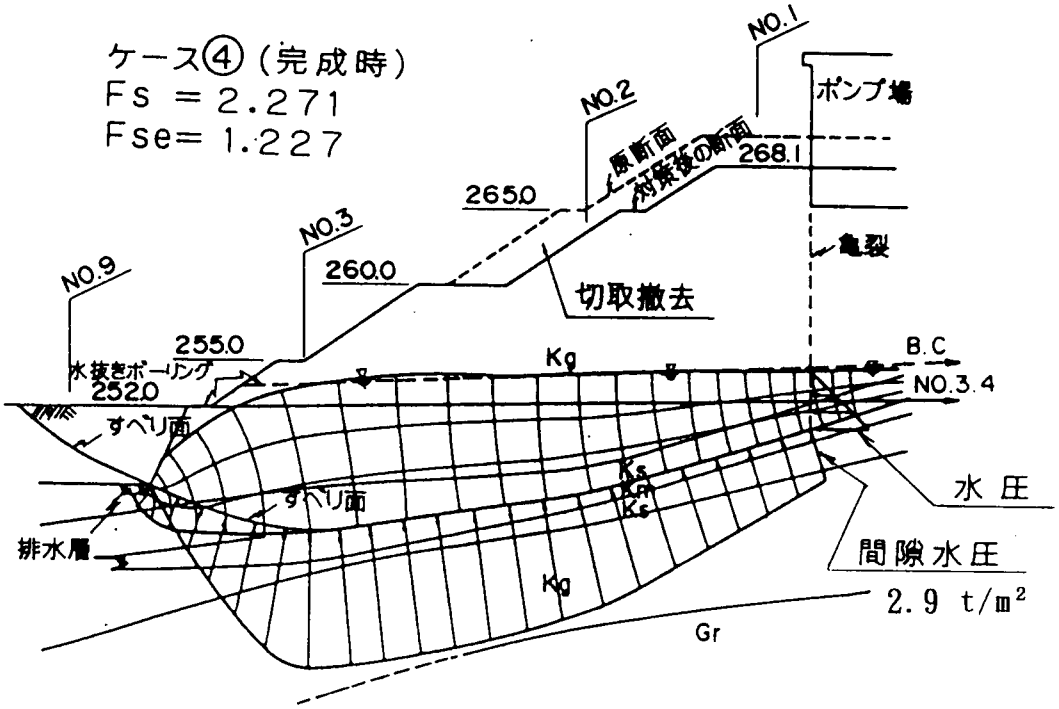
図－5.11(a)(b)にケース①～④の場合のフローネット及び間隙水圧分布図をそれぞれ示す。なお、①～③の水面形は観測記録からの水位に基づくものであるが、④については最終的に水抜きボーリングが完全に効果を発揮し、長期的に安定した状態を想定したものである。





図－5.11(a) 間隙水圧と流線網図





図－5.11(b) 間隙水圧と流線網図

5.4.4 安定解析

前節で求められた強度定数及び間隙水圧分布に基づいて安定計算を行った。その結果はFs＝4.65と得られ、安全率(Fs)が 1.0を大きく上回ってしまうことになり、不合理な結果を生じた。これはすべり面となる粘土層のせん断強度が室内試験の結果ではピーク強度を用いていることによるものと判断される。

1) ケース①の場合を用いて逆算法によって、安全率Fs＝0.95となるときのｃ～φ関係値を求めた。この結果を図－5.13に示す。

2) 一方、粘土の強度がピーク強度から完全軟化状態を経て残留強度に低下することが周知されているが、すべり面を形成する時点の強度はこの中間値と考えてよい。残留強度についてはこのすべりが発生した後、すべり面での粘土を採取しその強度を一面せん断試験にて求めた結果、ｃ'＝0.5 tf/m^2, φ'＝0°を得た。これらの関係を図－5.13にプロットした。

3) すべり面となる粘土のせん断強度についてはつぎの手順で決定した。

◇ 砂岩層のせん断強度としては、内部摩擦角が室内一面せん断試験の結果より得られたφ'＝52.1°を採用するものとし、粘着力を逆算法により求めた。

◇ すべり面の粘土が室内試験結果の値（ｃ'＝1.6 tf/m^2, φ'＝11.8°）をそのまま保持するとした場合、砂岩の粘着力は ｃ'＝58.5 tf/m^{2}となることが得られ、砂岩の粘着力の試験値を大きく上回ることになった。

◇ また、図－5.13に示したｃ～φの関係より、粘土のピーク強度と残留強度との関係から中間値となる粘土化層のせん断強度として、Fs＝0.95であるｃ～φ関係線上からｃ'＝0.8 tf/m^2, φ'＝5.5° を用いた。なお、この値はピーク強度の約 50%としたもので、この低下率は第３章にて検討した値と同様に考えた低下率を採用した結果である。

◇ このすべり面のせん断強度の値を用いると結果、砂岩の粘着力は、ｃ'

＝19.55 tf/m²となった。

◇ したがって、すべり面の粘土化層のせん断強度としてc'＝0.8tf/m²，φ'＝5.5° を採用した場合、砂岩層の粘着力は室内試験の結果にほぼ一致することとなった。したがって、この粘土化層のせん断強度を採用するものとした。

安定解析に用いた各地層の土質定数及び安定解析の結果を、表－5.3 に整理した。出水時以降のケース②～④の安定解析には，このせん断強度を採用することにした。解析は、非円弧すべり面法により、下記の(1) 及び(2) 式を用いて行った。なお、地震時の水平震度は地域性、重要度を考慮して Kh＝0.18 とした。図－5.12に安定解析に用いた断面を示す。安定解析に用いた安定式は、4.4に示した式に間隙水圧を考慮して次式とした。

【常時】

$$Fs = \frac{\Sigma (N - u) \cdot \tan\phi + \Sigma c L}{\Sigma T} \qquad (1)$$

【地震時】

$$Fse = \frac{\Sigma (N - Ne - u) \cdot \tan\phi + \Sigma c L}{\Sigma (T + Te)} \qquad (2)$$

ここに、Fs, Fse ： 安全率(常時、地震時)

N ： すべり面に対する垂直力

T ： 〃 せん断力

c ： すべり面の粘着力

φ ： 〃 内部摩擦力

u ： 水圧

L ： すべり面の長さ

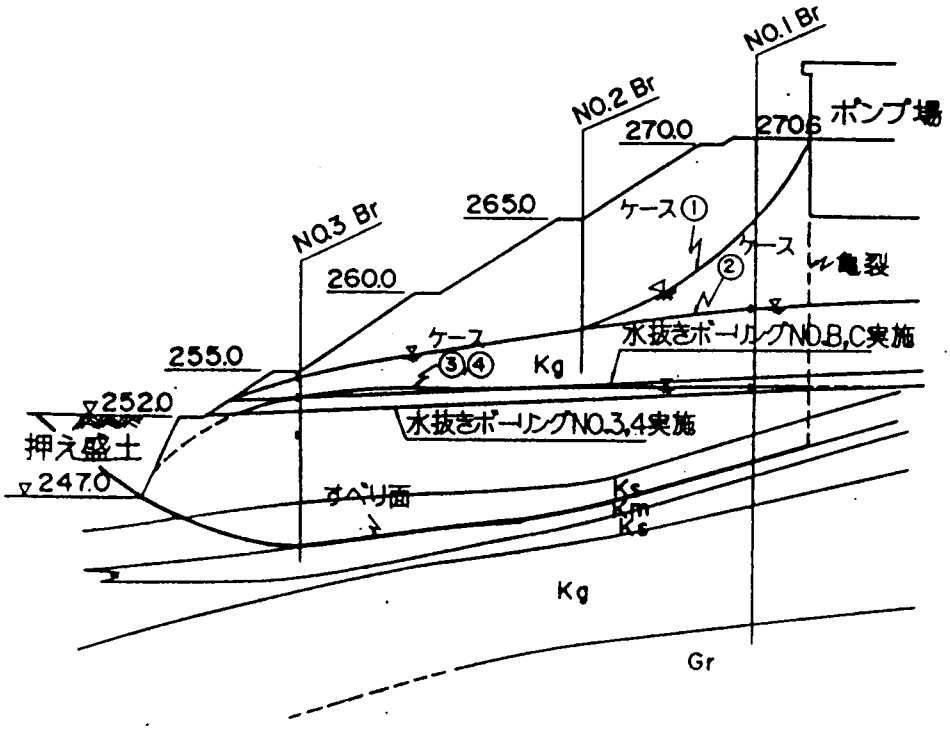
Ne ： 地震時における付加垂直力

Te ： 〃 付加せん断力

表－5.3　土質定数及び安定解析結果一覧表

解析に用いた土質定数		
種別	粘着力(c')	内部摩擦角(φ')
粘土(km)	0.8　tf/cm²	5.5°
砂岩(ks)	19.55　〃	52.1°
礫岩(kg)	0　〃	60.0°
押え盛土	6.8　〃	27.0°

安定解析結果		
検討時点	安全率(常時Fs)	安全率(地震時Fse)
ケース①　出水時	0.950	0.607
ケース②　止水時	2.370	1.102
ケース③　水抜き時	2.423	1.137
ケース④　対策完了	2.721	1.227



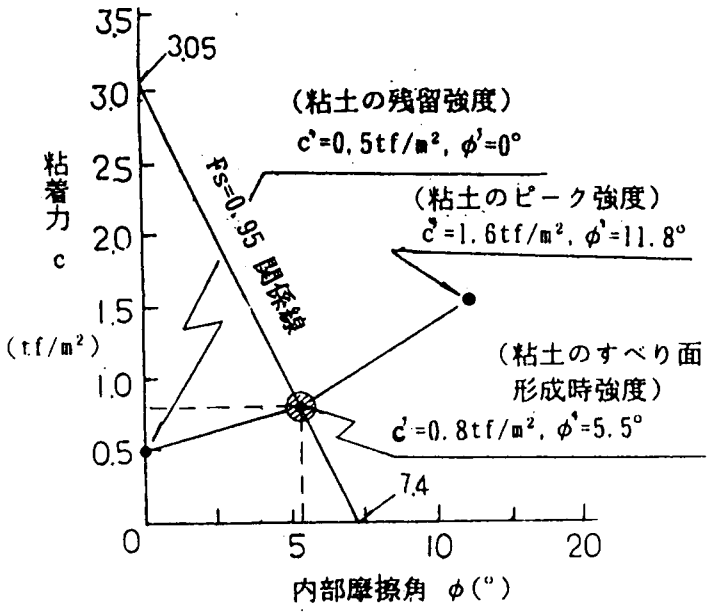
図－5.12 水抜きボーリングと地下水の関連図

5.4.5 対策工

前節の安定解析の結果より、最初の水抜きボーリングを実施した時点（ケ

ース③）では、地震時安全率は規定の必要安全率 Fse=1.2を下回っている。そこで、水抜きボーリングを追加して地下水位の低下をはかり、さらに斜面最上部の一部をカットして荷重の低減をはかったところ、ケース④に示したように、規定の安全率を上回るという結果が得られた。さらに長期的な安定をはかるため、法先の押え盛土工を延長して斜面延長方向に15mから90mに拡大した。

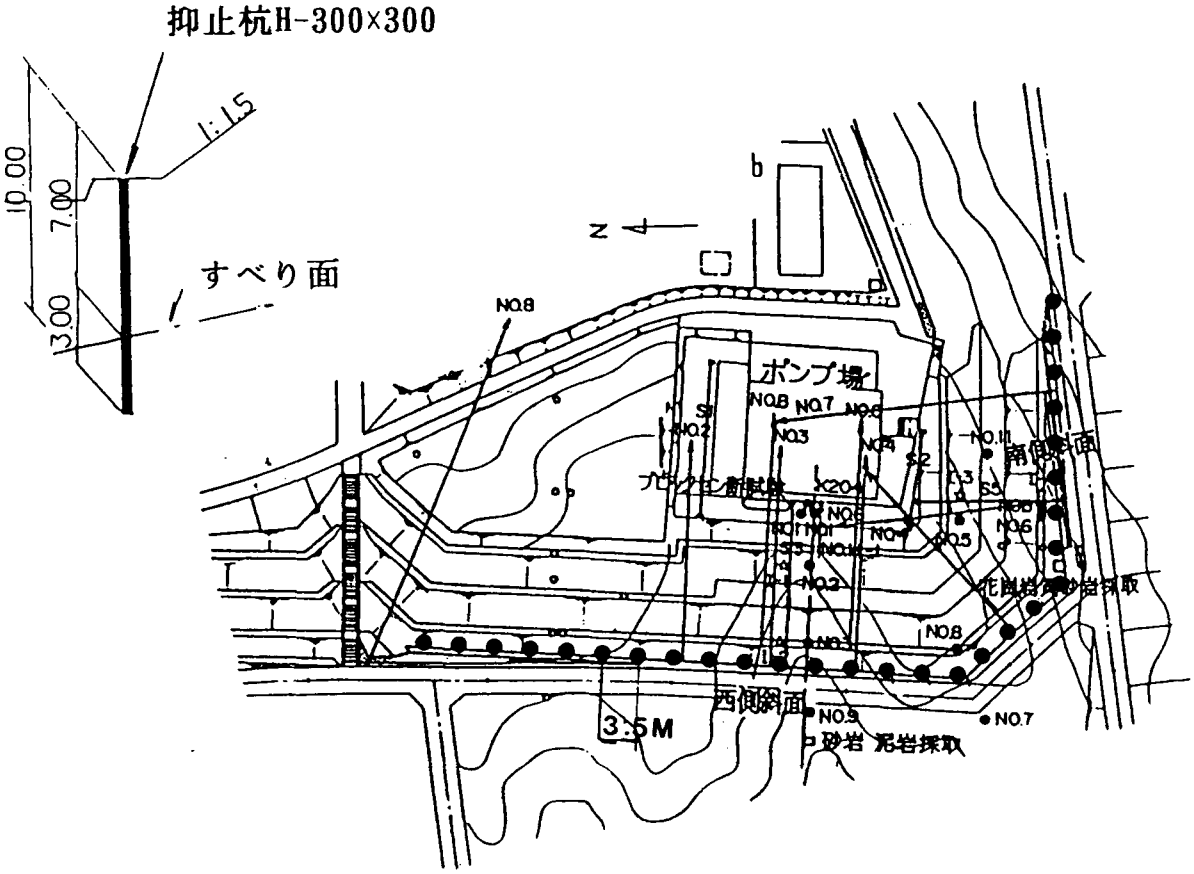
また水抜きボーリングの耐久性については、田中[6]は目詰りや酸化鉄(Fe_2O_3）等の沈着などによる排水能力の減少などに起因し、礫岩層内の地下水面の上昇を招くことに留意することを指摘している。排水能力を確保するための管理体制をとることにも限界がある。対策工として水位の上昇が発生した場合でも目標の安全率を確保する目的から、追加安全対策工として抑止杭を打設することとした。抑止杭は曲げ杭とせん断杭とに分かれるが、このケースにおいてはすべり面が明確になっていること及び下部は基盤岩である花崗岩が堅固であるとの判断から、せん断杭として採用することとした。図－5.14に抑止杭の打設計画を示す。水位上昇の可能性としてケース②の止水時の水位を採用するものとして、すべりの抑止力の不足分を杭のせん断抵抗力にて負担するとしたものである。以上の対策工を要約すると、表－5.4 のようにまとめられる。



図－5.13 すべり面のc～φ関係図

表－5.4 対策工法の一覧表

対策工法	目的	対応性	仕　　様
1)水抜き ボーリング	地下水位の低下により間隙水圧を低減	緊急対応 長期安定化	水平仰角2° φ=65 L= 50m 5本 〃 φ=65 L= 65 1 φ=75 L= 50 2 〃 φ=75 L= 13 1 下方俯角50° φ=65 L= 55 1 〃 40° φ=65 L=110 1
2)斜面上部の 一部切下げ	滑動モーメントの 低下	長期安定化	厚さ 3m 幅 80m 総土量 3,120 m^3
3)押え盛土工	斜面先端の補強	緊急対応 長期安定化	厚さ 5m 幅 90m 総土量 6,750 m^3
4)抑止杭打設	地下水位上昇時でも Fse≧1.2を確保	長期安定化 補強対策	せん断杭(H-300×300, L=10.0m) 打設ピッチ@ 3.50m



図－5.14 抑止杭の打設図

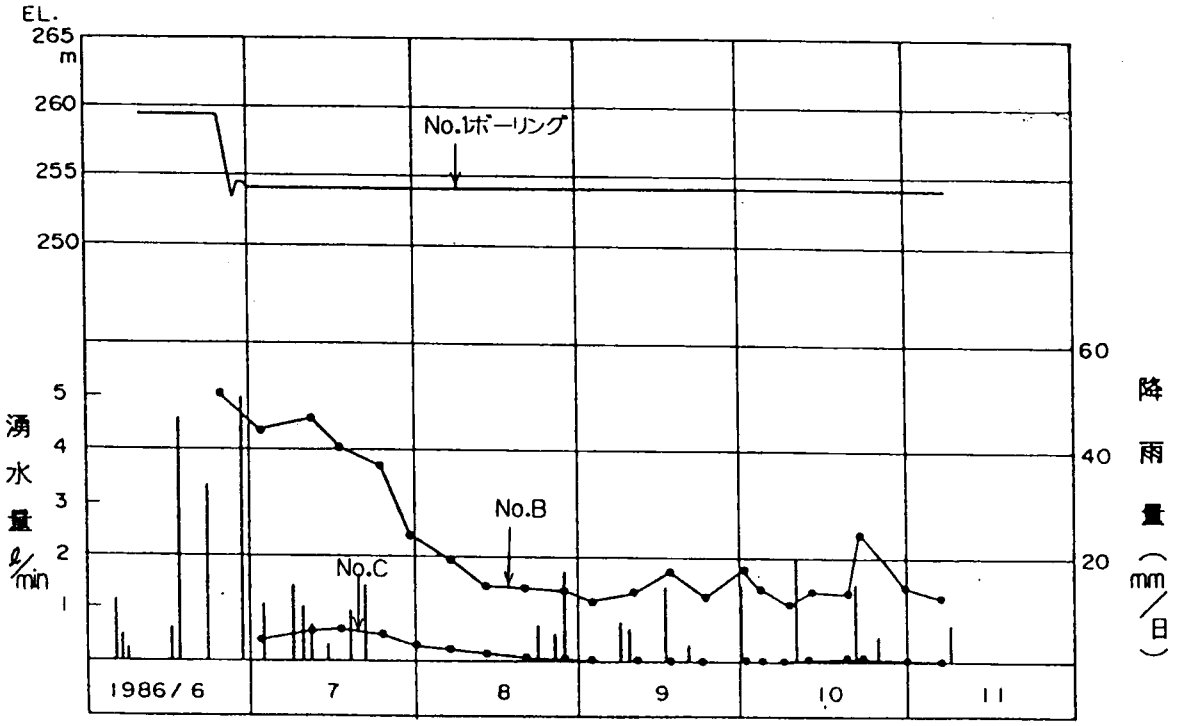
5.4.6 水抜きボーリング結果

1）水抜きボーリングの効果

水抜きボーリングは図－5.4 に示したように、合計11本実施したが、このうち No.B及びNo.C については、ポンプ場の連絡配管からの異常出水に対応すべく緊急用に実施したものである。またNo.1～No.9については地下水位の長期安定化に対応するためのものである。

◇ 緊急対応

ポンプ場からの異常出水に対応するため、緊急用の水抜きボーリングを2本実施した（No.B及びNo.C，図－5.8参照）。この2本のボーリングはポンプ場の直下にあたる位置まで掘削し、延長は各々 50m となっている。EL. 253.5 mより仰角2° にて掘削し、ストレナー加工した塩ビパイプ（VP-75）を挿入した。湧水は孔口より20m付近より発生し、35.5m付近にて30 l/minと急激な増加を見た。配管からの漏水が停止したのちは 6.5 l/minに減量したが、その後は4～8 l/minの湧水状態が続いた。この湧水の変動状況については図－5.15に示す。



図－5.15 緊急対策水抜きボーリングの湧水量と地下水位の関係

地下水位が水抜きボーリングを実施することによる効果については、先行して設置していた地下水位観測用ボーリングの水位変動を観測するによることによって判断される。No.1地点での地下水位観測によると、地下水位はEL.259.4mに一定していたが、6月14日より水抜きボーリングを開始し、No.1地点の近傍約10mに接近した時点の 6月24日より地下水位が低下し始め、5日間で約5m低下しEL.254.5mにて落ち着いた。その後の水位は図－5.16に示すように一定となっている。その後は図－5.7(a)(b) に示すように10月まで大きな変化が見られないため水抜きボーリングの実施効果があったものと判断できる。

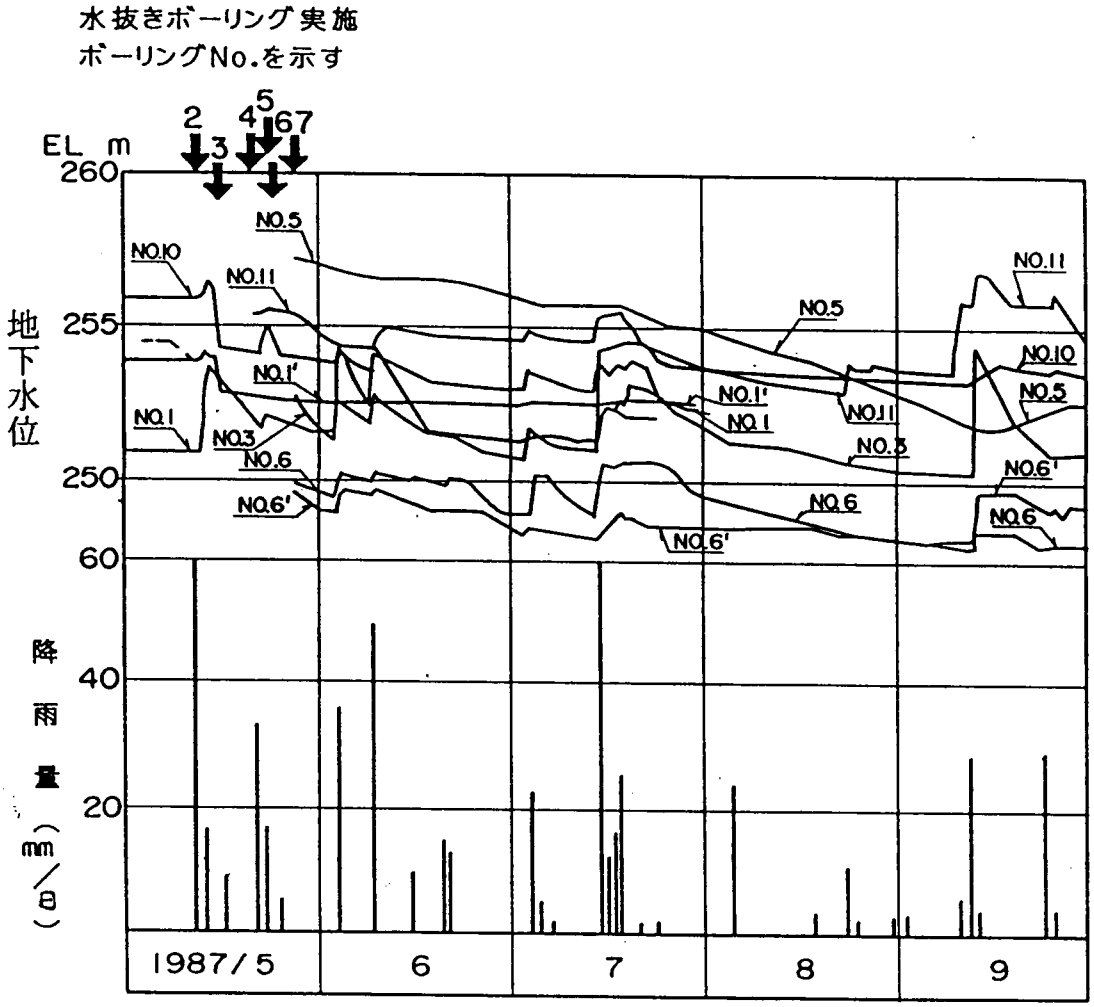
◇長期安定化対策

異常出水が収まった後、地下水位低下を常時安定化させるために水抜きボーリングを9本実施した（図－5.4参照)。このうちNo.2～No.7については、緊急対応にて実施したNo.B及びNo.Cと同様に、仰角2° にてポンプ場の方向に対して掘削したものである。ポンプ場の直下周辺におけるこれらのNo.2～No.7水抜きボーリングが1987年 5月において実施されたが、この後の地下水位観測の結果を照合してみると、図－5.16のように各観測孔とも降雨の影響によって水位が連動しているものの、全体には水位が低下する傾向が見られる。

水抜きボーリングのうちNo.1及びNo.8水抜きボーリングは、各々俯角 50°及び40° にて掘削し、基盤岩である花崗岩まで貫入させ、花崗岩層の被圧水を取水する目的で実施したものである。

No.8 は延長110mと長く、図－5.17に示したような断面を計画した。 EL.247m よりφ＝86mmで掘削し、孔口より25mはストレーナを閉塞させた。それ以深はストレナー加工の塩ビパイプ(φ65mm)を設置した。掘削状況は掘削延長10mまでが礫岩であり、これより以深は花崗岩であった。花崗岩は掘削延長21m付近までは風化が進行していたが、それ以深の岩質は新鮮であった。エアーハンマーによる掘進中において、掘削延長80mの地点で3.51/minの湧

水があったが、掘削延長99～102m間においては、非常に破砕された状態となっており、120 l/min の湧水が見られた。その後観測孔として地下水観測を実施したがEL.242m前後で一定している。したがって、花崗岩の上位レベルがEL.240.4m であることから、花崗岩の被圧水頭は1.6mである。各地点での観測結果から、神戸層群(礫岩)の地下水は降雨の影響を受け敏感に水位が上昇するのに対して、花崗岩の地下水は降雨の影響が少なくその上昇量は微量であり、時間的なズレも生じることが判明した。

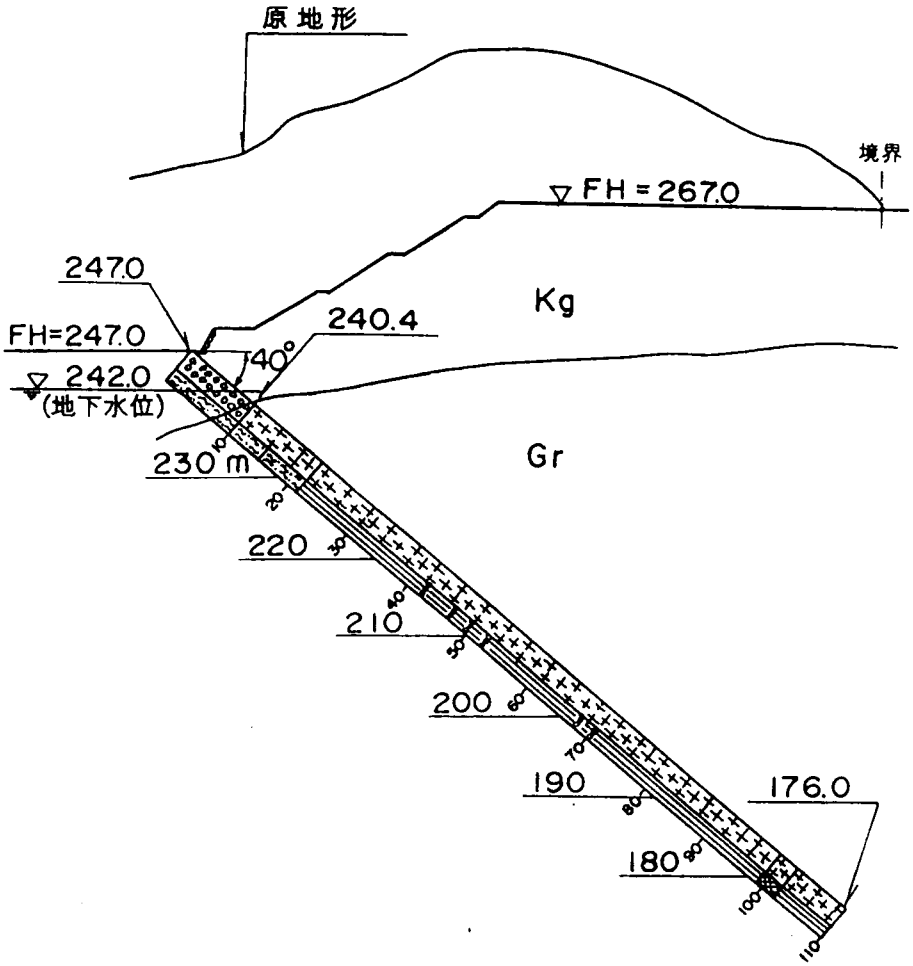


図－5.16 水抜きボーリングNo.2～No.7の効果

水抜きボーリングNo.8において速度検層を行ったが、新鮮な花崗岩においては、P波はVp＝1.25～3.33km/sec であり、亀裂の多い破砕された部分においてはVp＝0.57～0.71km/secであることが判明した。

同時に、このNo.8水抜きボーリングにおいて10mごとに湧水圧を測定した。

掘進長 0～20mにおいては、GL.－0.60m まで水位は上昇したが湧水するには至らなかった。掘進長 20m～100mにおいては GL.－7.80m～－9.40mであり、ほとんど変化が見られなかった。しかし、掘進長が100m～110mにおいては、GL.－19.50mと前述の区間より約10m低くなっている。したがって、掘進長99m~102m間にある亀裂部分は地下水が豊富であるが水圧は小さく、湧水を与えるほどのものではないことが判明した。



図－5.17 水抜きボーリングNo.8掘進断面図

5.5 結果及び考察

本研究は、礫岩中に急激な水位の上昇が生じ、すべり面での間隙水圧を上昇させたことによる斜面崩壊事例を対象として行ったものである。これらの結果と考察について以下のようにまとめる。

① 地下水位上昇とすべりの発生機構

すべり面の位置と地質構造との関係に関して考察すると、神戸層群の上部の大部分を占めている礫岩と、その直下に堆積する砂岩層とに挟まれた厚さ0.80～1.95mの泥岩層の上面が、No.1～No.3ボーリングの結果からすべり面となるものと考えられた。すべり面の先端部は、法尻部の擁壁の基礎部分を短く切って地表面に出ていると思われる。すべり面の後端部については礫岩層内の劣化した部分を曲面に切って、ポンプ場西側の躯体近接部分に発生した亀裂に接すると同時に、泥岩層に結ぶすべり面を検討したが、5.4.2 にて行った礫岩の原位置せん断試験の結果、その強度が非常に大きいため、この礫岩を曲面状態に切ることはあり得ないことが判断された。ポンプ場西側躯体の埋戻し部分全体に躯体面に沿うように発生した鉛直亀裂がもととなり、1986年 4月後半の時点において、岩塊の泥岩上面に沿うすべりの変位が徐々に発生した。この亀裂を鉛直に下方へ延長し、泥岩の上面に至って止まる面が引っ張り亀裂面となって発達したものと考えられる。すなわち、この礫岩はせん断には非常に強い抵抗があるが、引張りには弱いことが考えられる。

すべり面に最も大きな影響を与える地下水面に着目すると、その水位は泥岩層の層厚が比較的薄いことから、泥岩の上部を覆っている礫岩内の水位であると判断される。この地下水の水位はすべりの発生時点ではポンプ場を連結する連絡配管が破損したため漏水し、この水がポンプ場の西側躯体に沿う引張り亀裂内の上端まで充満していた。この時点ではこの水位となっている水が礫岩内の地下水に注水された状態となっており、急激な水位上昇によって、背後からの側方水圧が作用したものと考えられる。

② 地下水位と降雨との相関

図－5.7(a)(b) に示したようにポンプ場より北側の地層については礫岩中の地下水が降雨の影響をよく受けていると考えられる。15mm/日 以上の降雨によくその反応が現れている。地下水位の観測結果から斜面に近い方にあるNo.3ボーリング孔の地下水位の方が、斜面奥側にあるNo.1ボーリング孔の地下水位より降雨による反応が敏感である。降雨によって上下する地下水位の範囲は図－5.5 の礫岩中の最高水位及び平均水位にて示すとおりである。礫岩の層中には多数の亀裂があるが、この亀裂の密度は一定していない。このため地下水位も単純な線形を描くことはなく、ときには突出した水面形を示すことも見られた。降雨の開始と礫岩層中の地下水位との関係に時間差はなく連動している。降雨後の水位の回復にもNO.3ボーリングにおいては少し中間水位として残存しているが比較的早く回復する傾向にある。

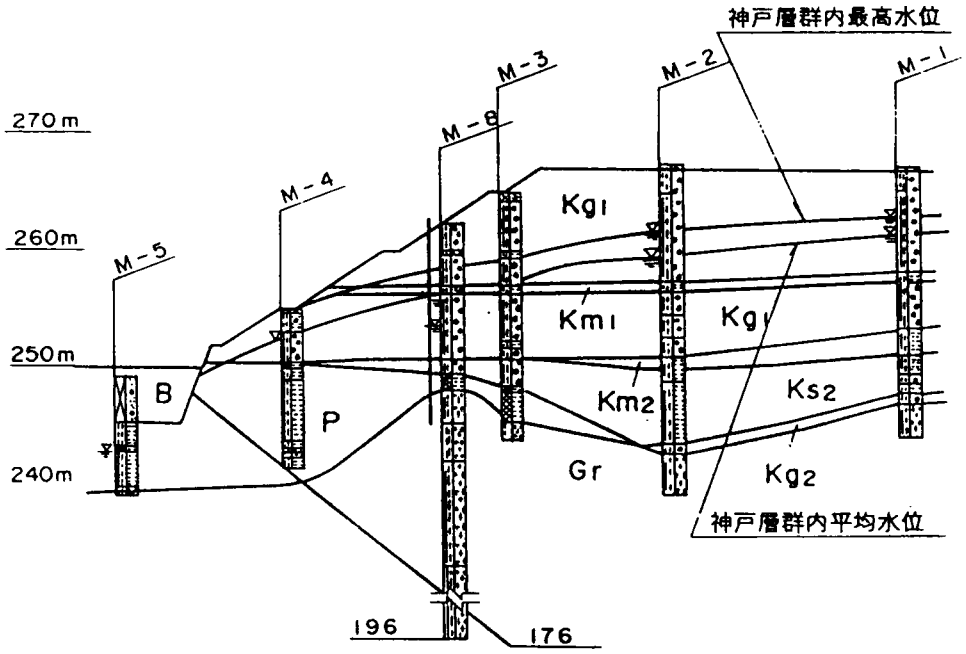
③　地下水位低下工法とその効果

切取斜面における地下水低下工法には集水井、排水トンネル、水抜きボーリングの各工法がある。当斜面では、地形、地質、必要排水量等の関係から水抜きボーリングを採用した。図－5.15及び図－5.16に示したように、水抜きの効果はボーリング実施後比較的早期に表れ、地下水位の低下が生じることとなった。この効果は斜面の斜面の方向に近くなるほど大であると考えられる。

礫岩中の水位が将来とも長期にわたり水位低下が確保されるならば、所定の安全率を保持できると判断した。水位観測用のモニターボーリングを西側及び南側斜面の中間位置に、No.10及びNo.11のボーリングを実施し、水抜きボーリング実施後の地下水位の確認を行った。水抜きボーリングの砂などによる目詰まりや酸化鉄 (Fe_2O_3)などの沈着による排水能力の低下が考えられ、再度に礫岩中の地下水面が上昇する可能性がある。水抜きボーリング孔は、せん孔後約10年経過した時点で孔の洗浄をすることも必要であるが、必要に応じて新しく水抜きボーリングを実施することも必要である。これらの維持管理が今後数十年に亙り継承される必要がある。

④　地下水供給要素

水質から推察すると神戸層群の礫岩中にある地下水は、斜面背後からの横流れとして存在する自由水と花崗岩からの被圧水が存在していると考えられる。全般的には神戸層群の自由水面の方が花崗岩中の地下水位より高く、場所によっては同一の所もあるがその区別はつきにくい。また、神戸層群の下部にある泥岩層はポンプ場直下では１層、その西側では礫岩を挟んで２層で、広範囲に連続して層を成している。しかし、いずれも層厚は薄く遮水層としての役割を果たしているとは考えにくく、地下水がこれらの層を挟んで上下していると思われる。花崗岩には被圧水が存在するが花崗岩の亀裂が多い部分にその圧力が集中し、神戸層群の礫岩への影響は一定していない。 No.8水抜きボーリングを実施した付近の断面（ 図－5.4におけるＢ-Ｂ断面 ）を図－5.18 に示す。



図－5.18 水抜きボーリングNo.8付近の地質断面図

水抜きボーリングを実施した後に、No.1, No.8, No.3, No.7の孔から湧出してきた地下水に対し、水質試験を実施した結果、表－3.3 に示したような値を得た。この結果から判断し下記のことが考えられる。

1）一般に神戸層群中の地下水は弱い酸性を呈しているが、No.3及びNo.7

ボーリングの結果からはpH＝7.4～8.0と弱いアルカリ性になっている。これは花崗岩中の地下水がアルカリ性(pH＝8.8～9.3)であることから、この影響を受けていると推察できる。

2) 神戸層群中の地下水にはCa^{2+}が非常に多く含まれていることが知られているが、この水質試験の結果ではCa^{2+}の含有量が 25～53mg/l と比較的少ないことが言える。これも1)と同様に花崗岩の地下水の影響を受けたものと推察される。

これらのことから、神戸層群中の地下水に花崗岩からの被圧水が混合されて、神戸層群の水質に変化を与えたと考えてよい。しかし、花崗岩からの被圧水は量的に少ないことから、地下水の大半は斜面背後からの神戸層群中を流れる地下水であることが考察できる。

5.6 要　約

先行開発地に隣接して行われた造成工事の切取斜面において、開発行為の輻輳化が原因して、斜面の滑動が誘発されてしまった事例である。神戸層群の比較的透水性のよい礫岩中において、ポンプ場の連絡配管の出水により地地下水位の急激な上昇を生じ、それに応じた間隙水圧が深い位置にある潜在すべり面に作用し、滑動を引き起こしたものである。ここでのすべりの素因は透水性のよい礫岩であり、誘因は既設ポンプ場からの突発的な出水であったと言える。これらの素因及び誘因は通常のすべりとは全く異なるものである。一度斜面を滑動させてしまうと、当初の突発的な原因を取り除いても安定性を復元することはできず、恒久的な対策工を必要とする事態に至った。すなわち、明確なすべり面は確認されなかったものの、泥岩の強度を低下させてしまったことになる。

対策工として水抜きボーリング、斜面上部の切下げ及び法尻部の押え盛土を実施した。水抜きボーリングが主要な対策工法となるが、長期的には目づまり等による排水能力の減少が懸念される。そこで、恒久的な対策工として

11本の水抜きボーリングを設置したのであるが、実際には水位低下が行われない状態、または地下水位の上昇が生じた場合を考慮して、ケース②の状態において抑止杭を打設し、所定の安全率を確保することにした。

当地盤の地下水は基盤岩である花崗岩への水抜きボーリングの結果から見て花崗岩からの被圧水の影響も受けているが、降雨による表面及び斜面背後からの横ながれ流による影響が大きいものと考えられる。後背地は先行開発による造成地であるが、造成前の自然地形はその中央部が谷部であり水系が別系統であった。旧来の自然地形であれば、地下水が当造成地側へは供給されることはなかったのであるが、開発により地下水の上昇が可能となったものと考えられる。すなわち、先行開発による造成地が当斜面への地下水の補給源となって影響を与えているものと推察できる。

一般に、透水性のよい地層（礫岩等）における間隙水圧の上昇によって滑動が発生し、斜面上部及び中間部において、滑動に伴うすべり面上部地層の引張剥離が発生することは周知のとおりであるが、本章の研究のように異常出水という事態を契機にこの事例を検証できたのは希有のことと思われる。

参考文献

1) T.Noda, N.Nishi, E.Ozaki, S.Kigoshi, M.Ando : A Case Study on Restraining Works for Slope Failure or Landslide at Tertiary Area, Proc. of 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, pp.187～192, 1990.

2) E.Hoek & J.Bray: Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, London pp.118～151, 1977.

3) 田中 茂 : 地形・地質に学ぶ，第25回宅地防災月間講演会テキスト，pp. 1～25, 1985.

4) M.G.Anderson & K.S.Richayds: Slope Stability, John Wiley & Sons, pp.145～186, 1987.

5) 田中茂，片山邦康，野田耕，岩崎哲雄 : 岩盤切盛斜面の安定性検討に関する一考察，建設工学研究所報告， 第24号，pp.291～303，(財)建設工学研究所，1982.

第６章　地下水の水質とすべり面粘土の性状変化に関する研究

6.1 目的及び内容

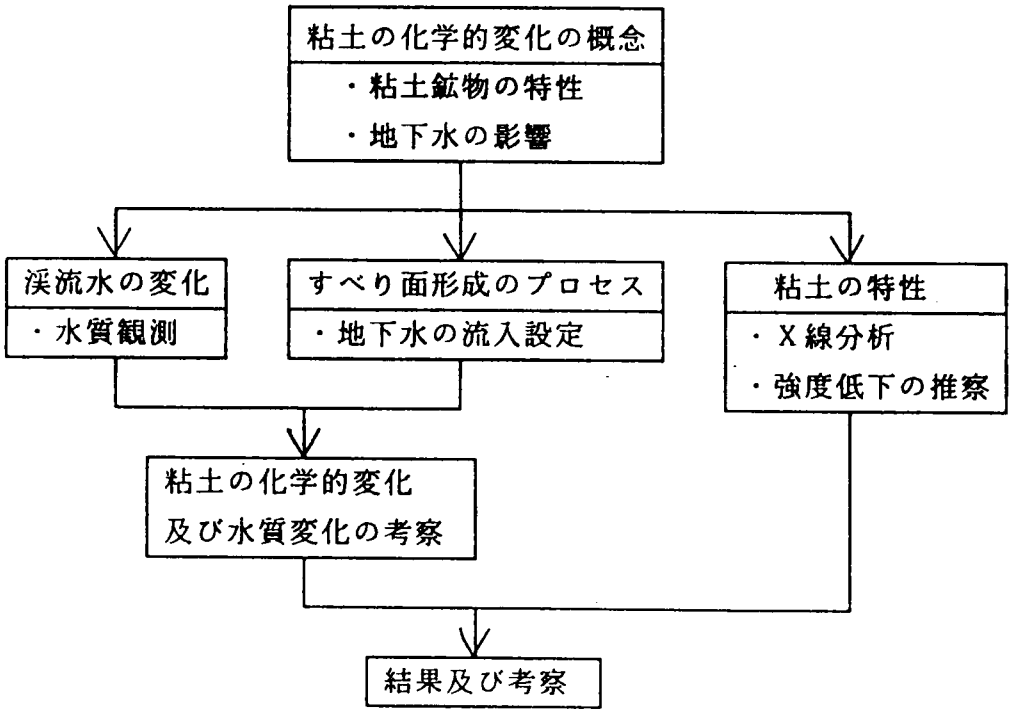
前章まで、神戸層群の地すべり及び崩壊の発生に、地質、土質、地下水が大きく影響することを述べてきた。第３章では、隣接既成開発地の盛土中に存在する地下水が、今回新らたに開発した地域に造成する切取斜面の地下水に連動することを検証し、この地下水が切取斜面の不安定化に影響したことを考察した。ここで、地下水が直接的に斜面に与える影響は、間隙水圧の増大による有効応力の減少と、泥岩や凝灰岩の風化の助長であると述べた。本章では、地下水の作用により神戸層群のこれらの層がどのように風化し、細粒化及び劣化が進行してすべり面粘土になるかという過程を考察する。

神戸層群のスレーキング特性については、乾湿繰り返しによる細粒化試験[1)]、乾湿繰り返しによる強度の低下試験[2)]、水浸時間と岩の含水比の関連試験[1)]、水浸と岩石の膨張試験[2)]、などの結果が、過去に数多く報告されている。また、神戸層群が化学的に風化する過程で造岩鉱物が粘土鉱物に変化していくが、一般に泥岩や凝灰岩の乾湿繰り返しによる破壊の速度は、岩石の力学的強度には依存せず、膨潤性粘土鉱物(スメクタイト)の含有量及び岩石中の空隙に関係していることが判明している。即ち、泥岩や凝灰岩の破壊にはスメクタイトが吸水し膨潤することが関連していると判断できる。

この膨潤性粘土鉱物の含有量によって、玉田はせん断強度が反比例的に変化することを報告している。[3)] また、Lambe は粘土鉱物のコンシステンシーに及ぼす陽イオン交換の影響について、陽イオンの種類によってコンシステンシーに大きな違いが生じることを報告している。[4)] さらに、Olson は粘土のせん断強度に及ぼす粘土鉱物の陽イオンの影響について、陽イオンの種類によってせん断強度に大きな違いが生じることを報告している。[5)] このような粘土鉱物の量や陽イオンの交換には、地下水や降雨が大きく関与し、地下水が特異な水質を示すことによることが多いことが過去の研究で報告されて

いる。[6)12)]

当地域の神戸層群の地すべりは、主に凝灰岩の層中に粘土化する層が形成され、地下水の影響でせん断強度が低下することによって生じることは、既に述べてきたとおりである。神戸層群の岩石が乾湿繰り返しを受けて細粒化することや、化学的風化を受けて粘土化現象が生じ粘土鉱物が生成されること、並びに粘土鉱物の性質が溶液との化学反応によって変化することなど、各論に関する室内実験は多く実施されているが、具体的な事例によってこの過程が検証されたという報告はほとんど見られない。本研究では、すべり面が生じ易い粘土化層と、せん断強度の低下の誘因となる地下水の水質との関連を検証し、地下水による化学的なせん断強度低下のメカニズムを明らかにするとともに、工学的なかかわりについて論じるものである。本章のフローチャートを図－6.1 に示す。



図－6.1 検討のフローチャート

6.2 すべり面を形成する粘土の地下水による化学的変化の概念

神戸層群の泥岩や凝灰岩並びに地すべり粘土には、モンモリロナイトに代表されるスメクタイト（膨潤性に富む粘土鉱物、モンモリロナイト、サポナイト、ヘクトライトなど）が多量に含有されている。[7)8)]

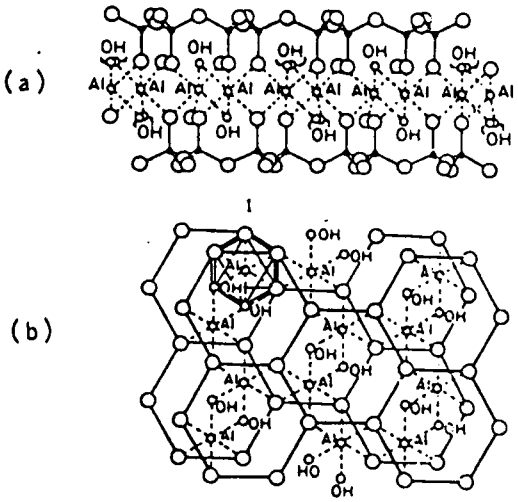
スメクタイトは層状ケイ酸塩鉱物であり、SiO_4四面体が二次元網状に配列したシートをもっている。四面体の底面の３つの酸素は互いに他の四面体と共有され、残りの１つの頂点酸素はいずれも同一の側に向いている。このシートの頂点酸素が互いに向き合い、間にAl、Fe、Mgなどの陽イオンを挟んで結合したものである。２枚の四面体シートに挟まれたそれぞれの陽イオンは、４個の頂点酸素と新たに加わった２つの水酸基で囲まれた八面体を形成し、八面体シートになる。こうしてできた層状構造は四面体シート２枚と八面体シート１枚からなるので、２：１型と呼ばれる。この構造の一例を図－6.2に示す。[9)] 粘土鉱物においては、四面体シート中のケイ素のアルミニウムによる置換、または八面体シート中の三価陽イオン（Fe^{3+})が二価陽イオン(Fe^{2+}）に置換される（同型置換）ことと、結晶端部において溶液のpHに対応して生じる荷電（端部破壊原子価）によって負電荷が生じている。粘土鉱物全体の電気的中性を保つために、ケイ酸塩層の層間にNa^{+}、Mg^{2+}、Ca^{2+} などの陽イオンを取り込んでいる。

粘土の物理化学的性質の多くは、交換性の陽イオンの性質に影響されていることが多く[10)]、 粘土鉱物などに保持される交換性陽イオンの量は陽イオン交換容量（CEC：cation exchenge capasity)とされ、前記した粘土鉱物の負電荷量に等しい。粘土乾燥質量100ｇ 当りの陽イオンのミリグラム当量、meq／100ｇの単位で表される。[14)] 代表的な粘土鉱物のCEC は一般的に表－6.1 に示した値が得られている。[11)] CEC が高い粘土鉱物が多く含まれる岩及び粘土化層は陽イオンの種類が変化することによって、コンシステンシーや強度が著しく変化すると考えられる。

表－6.1 粘土・土壌のＣＥＣ

岩の調査と試験 土質工学会 P.517 より

粘土・土壌	CEC (meq/100g)
カオリナイト	3～ 15
メタハロサイト	5～ 10
ハロサイト	10～ 40
イライト	10～ 40
バーミキュライト	100～150
モンモリロナイト	80～150
クロライト	10～ 40
アロフェン	15～200
腐植物	100～600



図－6.2 スメクタイトの層状構造

２枚のSiO_2四面体シートと、$AlO_4,(OH)_2$八面体シートでできているケイ酸層(a)ケイ酸層(b)２八面体シート、I はAlを中心とした八面体を示す。

粘土のコンシステンシーに及ぼす陽イオンの影響としては、Lambeが 表－6.2 のように報告している。[4] 粘土鉱物の種類によって違いがあるものの、多価陽イオンが吸着した場合、塑性指数の減少がみられ、特にモンモリロナイトではその変化の幅が大きい。

神戸層群の泥岩や凝灰岩には、置換性Na^+ を多量に持つモンモリロナイトと$CaCO_3$ が共存し、$CaCO_3$ が溶解することによって高濃度の $Na\text{-}HCO_3$型の水が生成されることが報告されている。[12] この現象は、$CaCO_3$ の溶解反応とCa^{2+}とNa^+ の間のイオン置換反応が段階的に進行したものであると見られている。

$$CaCO_3 + H_2O \rightarrow Ca^{2+} + HCO_3^- + OH^-$$

まず、上式によって$CaCO_3$ がわずかに水に溶け、水中の Ca^{2+} は平衡定数 K_{Na}^{Ca} の値に支配されて神戸層群中の置換性Na^+ と交換し水中のCa^{2+}が減る。つぎに水中のCa^{2+}が減った分を埋めるかたちで、$CaCO_3$ が溶け出してくる。この反応が繰り返されて、結果として高濃度でアルカリ性の溶液が生成され

る。さらに、神戸層群中に多量の置換性Na^+ が存在する場合は、溶出液は高濃度になる。このような過程で神戸層群から粒子間を埋めるセメント物質である$CaCO_3$ は溶解し、岩の風化による軟弱化を進行させていると考えられる。Ca^{2+}は鉱物粘土の陽イオンとして吸着される。

また、木村は水と粘土鉱物の混合比（水ｇ／粘土試料ｇ）が小さい場合は、Na^+ が溶出され、混合比が大きい場合はCa^{2+}が溶出されることも報告している。さらに、粘土鉱物に含まれる置換性陽イオンの量が大きいほど、混合比の影響が大きいことも示している。[12] このデータから、神戸層群のようにモンモリロナイトが豊富なものでは、混合比が大きくなると置換性Ca^{2+}が溶出することが考えられ、いわゆるCa^{2+}の溶脱現象が生じる。このCa^{2+}の溶脱現象については松尾らも報告している。[20] 以上のようなイオン交換とCa^{2+}の溶解現象を当研究に当てはめて考察すると以下のようになる。

① 当地域の状況は、固結度の低い礫岩と亀裂が豊富な凝灰岩が分布し、降雨が簡単に地下に浸透したため、この浸透水によって神戸層群の凝灰岩にCa^{2+}の溶脱現象が生じていたものと考えられる。

② つぎに、Ca^{2+}の溶脱現象が生じた状態で、高濃度のNa^+ を含む地下水が、何等かの原因で浸透した場合、粘土鉱物にNa^+ が吸着され、粘土鉱物の性質が著しく変化するものと推定される。

③ このように吸着されたNa^+ と神戸層群に含まれる$CaCO_3$ が水の介在によって反応し、木村が検証した高濃度の$Na\text{-}HCO_3$ 型の水が生成され、同時に$CaCO_3$が溶解する。

④ ①～③の現象が段階的に切り返されて、神戸層群の凝灰岩や泥岩の風化が進行し、最もせん断強度が低下した時に地すべりが発生し易くなると考えられる。

地下水の連動性については第３章で検証したが、既成開発による盛土によって、断層から湧出していたアルカリ性で高濃度Na^+ の地下水が河川に自然流下するのを遮り、盛土内の地下水位を高めることによって、当開発地域へ地

下水が流入したものであると考えられる。したがって、隣接する既成開発地からの地下水が当地域の神戸層群に接する時点でイオン平衡を乱し、凝灰岩及び泥岩から$CaCO_3$を溶解させ、Na^+を粘土鉱物に吸着させることにより、化学的変化を生じることによって、粘土鉱物の性質を変化させたものと判断される。

表－6.2 コンシステンシーに及ぼす陽イオン交換の影響

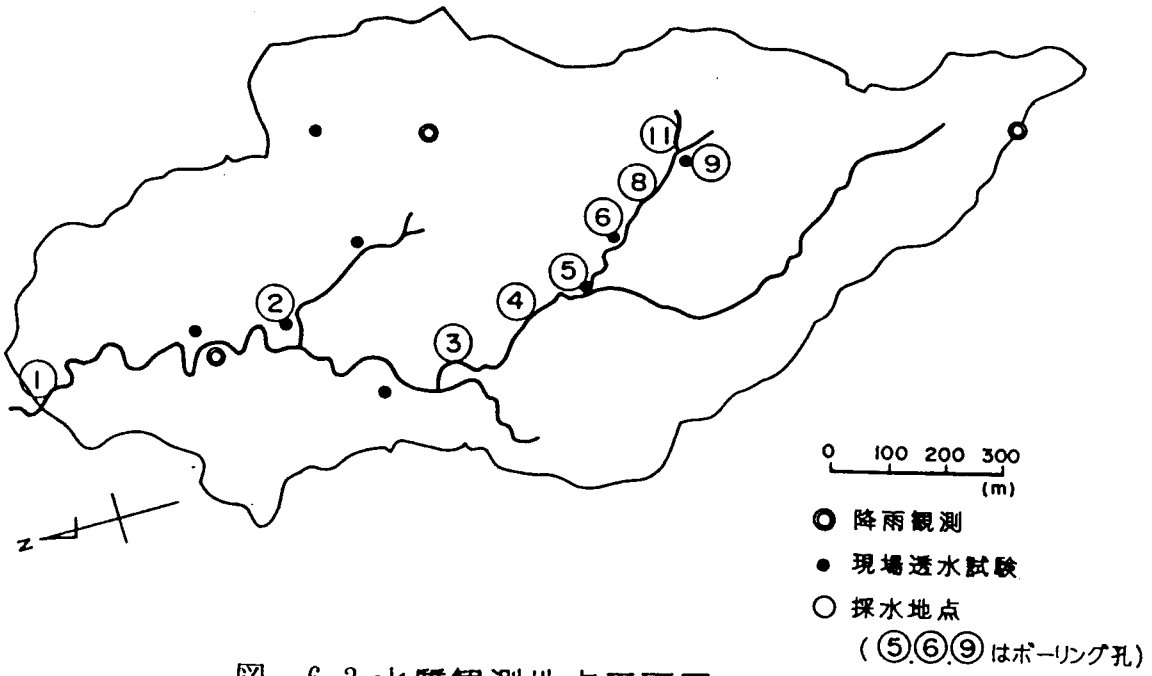
粘土鉱物	交換性陽イオン	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)	収縮限界 (%)
ﾓﾝﾓﾘﾛﾅｲﾄ	Ｎａ	710	54	656	10
	Ｋ	660	98	562	5
	Ｃａ	510	81	429	11
	Ｍｇ	410	60	350	15
	Ｆｅ	290	75	215	10
イライト	Ｎａ	120	53	67	15
	Ｋ	120	60	60	18
	Ｃａ	300	45	55	17
	Ｍｇ	95	46	49	15
	Ｆｅ	110	49	61	15
ｶｵﾘﾅｲﾄ	Ｎａ	53	32	21	27
	Ｋ	49	29	20	—
	Ｃａ	38	27	11	25
	Ｍｇ	54	31	23	29
	Ｆｅ	59	37	22	29

6.3 渓流水の水質変化

当開発地域の造成工事が行われる以前の自然地形の状態において、渓流の表面水及び地下水の水質試験を行った。これらの結果から、当地域における地下水の状況をその溶存成分から推定し、花崗岩及び神戸層群の接点における地下水の水質変化を検討したものである。

採水を行ったのは図－6.3 に示す①～⑥、⑧～⑨及び⑪の９地点である。この水系は流末が２級河川に流入し、中流までが準用河川になっており、途中２ケ所の段差工が設けられているほか、最上流端に砂防堰堤が設置されている以外には、ほとんど人工の手が加わっていない。この河川の両岸には旧耕田となっている沖積層があり、その上流は地域の境界にあたる丘陵地につながっている。

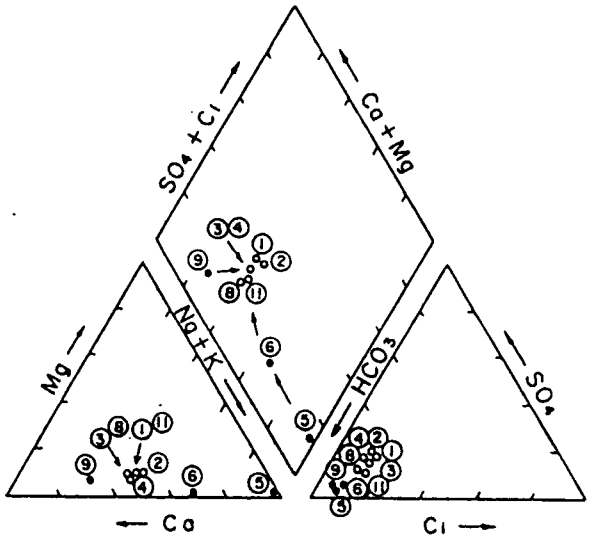
各地点の水質区分を知るために、図－6.4 にキーダイアグラムを示す。この図によると、渓流水の①②③④⑧⑪と鉛直ボーリング孔の水は、$Ca\text{-}HCO_3$ 型の水であるが、⑤⑥の鉛直ボーリング孔の水は、$Na\text{-}HCO_3$ 型の水であることがわかる。なお、ボーリング柱状図によると、⑤地点は、砂岩及び泥岩から成り立っている。⑥はGL－18.3mより下に、⑨はGL－9.9m より下に花崗岩が出現している。



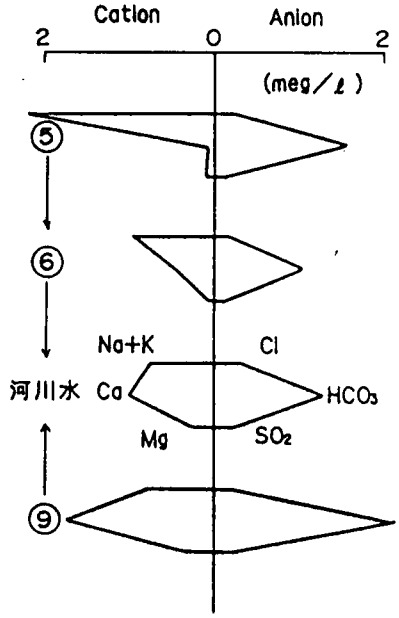
図－6.3 水質観測地点平面図

一般に、六甲山系では花崗岩地帯の渓流水は、Ca-HCO_3 型のものが多く、神戸層群地帯ではNa-HCO_3 型の水が多く分布している。当地域でもこれらの水質を持った地下水が河川に流出して、その水質に影響を与えており、地下水は河川水などの表流水となるまでの流出過程において、酸化、還元、溶出、イオン交換、希釈、混合などの作用を受けているものと考えられる。

⑥地点の花崗岩を用いた溶出試験（粒径１～２mmのもの100gを蒸留水 200 ml,20°Cで20日間放置し反応をみる)によると、Na^+ が7.4mg/l, Ca^{2+} が 4.2 mg/lの溶出が見られた。このことから、この流域の地下水⑤,⑥は、Ca-HCO_3 型とNa-HCO_3 型の２種類からなり、⑨はCa-HCO_3 型の水である。これらの水が表面水、浅層地下水などと混合されながら、水質的には図－6.4 に示した矢印の方向の変化していくものと考えられる。図－6.5 は当地域内の河川水及びボーリング孔内水⑤⑥⑨の水質をヘキサダイアグラムで示したものである。この図でみるとNa-HCO_3 型の地下水から、Ca-HCO_3 型の河川水へと変化するのは、Na^+ とCa^{2+}との間でのイオン交換が主要な要因と考えられ、Ca-HCO_3型の地下水から河川水へと変化するのは、希釈効果が主要な要因となっている。従って、当地域の河川水（①②③④⑧⑪の地表水）は、地質的には神戸層群地域であるが、水質的には基盤岩である花崗岩の影響を強く受けた水質であると推察できる。



図－6.4 渓流水の水質キーダイアグラム(1981年7月)



図－6.5 ボーリング孔内⑤⑥⑨のヘキサダイアグラム

6.4 すべり面形成に関する考察

6.4.1 地下水の影響によるすべり面形成のプロセス

隣接開発地域から地下水の影響を受けていることについては、前節にて述べたように、地下水の影響によって、すべり面の粘土化層が劣化していくプロセスについて、図－6.6 のように推察する。

① 当開発地域の地層は、東側の隣接開発地域側に近づくにしたがって、花崗岩が上昇してくるため、神戸層群の層厚がしだいに薄くなる。また、図－6.6 のように花崗岩が地表に露出するため、地表面の地質分布上において、神戸層群と花崗岩との接点となる地層境界となっている。即ち、神戸層群の帯層状態がこの部分にて末端部となる。一般に、神戸層群が上り勾配でその端部となる地点では、小断層や破砕帯が存在すると考えられ、この破砕帯から地下水が湧出していると推察される。また、この地下水の水質はアルカリ性で Na^+濃度が高いことが表－3.3 に示したように判明した。しかしながら、隣接開発地の造成が実施されるまでは、そのままの地形にしたがって、従来の水系であった他の河川に排水され、当開発地域には流入していなかったことになる。

② 隣接の開発によって盛土が実施されたため、この開発地の盛土内に帯水が生じ、盛土内に地下水位が存在するようになった。これは1963年当時の造成技術では満足のいく地下排水処理や盛土の締固めが行われなかったものと推察されることによる。

③ 神戸層群の礫岩層や凝灰岩層は亀裂が多く、透水性がよいためこの地層への浸透が始まる。

④ アルカリ性の地下水のもとで、凝灰岩と地下水に溶存するNa^+ との反応により新たにモンモリロナイトが生成される。[3)]

⑤ 当開発による切取によって、雨水の浸透が容易になり炭酸基の存在するところでは、陽イオン(Ca^{2+})の溶脱が生じ易くなり、[4)] Na^+の比率が高くなる。

$$CaCO_3 + H_2O \rightarrow Ca^{2+} + HCO_3^- + OH^-$$

$$Na^+ + HCO_3^- \rightarrow NaHCO_3$$

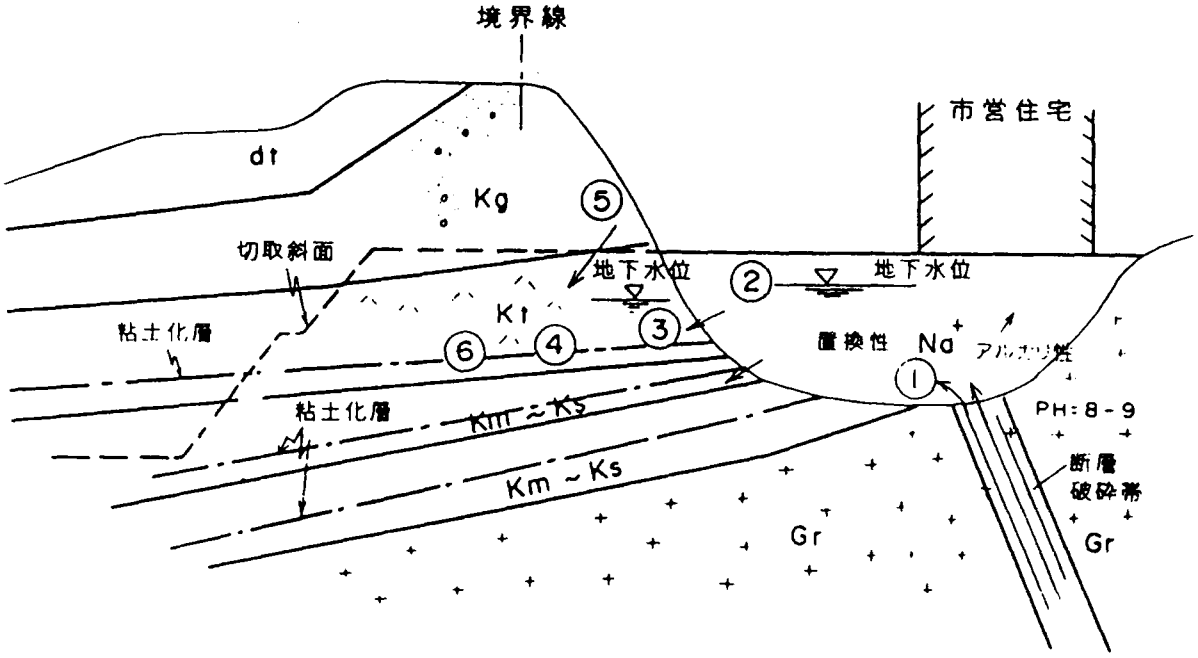
⑥ Na^+濃度の高い花崗岩からの地下水と反応して、Ca^{2+} 吸着型粘土の比率がNa^+吸着型粘土に比べて多くなる。

$$Ca^{2+} + HCO_3 \rightarrow CaHCO_3$$

一般に、花崗岩から湧出する地下水は$Ca\text{-}HCO_3$ 型といわれ、アルカリ性を示す(pH＝8～9)。また、Na^+ 濃度が高いことも知られている。当地域において行った花崗岩に対する水抜きボーリングの結果は第３章にて示した表－3.3のとおりであるが、関係する事項について下記に示す。

pH	8.8～9.3	Na^+ 濃度	83～85 mg/l
HCO_3^-濃度	100～170 mg/l	Ca^{2+}濃度	1.8～4.1 mg/l

この水質を持った花崗岩の地下水が湧出して、神戸層群の凝灰岩及び凝灰岩質泥岩に接触した場合、上記の反応と同様に、Na^+ が $CaCO_3$の溶出によるNa^+ とCa^{2+}とのイオン交換が容易に行われるものと推察される。この結果、$CaCO_3$が溶出して、$Na\text{-}HCO_3$型の地下水に変化する。即ち、神戸層群に特有なNa型地下水が、濃度の高いNa^+ によって変化していくものと思われる。



図－6.6 地下水と粘土の劣化に関するプロセス図

6.4.2 地下水の水質変化

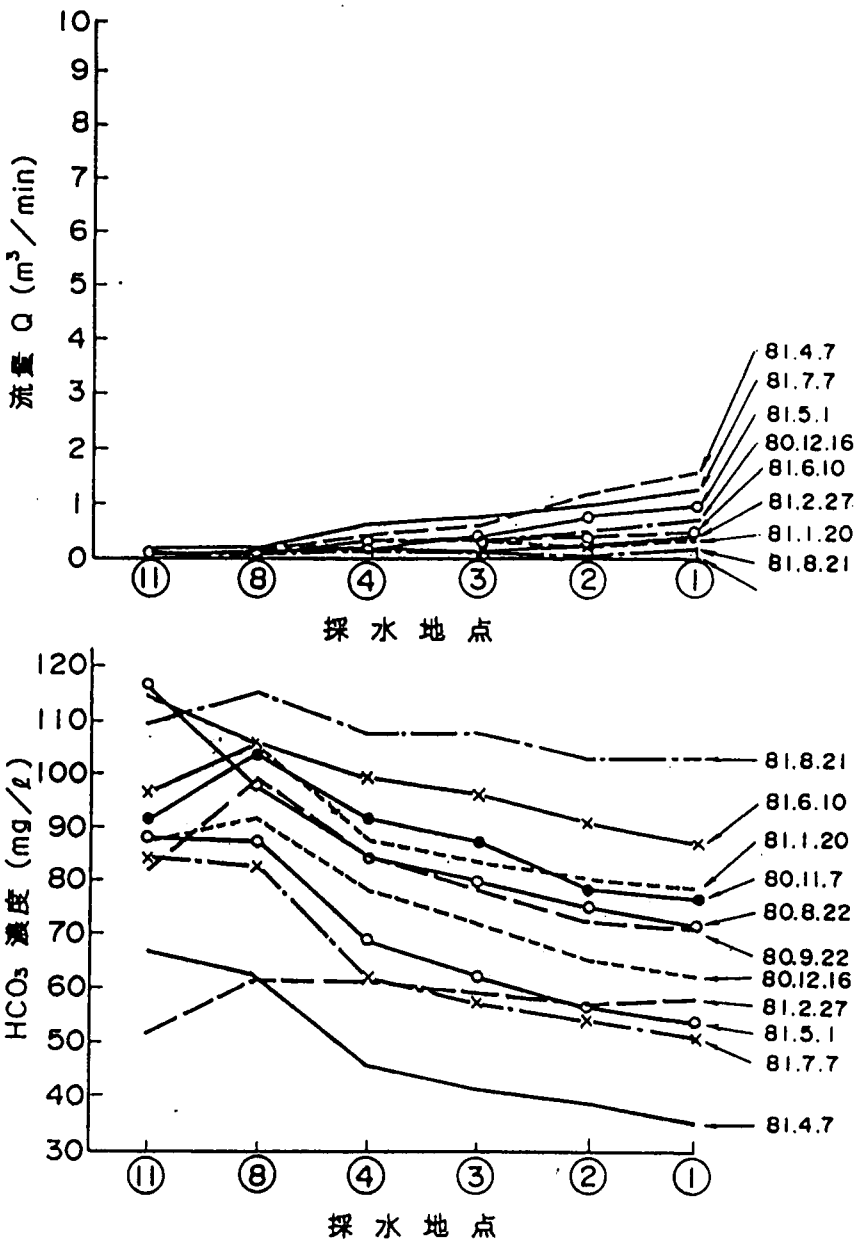
神戸層群に含まれる地下水の水質と泥岩や凝灰岩との反応について、その関係について前節まで述べた。本研究においては神戸層群のうち、凝灰岩が地下水との化学変化によって粘土化層を形成し、風化を促進することにより、すべりの素因となることを検討するものである。

一般に、神戸層群の地すべり地の地下水には高濃度のHCO_3^- が確認されるが、これまでの研究ではその要因を有機物や火山ガスからのCO_2 に求めている。[16)17)] しかし、この研究ではCO_2 の発生についての測定や確認がされていない。高濃度の$Na\text{-}HCO_3$ 型の水をつくることにおいては、Foster[18)] が行っており、有機物であるリグナイト、$CaCO_3$、 Na^+ をもつバームチットの３物質を水に加える方法で、HCO_3^- の成因をリグナイトに求めている。木村[12)] は少量の$CaCO_3$ がNa^+ を持つ物質と共存すれば、置換反応によって$CaCO_3$ の溶解平衡が崩れて、多くの$CaCO_3$ が溶け出し、高濃度のHCO_3^- が生まれることを示している。

本研究の対象とした地域における渓流水のHCO_3濃度の測定は、図－6.3 に示した各採水地点にて行った。この渓流水の流下に伴う流量とHCO_3^- 濃度の変化について、図－6.7 に示した。この図から分かるようにHCO_3^- は上流では80～120 mg/lと全体に高い値を示しており、流下によって濃度が低下していく状況が伺える。これは第２章でも述べたが、流下する過程で陽イオンとの反応によってHCO_3^- が減少し、$Ca\text{-}HCO_3$ 型の水に変化していくものと推察される。また、流量との関係では流量が多くなるほど、HCO_3^- 濃度が低下する傾向があり、これは雨水による希釈の影響によると考えられる。このように、この地域においてHCO_3^- が多いということから、上記に示したように神戸層群に含まれる$CaCO_3$ の溶出による影響を受けているものと推察される。

神戸層群の凝灰岩に形成された粘土化層において、置換性のNa^+ を持つ物質と$CaCO_3$ が共存し高濃度の$Na\text{-}HCO_3$ 型の水が生成することは既に述べたが、この反応を$CaCO_3$ の溶解という点で考察する。置換性Na^+ が共存している溶

液に凝灰岩質泥岩を加えると、Na^+ が含まれない溶液に対して約1/20～1/30の溶液量で$CaCO_3$ が溶出することが確認されている。[12] 一般に、すべり面となる凝灰岩の粘土化層中にある$CaCO_3$ は粒子間を埋めることにより、セメントテーションを得る物質として存在するので、このように$CaCO_3$ の溶解度が高くなる原因（置換性Na^+ の存在など）を持つということは、脆弱化の要因になる。また、高濃度のNa^+ を含むアルカリ性の水に凝灰岩質泥岩が接した場合、凝灰質成分の分解反応が生じ、新たにモンモリロナイトが生成される可能性が高いことも報告されている。[19]



図－6.7 流下過程における流量とHCO_3 濃度の変化

6.5 粘土の特性

6.5.1 粘土のX線分析

凝灰岩及び凝灰岩の層中にある粘土に含まれる粘土鉱物の判定をするために、X線回折による方法を用いて分析を行った。試験は凝灰岩を2試料、凝灰岩層中の粘土につて4試料実施した。ガラス試料板の穴に試料を75μm以下の粉末状にしてつめ、これにX線を当てたときに出でくる回折線をX線回折計にて、回折角度とその強度を記録した。この結果について表－6.3 に示す。

表－6.3 凝灰岩及び粘土のX線回折試験結果

地点	T－1		T－2				摘　要
鉱物名	①	②	③	④	⑤	⑥	◎ 強いピーク
モンモリロナイト	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○ ややつよい
イライト	―	―	―	―	―	○	ピーク
石英	・	・	◎	・	◎	・	・ 弱いピーク
長石類	○	○	○	◎	○	○	― 検出されない
方解石	―	―	◎	―	―	―	

T－1 については、凝灰岩の固結度の高い岩塊を粉砕したもので①は比較的硬く②は中位の硬さである。

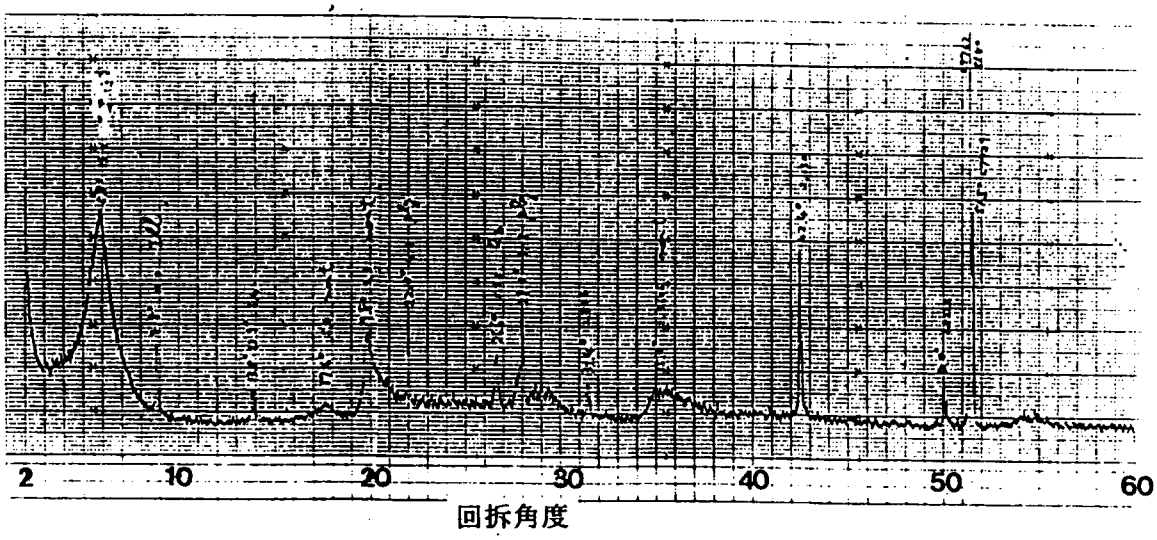
T－2 については試料を採取した部分がT－1と異なる。③は粘土の中に方解石($CaCO_3$) の結晶状のものを含んだ粘土である。④は広く分布している淡緑色のもので、⑤及び⑥は部分的に見られる暗緑色のものである。

6試料ともモンモリロナイトのピークが非常に強く表れている。この確認のためにエチレングリコールにて処理した試料にてもX線回折を行ったが、これも同様のモンモリロナイトが非常に多いという結果を得た。これらのX線分析結果のうち、T－1①について、図－6.8 に示した。粘土鉱物のX線回折による分析では、回折強度にばらつきがあるので、強度比と鉱物の量との関係における検量曲線を利用できても、粘土鉱物の完全な定量分析を行うことは困難である。これらの結果から、下記のことが判明した。

1）モンモリロナイトが圧倒的に多い。

2）その他の粘土鉱物として、イライト、石英、長石類、方解石が認められた。

3）凝灰岩の試料であるＴ－１と、凝灰岩の粘土化した試料であるＴ－２は基本的に同じ回折結果であり、Ｔ－２の中で 2）に述べた粘土鉱物が混入しているため異なる回折曲線を呈するものとなった。



図－6.8 凝灰岩質粘土のＸ線分析試験結果（ T-1, ① ）

6.5.2　粘土のせん断強度

1）陽イオンとせん断強度

粘土のせん断強度に及ぼす陽イオンの影響としては、Olsonが図－6.9のように報告している。カオリナイト、カルシウムライト、イライト、モンモリロナイトの４種類の粘土の陽イオン交換の効果を三軸圧縮試験によって検討しているが、[5]　特にモンモリロナイトはCa^{2+}がNa^{+} に置換されることによって、50%以上の強度低下が生じることが分かる。このイオン交換の機構は、以下のような可逆的な陽イオン交換反応が生じる。

$$Na\text{・粘土} + Ca^{2+} \rightleftarrows Ca\text{・粘土} + Na^{+}$$

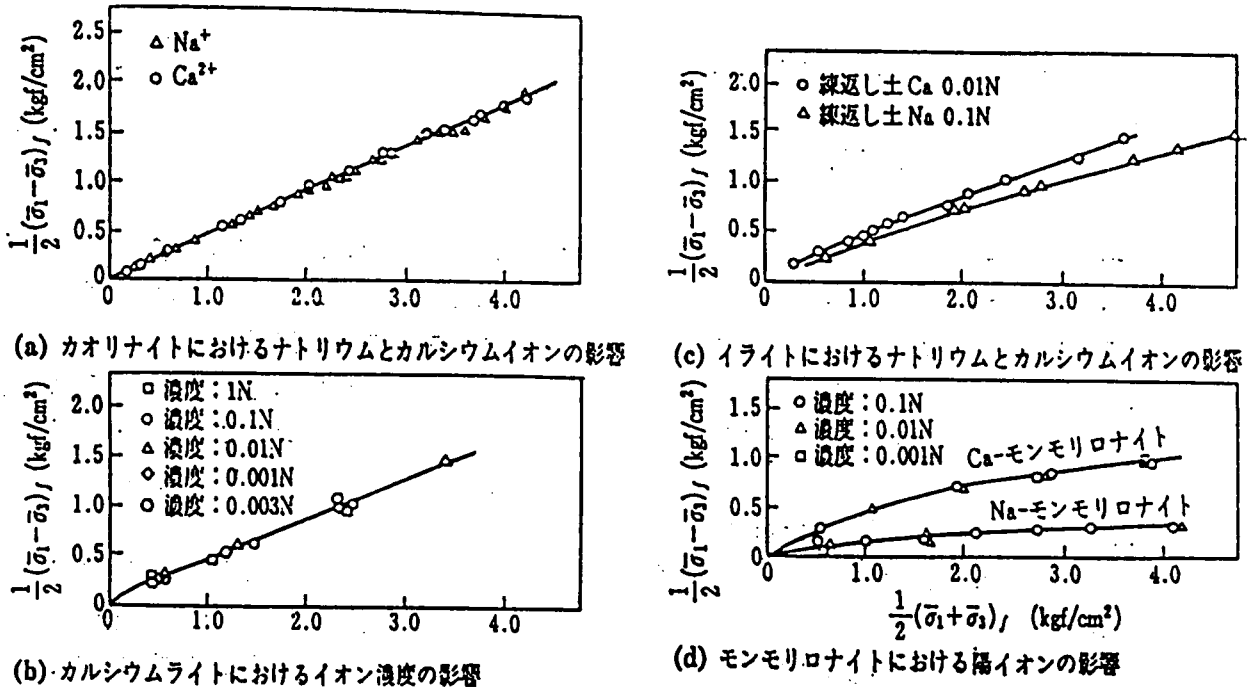
また、この交換反応は平衡に達するまで進行する。右方向への反応の平行定数をK_{Na}^{Ca}として、［ ］を単位量の粘土に吸着した陽イオン量、（ ）を単

位量の間隙水中のイオン濃度とすると、

$$K_{Na}^{Ca}=[Ca\cdot 粘土](Na^{+})^{2}/[Na\cdot 粘土]^{2}(Ca^{2+})$$

のように示される。よって、K_{Na}^{Ca}は粘土への陽イオンの吸着率を表し、イオン選択係数と呼ばれる。$K_{A}^{B}>1$は粘土がAイオンよりBイオンを選択的に吸着することを示す。しかし、$K_{A}^{B}>1$であっても、間隙水中のBイオン濃度が十分小さい場合やAイオン濃度が十分大きい場合は、平衡理論から粘土鉱物の陽イオンはほとんどAイオンに交換されてしまう。

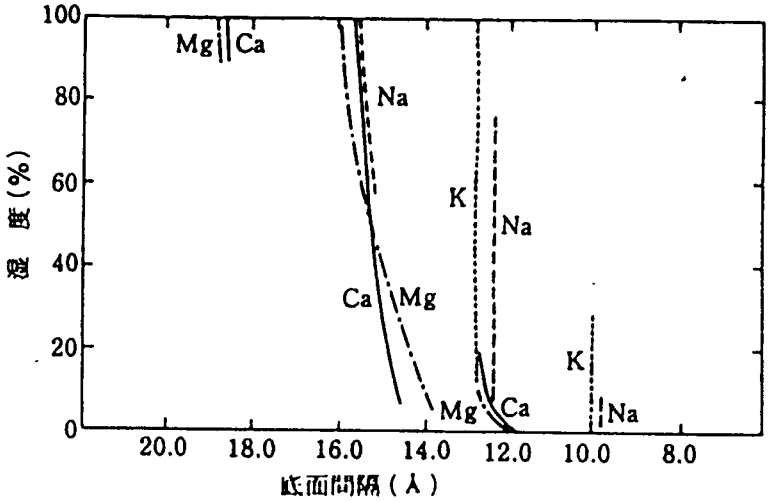
スメクタイトの層間陽イオンは、周囲の溶液中の陽イオンと簡単に交換反応を生じ、温度、圧力、溶液濃度などの条件に影響されるが、層間陽イオンの選択性は、一般に$Li^{+}\leqq Na^{+}<K^{+}\fallingdotseq NH_{4}$，$Mg^{2+}\leqq Ca^{2+}<Al^{3+}$の強さ関係になることが実験的に知られている。この選択性の順位でみれば、Na・粘土に吸着するNa^{+}はCa^{2+}の溶液に置かれた場合、簡単にCa^{2+}に置換されることになるが、前述したようにNa^{+}濃度が十分大きい溶液では、逆にCa・粘土に吸着するCa^{2+}がNa^{+}に置換されてしまう現象が生じる。以上のように、粘土鉱物の陽イオンは粘土鉱物周囲の溶液の陽イオンの濃度や種類によって置換され、粘土鉱物の性質が変化してしまう。とくに、モンモリロナイトではその変化は大きく、陽イオンの置換がせん断特性に与える影響を無視できないと思われる。粘土鉱物の種類とせん断抵抗角の関係において、モンモリロナイトが含有している場合において最もせん断強度が低くなることが試験結果として得られ、その値はピーク値として $\phi'=11.2°$ 残留強度の値として$\phi_{r}=8.6°$ が得られている。[21] 神戸層群の泥岩や凝灰岩並びにすべり面粘土にモンモリロナイトが多量に含まれているため、研究対象とした斜面においても、モンモリロナイトに吸着される陽イオンの変化が、降雨や地下水によって行われていると判断できる。



図－6.9 粘土のせん断強度に及ぼす陽イオン交換の影響

2）粘土鉱物の膨潤とせん断強度

スメクタイトの構造について前述したように、層間に交換性陽イオンを挟んでほぼ２枚の水分子層が含まれる。このような層間の水分子層が２枚入った状態で、底面間隔は14～16Åであるが、この水分子層の枚数(層間水の量)は湿度及び層間の交換性陽イオンの種類のよって段階的に変わり、それに応じて底面間隔が広がる。図－6.10はモンモリロナイトも交換性陽イオンを、K^+, Na^+, Ca^{2+}, Mg^{2+} で完全に飽和させた試料について得られた結果である。

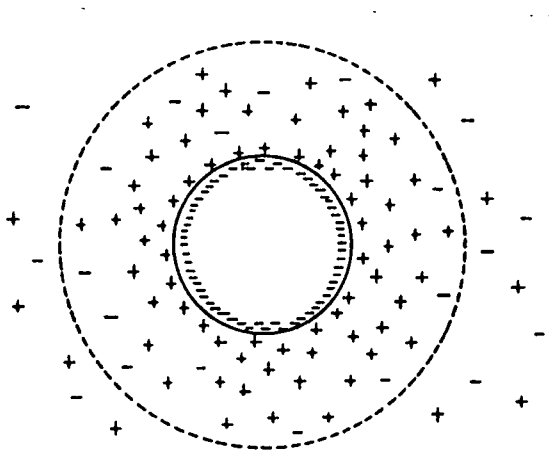


図－6.10 モンモリロナイトの底面間隔の変動

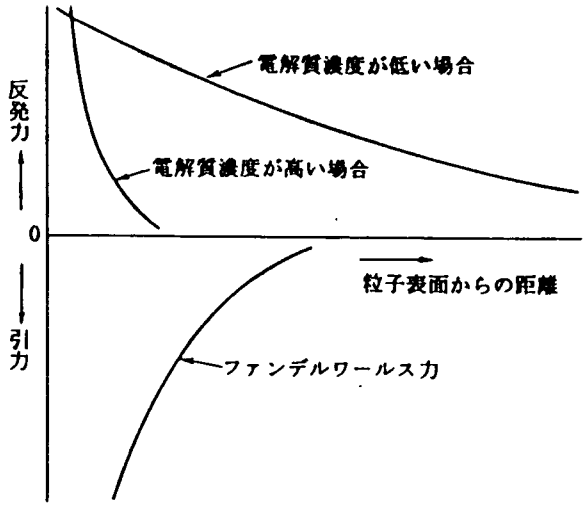
スメクタイトを水中に浸した場合、層間には多量の水が入り、２：１層は１枚ずつはがれて分離する。しかし、塩分を含む溶液中ではその濃度に応じて層間は電解質濃度の平方根に逆比例するある距離を保つとされている。既存の測定ではNaを交換性陽イオンに持つモノモリロナイトの場合には、水中で40Åから130Å までの平均層間距離が報告されている。これは、粘土が水中で層間に水を吸って膨れた状態(膨潤 swelling) である。

粘土鉱物の分散と凝集を支配する主な力は、ファンデルワース引力と静電力(反発力)であり、この２つの力のつりあいによって粒子間に働く力が決定される。粘土粒子が水中に懸濁しているときの挙動は複雑だが、基本的には球状のコロイド粒子をモデルとした電気の二重層に基づいて説明できる。図－6.11は電気二重層の模式図であるが、粒子の表面には負電荷があり、これを取り巻いて外側に陽イオン圏がある。即ち、負と正の電荷からなる二重層を形成している。陽イオンの濃度は粒子表面から遠ざかるに従って減少し、ついには溶液の平均濃度と等しくなる。一方、粒子表面と同符号の陰イオンは表面から離れるに従って漸増し、溶液中の平均濃度と等しくなる。このような溶液中と異なったイオン濃度を持つ電気二重層は、厚さが数Å～数百Åにわたって変化し、溶液中の電解質濃度が高い（あるいはイオンの電荷が大きい）場合には、図－6.12に示すように反発力が働く範囲（二重層の厚さ）は圧縮されて薄くなる。一方、粒子のファウンデルワースは溶液の濃度などに無関係の引力であり、図－6.12のように粒子の近傍に働く。電気二重層が厚いと、同種の二重層を持った粒子が接近してもファウンデルワース力が作用する前に、二重層の同符号の電荷間の反発力が作用して粒子の結合が困難になる。しかし、二重層が薄くなると、接近した粒子はファウンデルワース力によって捕らえられ、さらに接近すると反発力が現れるが、引力の方がより大きい接近状態で粒子は凝集する。

この理論からスメクタイトの膨潤も説明することが可能である。Naを層間に持つモンモリロナイトが、低い塩濃度の水溶液中で著しい膨潤を起こすの



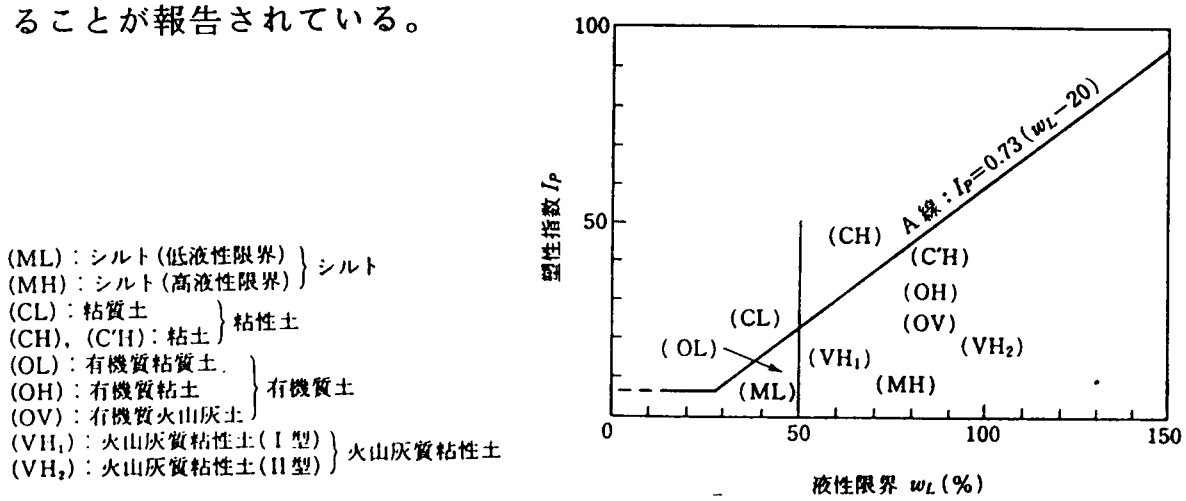
図－6.11 電気二重層の模式図



図－6.12 粘土粒子間に働く反発と吸引のエネルギー

は、電気二重層が広がった状態であると考えられる。また、粒子間が広がることによって、粘土粒子間の引力が低下するため、せん断強度も低下することになる。即ち、粘土の含水比が大きくなると電気二重層が厚くなるため、せん断強度が低下するものと説明できる。また、Naを層間陽イオンとして持つ粘土は電気二重層が水中において厚くなるため、せん断強度が低下するのである。

粘土鉱物の層間陽イオンを変える場合、そのイオンによって電気二重層の厚さが変化し、コンシステンシーやせん断強度が変化することが考えられが、桑原によれば、ひとつの産地の一連の地層や成因によって生成された土においては、一定の関係があり、図－6.13に示した塑性図のA線に平行に分布することが報告されている。



図－6.13 塑性図と細粒土の分類

3）本研究におけるせん断強度低下の検討

第３章において実験を実施した結果、本研究の対象斜面に分布するすべり面となりうる凝灰岩質の粘土化層のせん断強度は、図－6.14に示すように、試験斜面の逆算法による c ～ ϕ 関係と密接な関係があることが判明した。この関係から考察すると、すべり面粘土のピーク強度（Ａ点）に対する残留強度（Ｃ点）の比率は、3.6.3 にて述べたように、

$$\lambda_A = c_r / c_p = 0.47\ (47\%)$$

となる。これは、3.6 にて提案した強度の低下要因としての係数 μ_1、μ_2、μ_3 の合成された値と考えられる。ただし、このうち μ_1 は3.6.3 にて同じく述べたように $\mu_1 = 0.76$ を得ている。したがって、残りの係数 μ_2、μ_3 の合成された値は、

$$\mu_2 \cdot \mu_3 = \lambda_A / \mu_1 = 0.47/0.76 = 0.62$$

となる。μ_3 はすべり面の形成による平均強度の低下の補正係数であるが、現象的には不確定要素が多いため、実質的に $\mu_3 \fallingdotseq 1.0$ とすることが現段階では好ましいと考える。したがって、

$$\mu_2 = \mu_2 \cdot \mu_3 = 0.62\ (62\%)$$

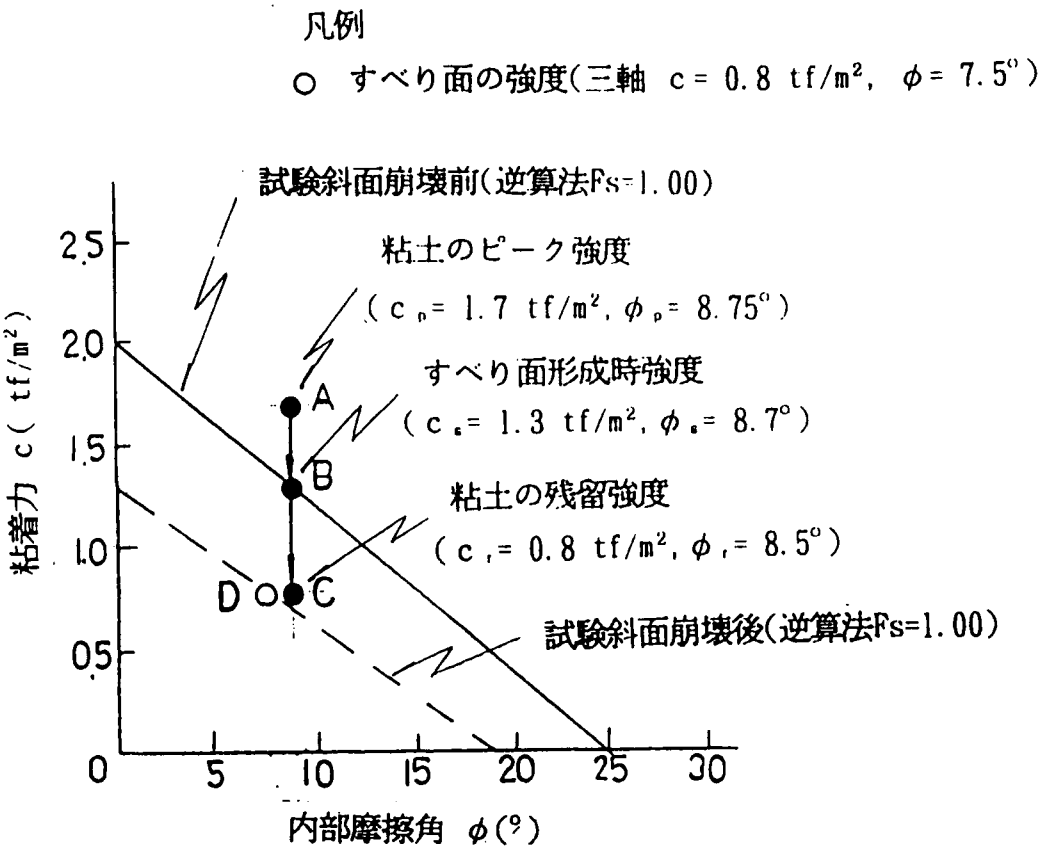
となり、風化要因による強度低下率は約 60%であると考えられる。この値は図－6.9(d)に示したように、モンモリロナイトがCa型からNa型に移行したときの強度低下率は、50% 以下であることから比較すると大きな値となっている。これは、CaからNaへモンモリロナイトの型がイオン交換によって変化するとしても、実験室と現地の反応の相違によるものと考えられる。

4）せん断強度低下の確認

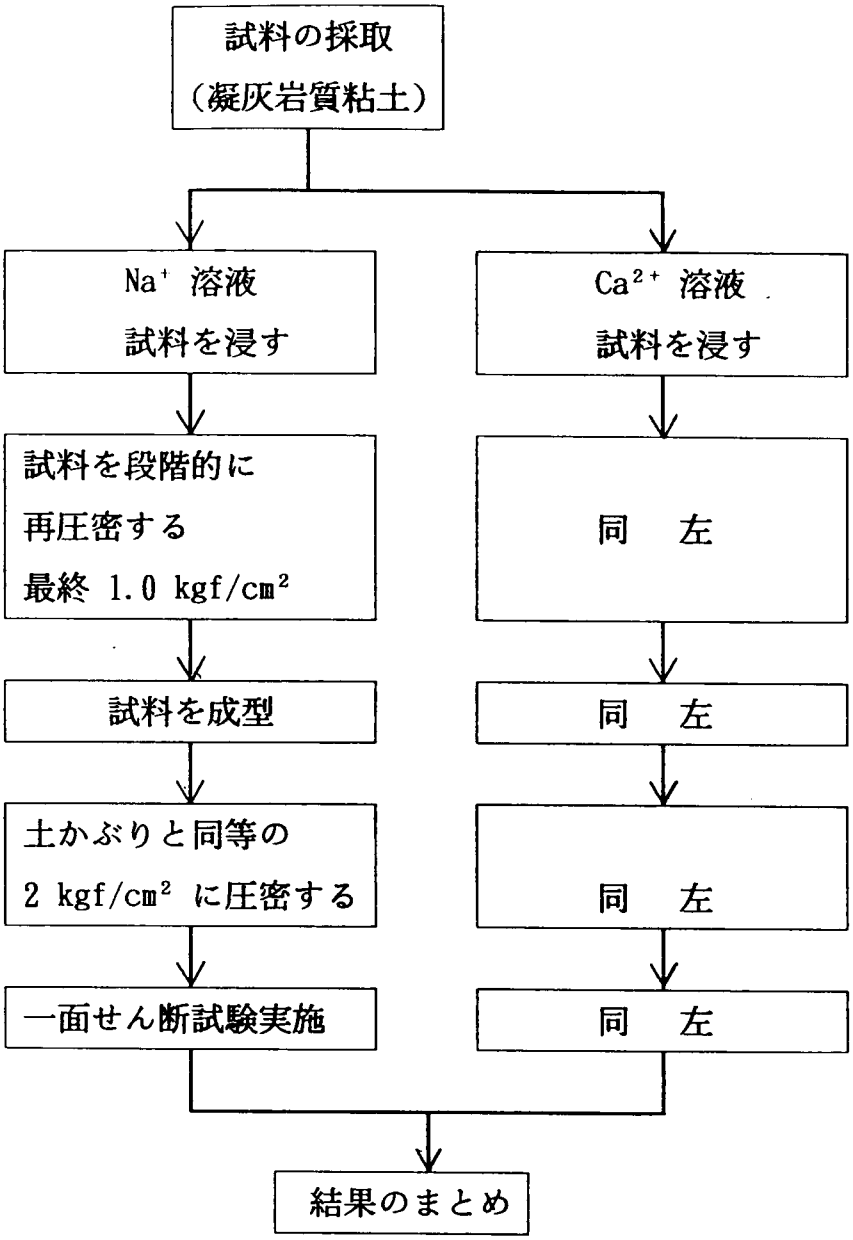
前述したせん断強度の化学的変化に伴う低下を検証するため、図－6.15に示すフローに従って実験を進める。試料は事前のトレンチ調査にて採取した凝灰岩質粘土で、第２章にて一面せん断試験を行った試料と同様のものを用いるものとした。溶液は表－3.3 に示した水抜きボーリングから湧出した地下水のうち花崗岩からの地下水を対象として用いるものとした。反応を明確

にするため、この花崗岩から湧出した地下水のNa^{+} 濃度及びCa^{2+}濃度の10倍となる溶液をそれぞれ別途に調整して作る。

したがって、試料はNa^{+} の高濃度溶液と、Ca^{2+}の高濃度溶液の２種類に浸すことによって、その反応を求めるものである。現在、実験の途中段階であるため、最終結果が判明した時点で巻末に添付するものとしたい。



図－6.14 すべり面粘土の強度低下と
試験斜面の逆算法による c ～ φ 関係図
A → B　低下率 76 %
A → C　低下率 47 %
B → C　低下率 62 %

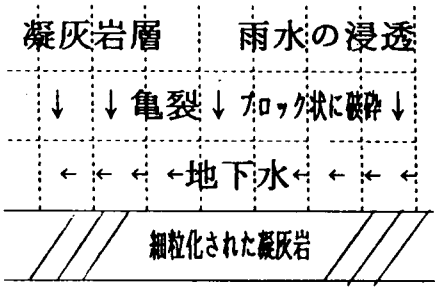


図－6.15 供試体作製とせん断試験のフロー図

6.6 結果及び考察

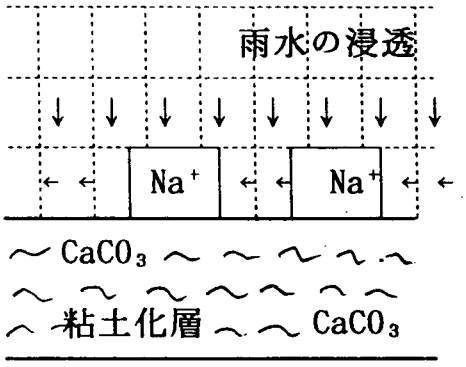
すべり面となる凝灰岩の粘土化層が地下水の影響を受け、脆弱化する過程について、下記のとおりまとめる。

1）凝灰岩層に造構造運動や地すべりが加わり、層内にあるモンモリロナイトが豊富な部分にせん断ゾーンができる。また、周辺は亀裂が入りブロック状に凝灰岩が破砕されるため、透水係数が上昇し雨水や地下水の浸入が生じ易い状態が形成される(図－6.16参照)。



図－6.16 凝灰岩層の亀裂と水の浸透

2）凝灰岩のせん断ゾーンに地下水の浸入を受け、この過程で水に溶存するNa^+との反応により、粘土鉱物であるモンモリロナイトが生成されると同時に(風化)、$CaCO_3$とNa^+が共存する形の粘土が生まれる(図－6.17参照)。

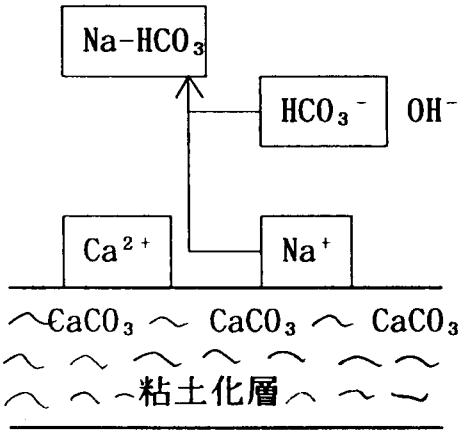


図－6.17 粘土化層の形成と陽イオン

3）粘土化した層が形成された後、今度は雨水や地下水の影響によって、$CaCO_3$が溶出しHCO_3^-が水に溶け出す。

$$CaCO_3 + H_2O \rightarrow Ca^{2+} + HCO_3^- + OH^-$$

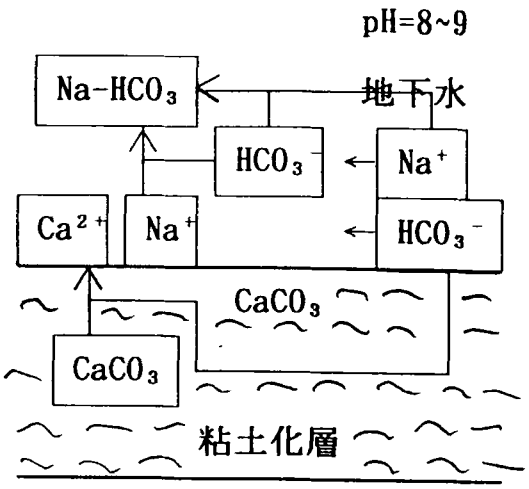
Ca^{2+} の溶脱が生じやすくなり、粘土鉱物の層間陽イオンNa^+の比率が多くなる。Na^+とHCO_3^-との反応によって$Na\text{-}HCO_3$型の地下水が形成される(図－6.18参照)。



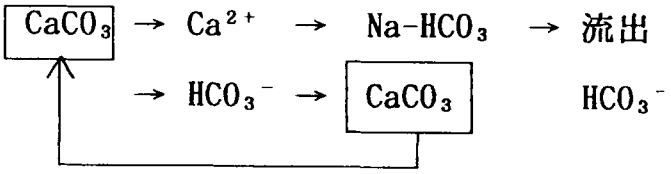
図－6.18 水の影響による粘土化層の変化

4）隣接開発地からの地下水が流入する。地下水はアルカリ性でNa^+ が多い。HCO_3^- も多い。

$CaCO_3$はさらに溶出してくる。 Na^+とHCO_3^-との反応により$Na\text{-}HCO_3$の濃度が上昇する。HCO_3^-とCa^{2+}の可逆反応により$CaCO_3$が再び形成される。一部は結晶状の方解石が形成される(図－6.19参照)。（Ｘ線分析を行った試料Ｔ－２③）



図－6.19 花崗岩からの地下水流入による粘土化層の変化



一般に、すべり面となる神戸層群の粘土化層の化学変化については、1)～3)までの反応である。本研究の対象となったケースでは、新たに花崗岩からの地下水が供給されるという条件が加わったことになり、4)の状態のように化学変化が生じたものと考えられる。

すなわち、アルカリ性のNa^+ 濃度が高い地下水によって、$CaCO_3$ が以前の状態よりはるかに溶出しやすく、また、モンモリロナイトの生成も増加する。ただし、Ca^{2+}が溶脱されることにより、Na型のモンモリロナイトが生成されることになる。

以上のような化学的変化によって凝灰岩の粘土化層は、セメントテーションが喪失することによって、せん断強度が低下していくことになる。今回の対象となったケースにおいては、4)の段階よりさらにその傾向が強くなったものと思われる。

6.7 要　約

一般に、神戸層群の凝灰岩質泥岩には、置換性Na^+ を含むモンモリロナイトと$CaCO_3$ が共存し、この両者が雨水や地下水と反応することによって、高濃度の$Na\text{-}HCO_3$型の地下水が生成される。$CaCO_3$は単独では溶解度は低く、高濃度の溶液を容易に生成しないが、置換性Na^+ を多く含む物質と共存することにより、その溶解が進行し、 結果的には高濃度$Na\text{-}HCO_3$型の水を形成する。このような反応で形成した水質は、この地域に地すべりの素因となる凝灰岩の粘土化層の化学的風化及び軟弱化の反応を示したものであると考えられる。

さらに、本研究においては隣接する既成開発地から流入してくる地下水は、上記の反応をより高めるようなアルカリ性でNa^+ 濃度の高い水質であることから、粘土化層に含まれる$CaCO_3$ の溶出を高め、粘土に含まれる粘土鉱物の性状を、変化させてしまうことになる。このような結果から、粘土化層のせん断強度を著しく低下させることになる。これらの粘土の強度低下と地下水の水質条件との関連について、現地のすべりと関連づけたデータは少ない。本研究においては、せん断試験の結果と切取斜面による強度低下の関係から、化学的変化に伴う風化による強度低下率として、約60%と考えられた。ただし、この低下率は単に化学的変化によるものでなく、粘土鉱物による膨潤性によるもの、粘土に含まれる鉱物の地下水との化学反応率など複合した要素を持ったものであると考えられる。今後はこの複合化した強度低下要因について、従来の工学的見識をさらに拡大し検討を加えることが必要と思われる。

参考文献

1) 中世古幸次郎，嘉門弘司，三木幸蔵，他２名 ： 特殊な性状を持つ岩塊を用いた盛土地盤の沈下についての研究，土と基礎，Vol.23，No.3，pp.31～38，1975.

2) 谷本喜一 ： 神戸層群地域における建設工事による地すべりについて（その1)，建設工学研究所報告，pp.175～187，1990.

3) 玉田文吾 ： 地すべり面のせん断強度定数と粘土鉱物との関係，地すべり，第20巻，第4号，pp.7～13，1984.

4) Lambe.T.W.: Soil testing for engineers, John Wiley & Sons, NewYork, 1951.

5) Olson R.E.: Shearing strength of Kaolinite, illite and montmorillonite, Proc. ASCE, Vol.100, GT11, pp.1215～1229, 1974.

6) 吉岡龍馬，金井忠一 ： 地すべり地地下水の炭酸ガス分圧について，京大防災研究所年報，18-B，pp.271～282，1975.

7) 藤田和夫，笠間太郎 ： 神戸地域の地質，地質調査所， pp.89～91，1983.

8) 池尻勝俊，谷本喜一 ： 神戸層群の地すべり粘土の強度特性，地すべり学会研究発表会講演集，pp.339～342，1992.

9) 下田 右 ：粘土鉱物研究報，創造社，1985.

10) 土壌物理研究会編 ：土の物理学，森北出版，pp.41～42，1979.

11) Grim R.E. : Clay Mimeralogy, Znd ed., McGraw-Hill, 1968.

12) 木村耕治 ：神戸層群の地すべり地に存在する高濃度 Na-HCO_3 型地下水の形成機構，日本地下水学会秋季講演会講演集，pp.5～16，1986.

13) 飯盛喜代春，飯盛和代：長崎県平山地域地すべり地帯の地下水の化学成分について，地球化学，Vol.15，pp.33～44，1981.

14) 土質工学会 ： 岩の調査と試験，土質工学会編，pp.516～523,

15) Matuo S. and Hise T. : A Study on the analysis of landslide in

the Kasio district, Memoirs Fac. Eng., Kyoto Univ. Vol. 18, No. 2, pp. 65～72, 1956.

16) 狛　武，横田節哉 ： 第三系地すべり地帯における水質の特徴―北海道常磐台地区の例―，地質調査所月報 No. 22, pp. 305～317, 1971.

17) 佐藤修 ： 長野市地附山地すべり地の地下水の水質―地すべり地の陸水の水質６―，新潟大災害研年報 No. 8, pp. 57～69, 1986.

18) Foster M. D. : The origin of high sodium bicarbonate waters in the Atiantic and Gulf Coastal Plains, Geochim, et Cosmochim, Acta. 1, pp. 33～48, 1950.

19) 白水晴雄 ： 粘土鉱物学―粘土科学の基礎―，pp. 91～93, pp. 102～123, 朝倉書店, 185p. 1988.

20) 松尾新一郎，嘉門雅史，富田武満 ： 地すべりの物理化学的方法による予知とその対策，土と基礎，Vol. 28, No. 2, pp. 45～52, 1980.

21) 森直樹　他４名 ： 四国の地すべり地の粘土の粘土鉱物と強度特性，地すべり学会研究発表会講演集，pp. 295～296, 1992.

第７章　結　論

神戸層群における切取斜面の安定については、過去において数多くの研究がなされてきた。しかし、多くの研究はすべり面を形成する軟弱化した粘土化層の定性的な把握にとどまり、実規模の斜面に対するすべりの発生機構を検証した事例は少ない。また、安定解析においては、いわゆる逆算法による安定解析の結果とすべり面を形成する粘土化層のせん断強度との関係について、室内実験や過去のデータからの推定によって求める方法がとられ、すべり面のせん断強度など性状変化に対する詳細な把握がなされている例は少ない。一方、すべりの大きな誘因となる地下水の影響についても、過去に多くの研究がなされているが、地下水の供給源の把握やすべり面を形成する粘土化層と地下水の水質との拘わりについて、深く追求された事例も同様に少ないと思われる。

本研究では、このような切取斜面の安定性の検討について、通常では行われない実規模の試験切取斜面による崩壊実験を行って、斜面の安定に関する種々の知見を得た。また、地下水は切取斜面の安定に大きな影響を与えるが、地下水の供給源となる地形的な広がりが隣接する既成開発地域まで含んでいることに着目し、その因果関係を様々な角度から推論した。また、この地下水は花崗岩からの湧出に起因するものと考えられ、開発地域内に堆層する神戸層群のうち、礫岩や凝灰岩などの透水性のよい地層に流入することが推測された。このため、これらの地層中にすべり面を形成する粘土化層に対し、せん断強度を著しく低下させる要因となり、斜面の安定性に問題を生じることとなる。このせん断強度低下について、すべり面粘土の化学的変化に関する検証をもとに考察を加えた。各章にて得られた結論について以下に述べる。

第１章では、我が国の人口は、昭和３０年代後半より急激に増大するに至り、住宅需要が増加し住宅地の適地が丘陵地帯にまでその必要性が及んだ。また、著者が切取斜面の安定問題に携わりつつ、本研究に至った経緯を述べ

た。本章の後半には、地すべりに関する既往の関連研究及び研究の対象地の地形、地質について述べた。

第２章では、実規模の試験切取斜面による崩壊実験を行って、すべりに関する種々の検証を行った。まず、実験の対象地の選定を行い、その周辺における事前の地質調査を実施した。この結果、すべり面を形成すると思われる凝灰岩質粘土のせん断強度として、$c=1.7$ tf/cm^2, $\phi=8.75°$ を得た。また、試験斜面の設定を行い、地質調査の結果及び過去の崩壊事例におけるせん断強度の土質定数より事前のすべりに対する予測検討を行った。

その結果、設定した試験斜面での常時安全率(Fs)の予想値は、条件設定によって異なるが、1.0 を下回ることとなり、崩壊の可能性が高いことが伺えた。つぎに、地下水位などの動態観測を崩壊実験の開始前から行い、観測を継続しながら試験切取斜面を造成した。崩壊は予測どおり造成してから２ケ月余り後に発生した。崩壊後のトレンチ掘削によって得られたすべり面の性状から判断して、すべり面の深さは比較的浅く、すべり面から採取した粘土のせん断強度は崩壊後の逆算値とほぼ合致するもので、$c=0.8$ tf/cm^2, $\phi=7.5°$を得た。また、事前の安定性検討に用いたせん断強度の設定値に対しては下回るものであった。これらの結果から下記の関連を整理した結果、試験斜面の崩壊により、すべり面の性状を把握することができた。

① 事前の安定性予測値

② 試験斜面の崩壊前後における逆算値

③ すべり面となった凝灰岩質粘土のせん断強度

第３章では、地下水の流出について開発地内における表面流出水や地下排水の流出量観測並びに表面流出水の水質などの調査を行った結果、地下水が開発地域に隣接する既成開発地域からも流入していることを検証した。これは先行した既成開発地域において、本来は周辺地域へ地下水の影響が発生しない地形をなしているものが、造成工事がなされた結果その盛土内に地下水として帯水させることになり、この地下水が新たに当開発地に対し影響を与

えるものと考えられた。

その結果、地下水の流出機構について、流出モデルを仮定するとともに流入量につながるパラメーターを見いだすとともに、切取斜面の安定に拘わる要因を分析し、３つの影響要因を提案した。この中で応力解放によるすべり面粘土の強度低下の要因については、すべり面から採取した試料によるせん断試験を実施し、第２章で行った試験斜面の崩壊実験結果から得られた土質強度の関係及びすべり面のせん断強度に対する関係が得られた。即ち、すべり面の形成時点におけるせん断強度は、ピーク強度に対して76%となることが判明した。第４章では、隣接住宅地に最も近接した切取斜面を造成するにあたり、斜面の安定化について事例研究を行ったもので、対策工の新たな考え方を求めたものである。第２章にて行った試験斜面の実験結果から得られたせん断強度をもとに、安定解析を行い対策工法を決定した。対策工法の決定には判定要素を種々比較検討した結果、対策工として置換工法及び置換工と抑止杭工との併用工法を採用した。これらの対策工を実施するあたり、対策を行う各過程において、前段階よりは常に安全率を上昇させることとし、これを必要条件とすることを提案した。

第５章では、開発地域の境界部分にあるポンプ場に近接した切取斜面の造成にあたり、この施設からの出水による急激な間隙水圧の上昇により生じたことに起因してすべりが発生した。事例における安定化の検討について述べたものである。

その結果、安定解析には間隙水圧を考慮するとともに、鉛直亀裂の発生した部分には別途水圧を考慮した方法を採用した。礫岩の層中にある地下水に対しては、対策工としての水抜きボーリングを実施して地下水位の低下をはかった。また、この効果について、地下水位の低下状況と水抜きボーリングの実施効果との比較検討を行った結果、よい連動性があることが確認された。地下水の起源を調査するため、花崗岩の層中に深く水抜きボーリングを実施したが、地下水が湧出するほどの水量は得られなかった。しかし、水質試験

からは神戸層群の礫岩層にある地下水は花崗岩の影響を強く受けた水質であると判明した。

第6章では、地下水の影響を受け、すべり面を形成する粘土化層の化学的変化について検証を行うものであるが、本研究においては推論を行ったものである。開発地内の渓流における水質を観測した結果、花崗岩からの地下水の影響を強く受けていることが言える。また、すべり面粘土のX線分析試験の結果から、非常に多くのモンモリロナイトを含んでいることが判明したこと、及び花崗岩の地下水を調査した結果、Na^+ 濃度が非常に高い値を示すことから、すべり面粘土の強度低下となる地下水に含まれる陽イオンと粘土鉱物からの溶出イオンとの交換などによる化学変化は、十分起こり得ることと推察できた。この分野については、今後さらに研究がなされ、粘土の強度低下についてのメカニズムが明らかになるものと思われる。

以上、神戸層群の切取斜面の安定について、実規模による試験斜面の崩壊実験を行って、より具体的なすべり面の性状変化を検証するとともに、すべり面の形成に地下水の影響が大きく関与していることに焦点を当てて本研究を行った。地下水が供給されている起源については、隣接した既成開発地からの特異な供給事例を検証し、地下水の水質についても、すべり面粘土との化学的変化について検討を行った。これらの一連の研究は、従来の実験室におけるモデル実験や、材料試験によるものではなく、現地の諸条件に合致したものとなる。また、崩壊の事例研究から得られた知見は従来のものとは異なり、より信頼性の高いものと判断できるものである。

謝　辞

本論文は、著者が神戸市北区において施行された山の街住宅開発プロジェクトに携わり、切取斜面に関連した一連の研究成果を取りまとめたものであります。この間、研究の最初から最後まで懇切なご指導を賜った神戸大学農学部教授尾崎叡司博士に対し、深甚なる謝意を表します。同教授には、土質工学の基本から応用に至るあらゆる面でご教示を賜るとともに、多くの分野において終始変わらぬご指導を賜りました。ここに記して心からの謝意を表する次第であります。

本研究に対し、ご懇篤なご指導並びにご助言をいただきました神戸大学工学部教授西　勝博士および日下部　馨博士に心から謝意を表します。また、神戸大学名誉教授田中　茂博士には、本研究の対象となった開発プロジェクトにおいて、地下水調査、地下防災対策、切取斜面の安定など、多方面において示唆に富むご指導をいただきました。心から謝意を表します。

本研究の実施にあたって、京都大学工学部吉田信之助手、(株)ソイルコンサルタンツ野田　耕、岩崎哲雄、(株)都市基盤コンサルタント金坂聖于、川崎地質(株)池尻勝俊の各位より多くのご支援をいただいたことを記して、ここに感謝の意を表します。最後に、実験にご協力をいただいた大阪市大理学部三田村宗樹助手、神戸大学農学部学生村上文明の両氏に心から感謝いたします。

著者による発表論文

1）木越正司，片山正喜，石井武美 ： 粗粒土の締固め管理におけるレキ分の密度補正について，土木学会第29回年次学術講演会講演概要，Ⅲ－193，pp.178～179，1974.

2）錦織達郎，松岡元一，西東茂之，木越正司 ：マイクロコンピューター導入による切取、運搬、埋立工事の管理について，関西電力御坊発電所埋立工事，電力土木，第181号，pp.27～39，1982.

3）錦織達郎，松岡元一，西東茂之，木越正司 ：御坊火力発電所人工島埋立工事の実績，建設の機械化，第393号，pp.25～32，1982.

4）西 勝，木越正司，野田 耕，寺井久史，：軟岩を主体とした盛土の沈下予測とその実測例について，第20回土質工学会研究発表会講演集，pp.949～950，1985.

5）木越正司，田中 茂，沖村 孝，岩崎哲雄 ： 大規模宅地造成工事における地下排水流出量の測定結果について，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，pp.789～790，1985.

6）木越正司，吉岡龍馬，野田 耕，岩崎哲雄，伊藤正明 ： 裏六甲地区における地下水の流出に関する考察，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，Ⅲ-3，1985.

7）田口善之，波田光敬，香川和夫，木越正司 ： ジョイント要素を用いた有限要素法による補強した盛土の変形解析，国際ジオテキスタイル学会日本支部，第２回ジオテキスタイルシンポジューム，発表論文集， pp.97～100，1987.

8）波田光敬，香川和夫，木越正司，中西 徹 ： ＰＢＳＭによる補強盛土および擁壁の解析，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1739～1742，1988.

10）波田光敬，古賀重利，香川和夫，木越正司 ： ポリマーグリッドを用い

た補強盛土の現場計測結果，フジタ工業(株)技術研究所報，第26号，pp. 61～66，1990.

11) T.Noda, M.Nishi, E.Ozaki, S.Kigoshi, M.Ando : A Case Study on Restraining Works for Slope Failure or Landslide at Tertiary Area, Proc. of 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, pp. 187～192, 1990.

12) T.Noda, M.Nishi, E.Ozaki, S.Kigoshi : A Case History of Construction of Central Wholesale Market on Soft Ground, International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, pp.550～555, 1992.

13) 尾崎叡司，木越正司，西　勝，野田　耕，金坂聖于：神戸層群の礫岩中における間隙水圧による斜面滑動に関する研究，神戸大学農学部研究報告，第20巻第2号，1993.（掲載予定）

14) 尾崎叡司，木越正司，西　勝，吉田信之，岩崎哲雄 ： 既成住宅地に隣接した神戸層群の切取斜面の安定化に関する研究，神戸大学農学部研究報告，第20巻第2号，1993.（掲載予定）

15) M.Nishi, N.Yoshida, S.Kigoshi, H.Ohta, A.Naeda : Performance Evaluation of Coal-ash Treated Subgrade in Asphalt Pavement, GEOTECH 92, Proc.of the Symposium on Prediction Versus Performance in Geotechnical Engineering, pp.221～233, 1992.

16) S.Kigoshi, M.Nishi, E.Ozaki, N.Yoshida, T.Noda, O.Kobayashi : Stabillizing Methods for Cutting for Highway Construction in Landslide-Prone Region, Proc. of Intenational Conference on Transportation Facilities through Difficult Terrain, Aug.,1993.（掲載予定）

17) 西　勝，木越正司，尾崎叡司，吉田信之，金坂聖于 : Influence of Neighboring Developments on The Landslide, 神戸大学工学部研究報

告，第39号，1993.（掲載予定）