



# 土木研究所資料

第 7 6 7 号

国道 8 号線親不知災害調査

昭和 4 7 年 7 月

建設省土木研究所

土木研究所資料  
第七六七号  
国道八号線親不知災害調査  
昭和四十七年七月  
建設省土木研究所

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 親不知概略 .....	2
3. 調査研究の目的及び方法 .....	15
4. 試験調査結果 .....	20
5. まとめ .....	45
6. 落石への考察の試み .....	50
7. むすび .....	56

## 1. はじめに

この調査は建設省北陸地方建設局の昭和46年度依託により、新潟県西頸城郡青海町地内、国道8号線勝山から市振に至る親不知地区約1.2kmの区間において災害調査を行なったものである。

この附近は北アルプスの末端が直接日本海に面しているため、地形的には非常に急峻となっている。又この地区は糸魚川—静岡構造線の西側に位置し、数度の造山運動により地殻の変動を受け地層は、もまれ、そのため国道沿いの山腹斜面において岩の割目、風化、薄い粘土を挟んだ小規模の断層を見ることが出来る。地質分布も約1.2kmの間に数種のものが見られ、これは水平的のみではなく垂直的にも変化している。そのため先に述べた現象も区間ごとに違っており災害形式もそれぞれの特徴を持っている。このように地形、地質的に不安定な箇所であるため、毎年大小の災害を引き起し国道も一時交通止めを余儀なくされる場合がある。国道8号線はこの地域唯一の主要道路であるため、常時交通を確保することが大きな課題である。

そこでこれからの防災を考える上で災害の予知ということが問題になる。災害の予知とは素因的予知、誘因的予知、災害発生の現象的予知の総合されたものである。災害の発生は素因と誘因のかみ合せによって発生するもので素因、誘因とも地形、地質、土質、植生、降雨、地下水その他多数の因子を上げることが出来、これら各々の因子の総合によってある災害が発生するわけである。

それゆえ、ある地域の災害の予知について調査する場合、各因子について検討する必要があるが、それを行うにはかなりの困難が予想され、従来の崩壊地調査においても総合的に調査されたものは少なく、主に地表踏査が一般的には行なわれている。

崩壊の因子は無数にある中で、既往の親不知についての調査は地表を調査し、これより崩壊の形をつかもうとするマクロ的な試みが先ず行われた。当試験所の昭和46年度の調査は親不知については第1年度目で、何をその当面の調査対象とすべきか議論が別れたところであるが、降雨によって斜面のもつ強度が低下することによって、斜面が安定を失う崩壊は最も災害を大にする形であるという考えから、現地より採取したレキ混り土によって含水比を変化させて室内セン断試験を行い、若干の解析説明を行った。

それと共に複雑な地質状態、特に地中部分の地質構造を把握する1つの調査方法の試みとして、弾性波探査、その結果をチェックする意味でそれに平行してボーリングを行なった。

崩壊地調査においてその現場に適した調査法を採用するのが最良の方法であるが、またそのような調査方法が体系化されていない現在、本報告書における調査、試験も1つの試みとして行ったもので、途中試行錯誤しながら行っており、試料採取その他に不備な点があることを先におことわりしておく。なお弾性波探査及びボーリングの調査、解析は応用地質課が担当した。

## 2. 親不知概略

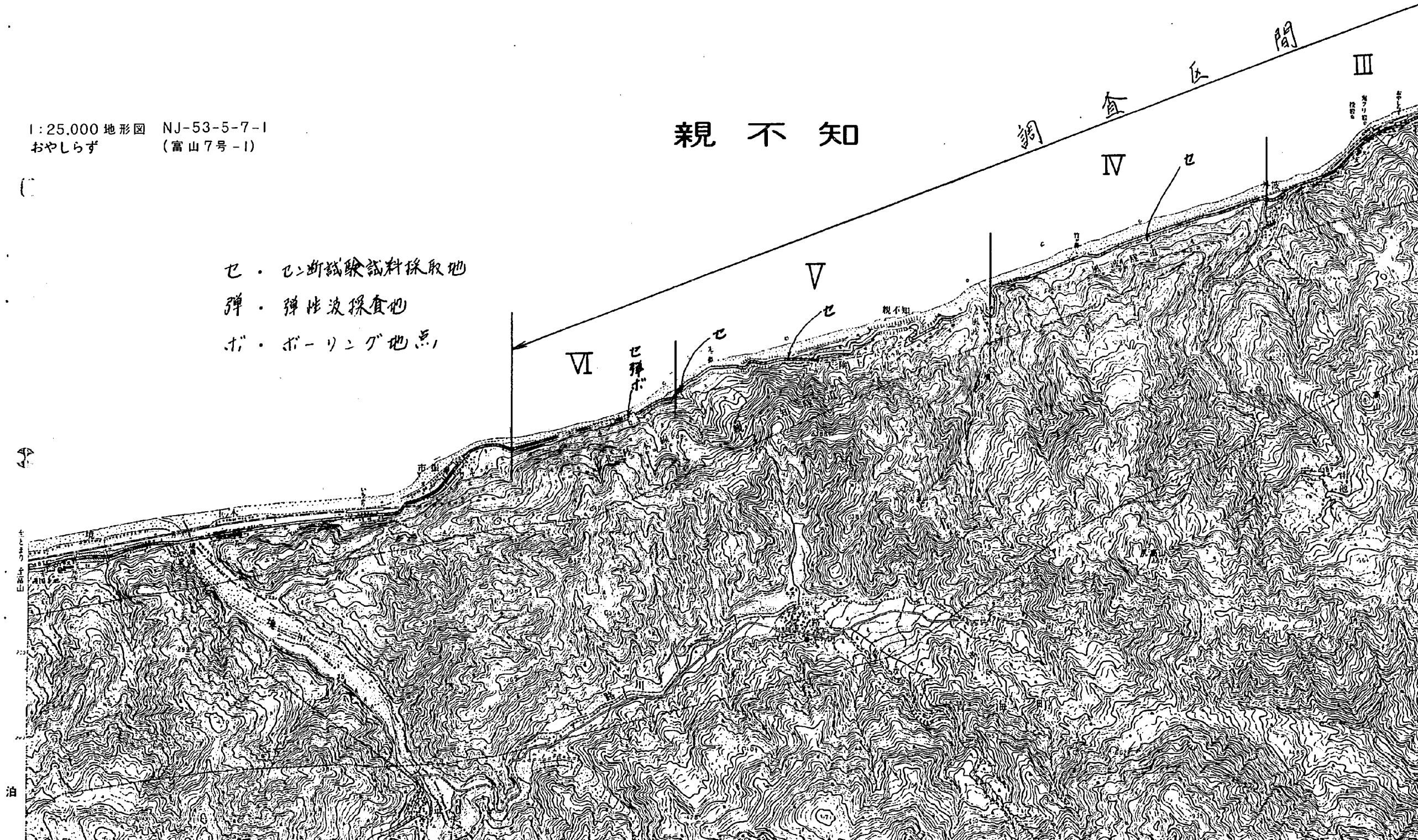
親不知地内約12km余は勾配 $40^{\circ} \sim 70^{\circ}$ の斜面が続き、その斜面の中腹を曲りくねりながら国道8号線が通っており、昔から交通の難所であったことが偲ばれる。現在路線改修も終り防災工事が進んでおり洞門、スノーシェッド、擁壁等の構造物をここかしこに見ることが出来る。しかし道路の切り取り面や崩壊地の跡は、ほとんど裸出されたままである。ここに発生する災害は地形、地質の特殊性に伴って落石、崩壊、地すべり、土石流、表面侵食、雪崩等、山地災害のほとんどを含んでいる。このうち落石、小規模の崩壊は年間を通じて連続して発生しており、大規模の崩壊地すべり、土石流は何年、もしくは何10年に1度の割で発生する。これは雨量強度に関係すると共に地形、地質に関係すると考えられる。親不知地区の災害を調査するにあたり地形、地質に基づいて6ブロックに区分けした。図(2-1) 次に各ブロックについて概略を記した。なお過去の調査報告より参考になる箇所を抜き出し付け加えた。

1:25,000 地形図 NJ-53-5-7-1  
おやしらず (富山7号-1)

# 親不知

調査区間 III  
IV

- セ . セン断試験試料採取地
- 弾 . 弾性波探査地
- ボ . ボーリング地点



不知

調査区間

IV

III

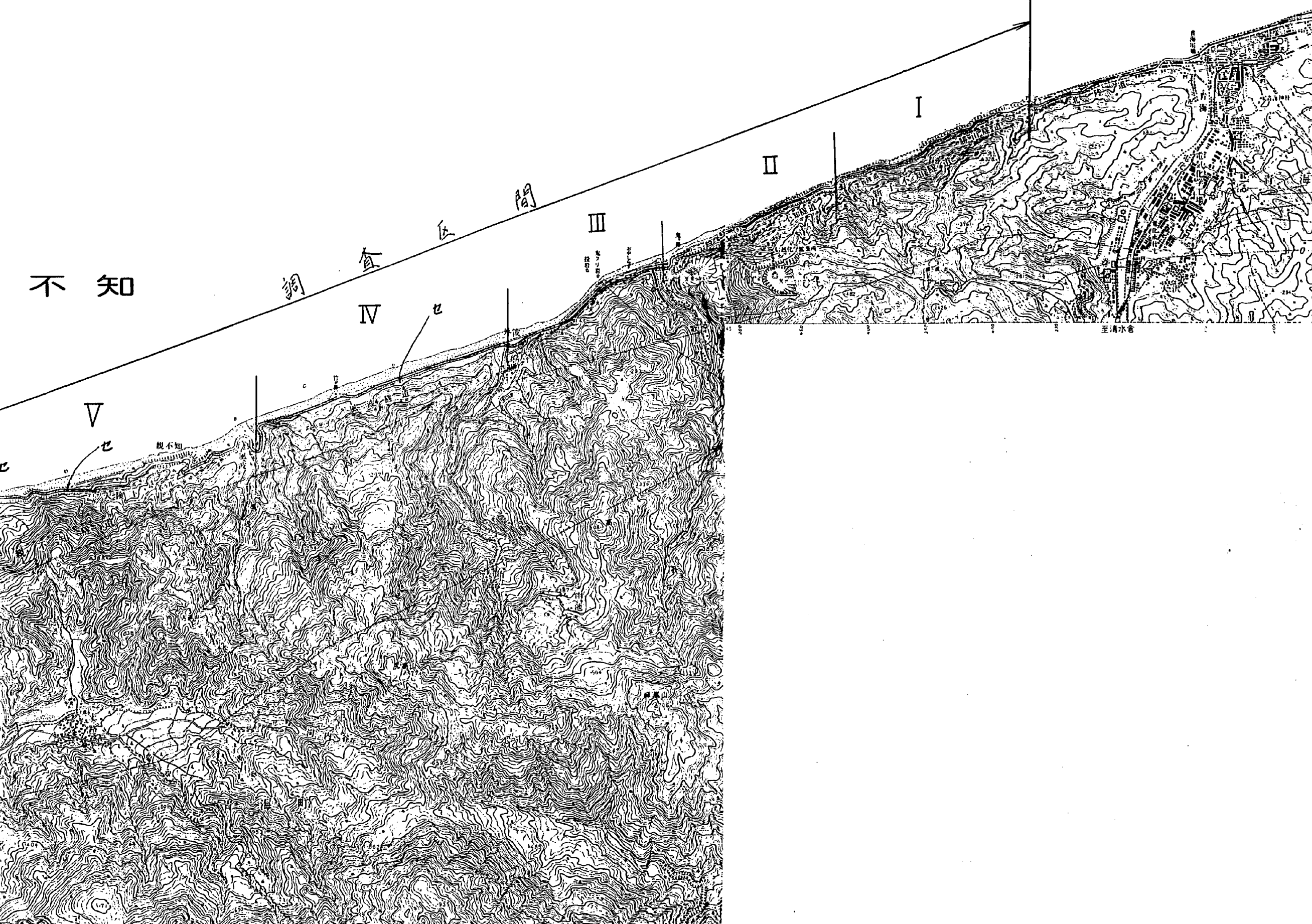
II

I

V

視不知

至清水倉



地区番号 1  
 区間名 勝山 — 洞川  
 距離 約 1.8 Km  
 地質 花崗岩

勾配は $50^{\circ}$  から  $70^{\circ}$  であり、花崗岩の上に  $50 \sim 100$  cm のレキ混り土からなる表土（崖錐）が被っている。岩質は道路沿においては風化、未風化の箇所が断続的に続き、所によっては水平方向に  $1 \sim 2$  m 間隔で変化している。風化の進んだ箇所においては、ハンマーで叩くことにより表面が容易に崩れ落ちる。しかし堅固なところでは、ハンマーを叩き返すほどである。又、未風化の堅固な岩においても亀裂、層理が発達している。

崩壊地においては薄い粘土層を挟んだ小規模の断層が見られ、又、所によっては安山岩の貫入が見られる。

植生はほとんどが浅根性の灌木である。

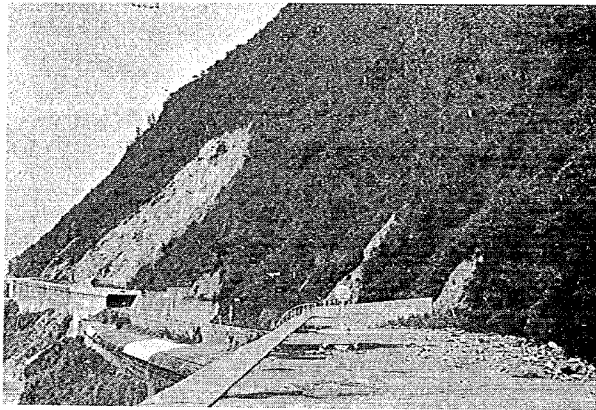


図 2 - 2  
 子不知洞門より勝山洞門

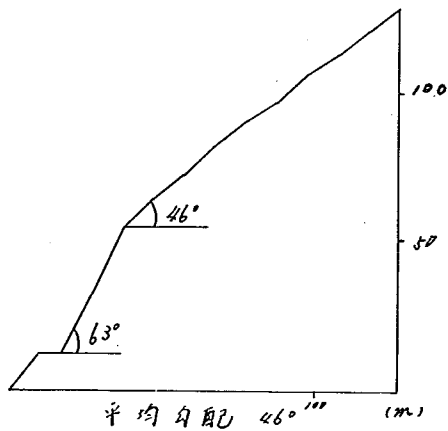


図 2 - 3

子不知洞門

この区間においての災害は

1. 落石
2. 表土（崖錐）の崩壊
3. 崩壊地において降雨による表面侵食、並びにその流下

落石は表土（崖錐）の中に含まれるレキの降下と、花崗岩から分離して落下する2通りが考えられる。表土（崖錐）の中のレキが落下する場合は、付近の土の支持力の低下によって発生し、これは土の収縮、水による土の軟弱化に伴なり支持力低下が考えられ、又、外力として風等の因子を上げることが出来る。

花崗岩から分離して落下する場合、特に大きい岩塊においては節理、ひび割れ等によって分離している。

崩壊は花崗岩自体についてはあまり大規模なものは発生しておらず、主にその上の表土が崩れており、その後降雨により表面侵食が発生し崩壊地が拡大する恐れがある。

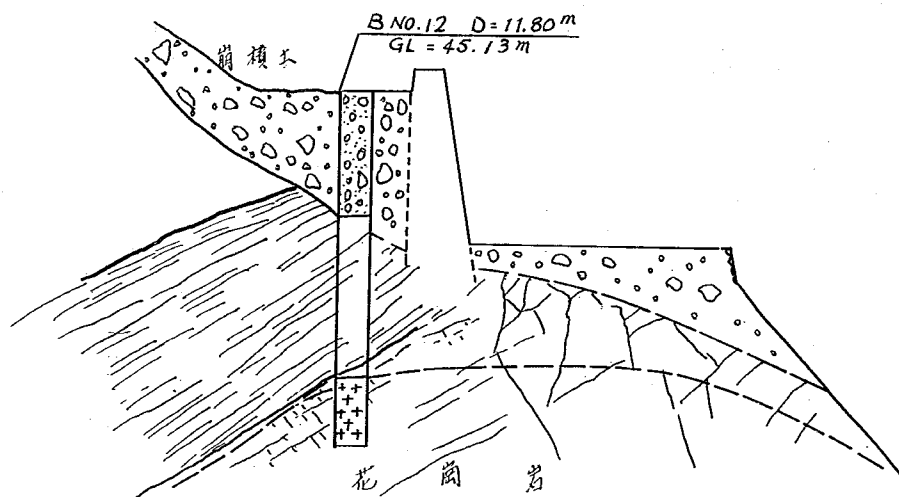


図 2-4

( '新潟県子不知地質調査報告書、一 応用地質KK)



標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	地下水位 m	柱状図	色調	地質名	観察	硬軟
						茶褐色	炭 鉄 (砂 礫)	花崗岩、石灰岩、輝綠 凝灰岩等の大小不規則 の岩片が、水と泥とを 含む土質からなる。 木目結晶壁崩壊を 示す。	軟
5	41.03	4.10	4.10			灰色 淡褐色	花崗岩 (破碎帯)	著しく破碎され、砂状 に崩壊している。 また、一部不規則に粘 土化していることが ある。 特に新鮮な花崗岩を 礫状に混入している。	D
10	45.63	9.50	6.40			暗褐色	花崗岩	比較的堅硬で、可成り 節理にわたる部分に 脆く砂状に分解し やすい。	B-2
	45.40	11.80	2.40						

図2-5 BNO12柱状図

(『子不知地質調査。一応用地質』)

地区番号 2  
 区間名 洞川 — 歌川  
 距離 1.5 Km  
 地質 石灰岩、輝緑凝灰岩、花崗岩

勾配は  $40^{\circ}$  から  $60^{\circ}$  であり、花崗岩から石灰岩への変化区間であり、花崗岩と石灰岩の間に輝緑凝灰岩を挟んでいる。特に大峯洞門附近では下部から上部へかけて、花崗岩、輝緑凝灰岩、石灰岩がはっきり認められる。輝緑凝灰岩は水を含むと簡単に粘土化し、その強度を低下させる。立岩橋附近には崩積土層の堆積が見られる。駒返洞門附近は道路から上部は石灰岩によって占められている。

植生は第1区間と同様灌木である。

図 2-6  
 大峯洞門崩壊地

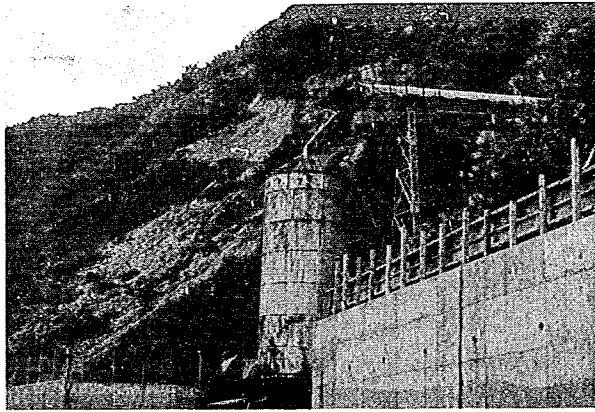
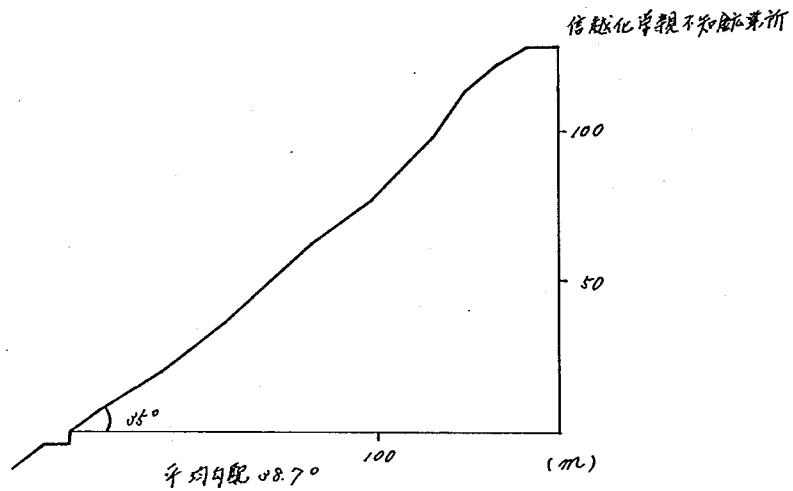


図 2-7



大峯洞門

この区間における災害は

1. 落石
2. 崩壊

1.の落石は、洞川橋附近では花崗岩、それ以外では崖錐、石灰岩である。

駒返し洞門附近では崩壊地斜面に不安定なレキ、岩が見られ又風化等によって岩層の崩壊が続いている。

大峯洞門附近では輝緑凝灰岩に被さった崖錐が、水の浸透により崩壊を起している。この崩壊は深さ50~100cmぐらいで、上部からの地下水が石灰岩と輝緑凝灰岩の間から輝緑凝灰岩の表面に流出して、土の強度の低下に伴って上部の崖錐が移動している。

立岩橋附近では過去の崩壊の堆積土（崖錐）が地すべり地形となって堆積しており、将来、地すべり性崩壊が予想される。

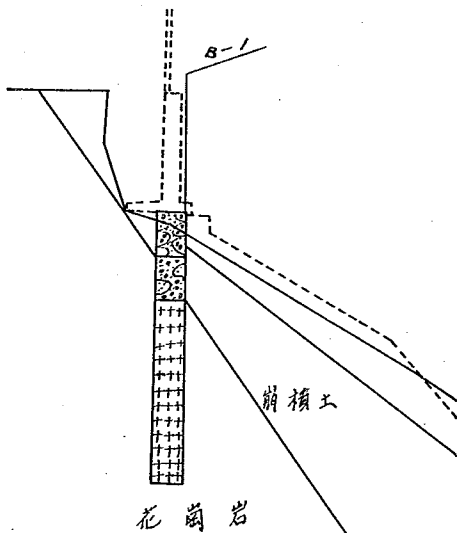


図2-8

標高	深さ	柱状図	岩質	色調	観察事項
	1.50	1.50	砂レキ	薄灰	崩壊防止用土像ニシテ 砂礫充填ニシアル。
	3.00	1.50	玉石混り 砂レキ	灰白	花崗岩、崩壊土ニシテ 花崗岩鬆石入り又風化。
5	4.50	1.50	花崗岩	"	又風化ニテ花崗岩ニ 時ニ亀裂入ル。
	9.10	4.60	全工	"	優白色ニシテ極メテ 硬質 棒状印トナルモ、スレ 時々入り。 印詰リアリ、印-1 層状々々多シ。

図2-9

『向山地質調査報告書』

(地陸地方建設局高田工事事務所)

地区番号 3  
 区 間 名 歌川 — 外波川  
 距 離 1.2 km  
 地 質 崖錐堆積層

勾配は $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 前後であり全区間の中でも、最も緩傾斜である。斜面内には人家、田畑が在り、又、杉林も見られる。しかし、この区間は第3紀層であり地すべり地形をしている。

比較的大きい地すべりは、すでに末端部が盛り上り安定している。しかし斜面上部は傾斜が急になり、豪雨、連続雨により小規模の地すべりが予想され、地すべり地形としては比較的急勾配であるため、沢などに沿って土石流になる恐れが大である

図 2-10

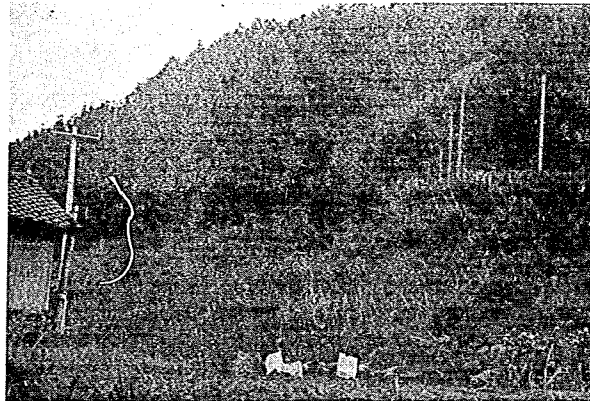
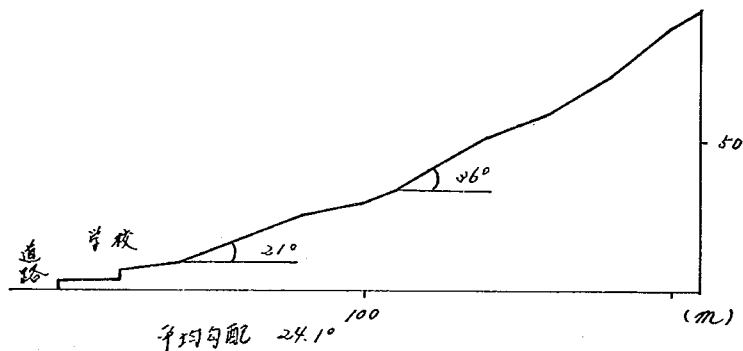


図 2-11



歌中学校付近

地区番号 4  
 区間名 外波川 — 風波川  
 距離 2.4 Km  
 地質 崖錐堆積層、安山岩質凝灰岩、輝緑凝灰岩、蛇蚊岩

勾配は $30^{\circ}$ 前後であり、崖錐堆積層、安山岩質凝灰岩が主であるが、その下部に並木沢附近、風波川附近に輝緑凝灰岩、並木沢上流に蛇蚊岩が存在するのが見られる。

蛇蚊岩は輝緑凝灰岩と同様、水に浸すと粘土化する性質を持っている。

植生は杉の植林がなされており、植生後40年前後のものも見受けられる。

図2-12

大竹沢崩壊地

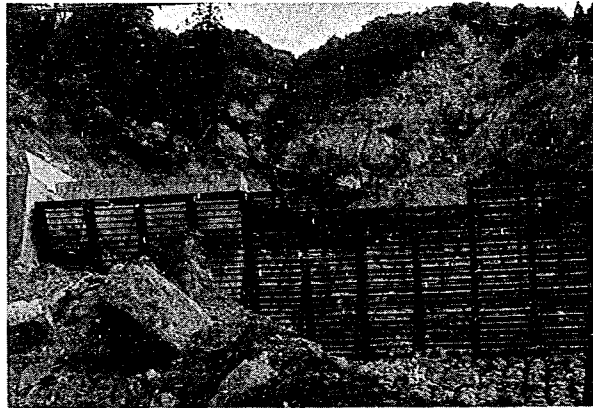
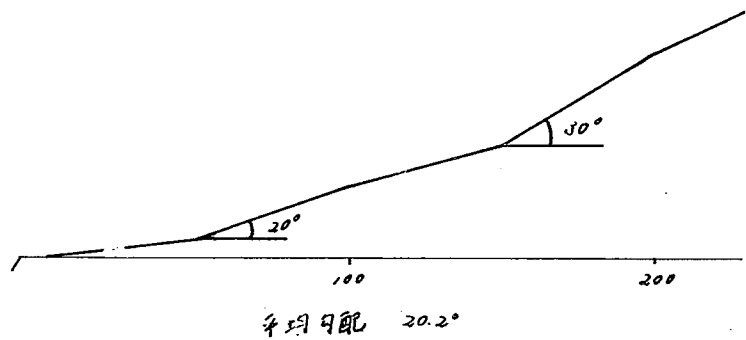


図2-13



大竹沢

この区間における災害は

1. 崩 壊
2. 土 石 流

この区間は比較的勾配もゆるやかなため、崩壊もそれ程頻繁には発生しない。

しかしこの区間は浅い所に粘土化しやすい輝緑凝灰岩、蛇紋岩が潜在しているため異常豪雨等によってはこれらを境にして崩壊する危険性がある。そのためこれらの地質分布、その地層等を明確に把握する必要がある。

地区番号 5  
 区間名 風波川 — 赤崎川  
 距離 約 2.8 Km (天険トンネル 0.8 Km)  
 地質 崖錐堆積層、安山岩質凝灰岩

勾配は  $40^\circ$  から  $60^\circ$  であり風波川から天険トンネルまでの入口の間は斜面長は短く、道路に面している斜面は大部分が岩である。上部斜面は傾斜がゆるいため災害はほとんど落石である。  
 天険トンネルから赤崎川の間は斜面長は長く、浄土洞門上部には崩積土が地すべり地形をなして堆積している。この区間では落石、崖錐の堆積である。植生は主に灌木と杉の人工造林地である。

図 2-14  
 浄土洞門

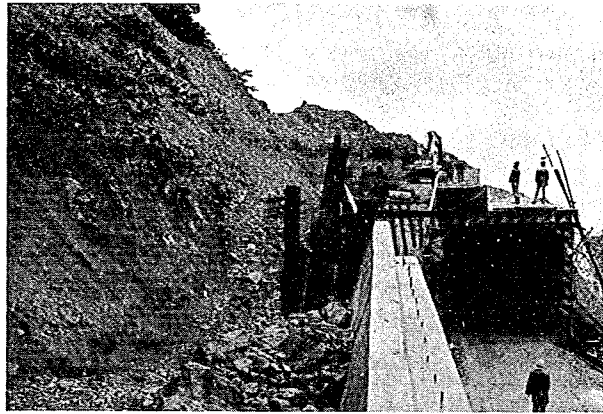
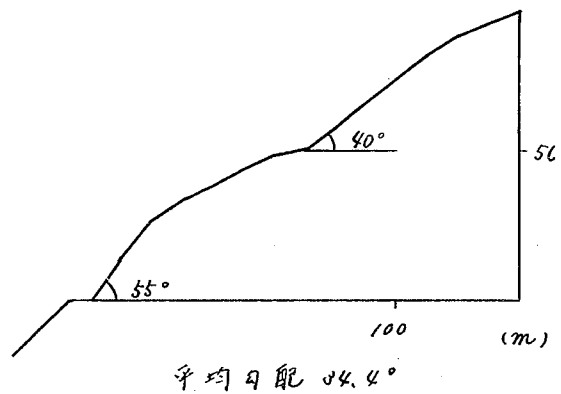


図 2-15



浄土洞門

地区番号 6  
 区間名 赤崎川 市振 (ドライブイン・ニュー親不知・)  
 距離 約 1.3 km  
 地質 崖錐堆積層、角礫炭灰岩、安山岩

勾配は  $50^\circ$  から  $60^\circ$  である。

道路はほぼ直線で起伏は少なくない。この区間の大部分は洞門、スノーシェッドが施工されている。斜面は親不知区内で最も急であり、崩壊、落石の多発地区である。

斜面長は長く谷、凹地が発達している。三段滝洞門上に大きい崩壊地があり、連続的に崩壊をくり返している。その他の斜面は小規模の崩壊と落石である。

植生は灌木、広葉樹、杉林である。

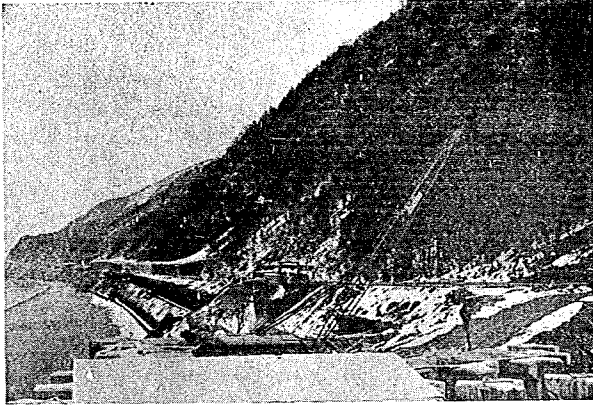


図 2-16  
 ドライブインより市振洞門、  
 三段滝洞門

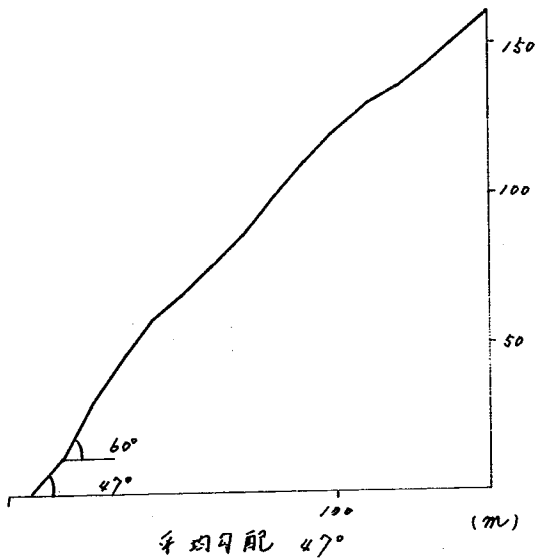


図 2-17

市振洞門



### 3. 調査研究の目的及び方法

#### 3-1 調査研究の目的

斜面の崩壊とは、ある素因を持つ斜面にある誘因が作用した場合、その斜面の持つ強度が低下して、その土塊をささえきれなくなり滑落する現象である。

斜面が崩壊する場合、ある土塊のすべろうとする力と、抵抗する力のつりあいの破れた点を境にして滑落する場合と、その斜面が地層、地質的に弱い面を持っていれば、その面を境にして滑落する場合の2通りが考えられる。前者はほぼ均一な地層からなる斜面であり、比較的急傾斜において発生する。後者は基岩と堆積層、堆積層と表土の境、又、同一の地層の中にも見られ、その他破砕帯、断層等の存在によって境界が位置づけられ、これを境界条件と言う。図(3-1)

この様に斜面の中に境界条件が存在すれば、各層によって透水係数が異なり水の浸透速度は異なる。水の供給が大であれば不透水層の面上に帯水を始め、その境界面によって流下始める。水のため、その境界面の強度は低下し、又、間隙水圧の増加により上部土塊は不安定となる。

親不知地区内において、地層的にはっきりと境界条件が認められたのは2の概略で示した2地区の洞川—歌川間、4地区の外波川—風波川間である。しかし、これらもその分布、地層の厚さ等は把握されていない。

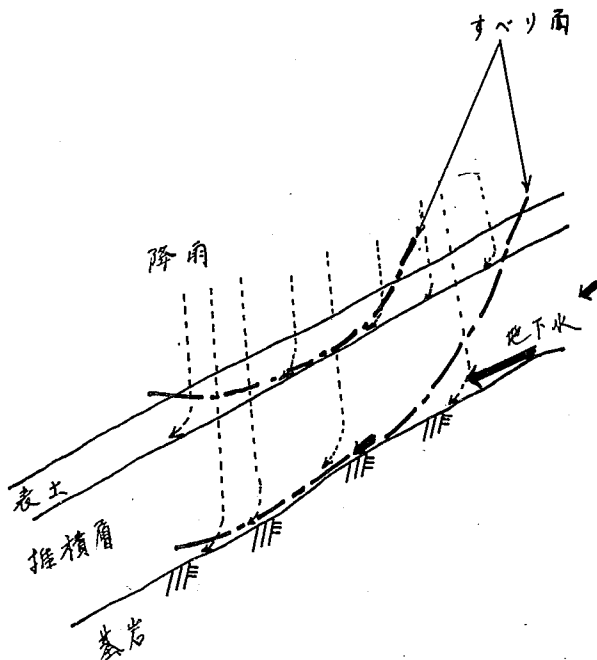


図3-1

崖錐等に見られるようなレキ混り土からなる斜面が崩壊する場合、上部の崩壊土層と下部の不動層との境界は1枚の面ではなく、ある厚さを持った層である。

レキ混り土の模式図は図(3-2)のようになり、仮りに面Aでセン断されるとするとレキを強制的にセン断することになり、セン断強度も相当大きくなることが予想される。

実際の斜面の崩壊においては破線Bのように弱い部分をぬって発生する。このような状態でセン断が発生すると、破線Bの上下のレキはころがり等によって変位を生じ、そこには1枚のすべり面ではなくすべり層を生じる。

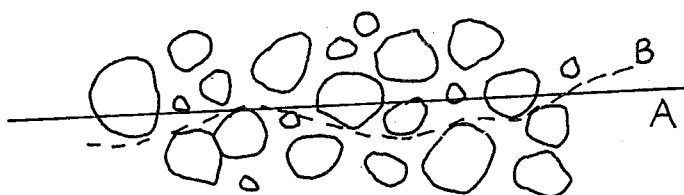


図3-2

この現象は斜面を構成する地質、土質的因子によって影響を受けると考えられ、斜面の強度測定の一つとして行われるセン断試験において、是非、頭に入れておかなければならない。

親不知地区において先に述べたように種々の地質が分布しているため、その各々についての土質的因子も異なっていると考えられる。同一の誘因が作用した場合においても、その各々の土質因子によって、その反応のしかたが違って来るわけである。

そのため2の概略において分類されたものを基準にしてモデル斜面を定め、採取した試料によって土質試験を行った。崩壊の直接的な誘因である降雨(水)との関係を求めるため含水比を変化させて行なった。

又、土中の地質、地層構造を知ることは、地層の境界条件、断層、破砕帯の有無等により地盤の強度、崩壊の発生における規模等を推定するのに役立つ。

### 3-2 方 法

セン断試験の試料採取地は下記の通りである。

1. 並木沢附近
2. 浄土洞門附近
3. 赤崎川附近
4. 三段滝洞門附近

採取した試料を図(3-4)に示す簡易大型セン断試験機によって強度試験を行った。試料に関する条件を次に上げる。

1. 採取した試料は主に崖錐堆積層であり、乱されたものである。
2. 試験機の構造上、試料の最大粒径は100mm以下とした。
3. 試験順序はまず、採取時の自然含水比の状態で行ない、その後徐々に水を加え、よく練り混ぜた後試験を行い、最後に試料を詰めた状態で水槽に水を入れ約1.6時間(1晩)放置後、試験を行った。
4. 上部セン断箱と下部セン断箱の間隔は3cmである。(図3-4のd)
5. セン断速度は1mm/minである。
6. 含水比測定は粒径約2mm以下のものを採取して測定した。

### 3-3 弾性波探査、ボーリング調査

三段滝洞門附近の崩壊地(セン断試験試料採取斜面)において行なった。本調査の概要は次のとおりである。表(3-1、2)、図(3-3)

表3-1  
弾性波探査測線

測線名	測線長(m)	受振点間隔(m)
A	80	4
B	120	4
C	80	4
D	60	4
E	60	4
F	60	4
計	460m	

調査ボーリング(孔径65% オールコアボーリング)

表3-2

ボーリングNo.1地点 掘進深度 20.00m  
No.2地点 " 15.00m

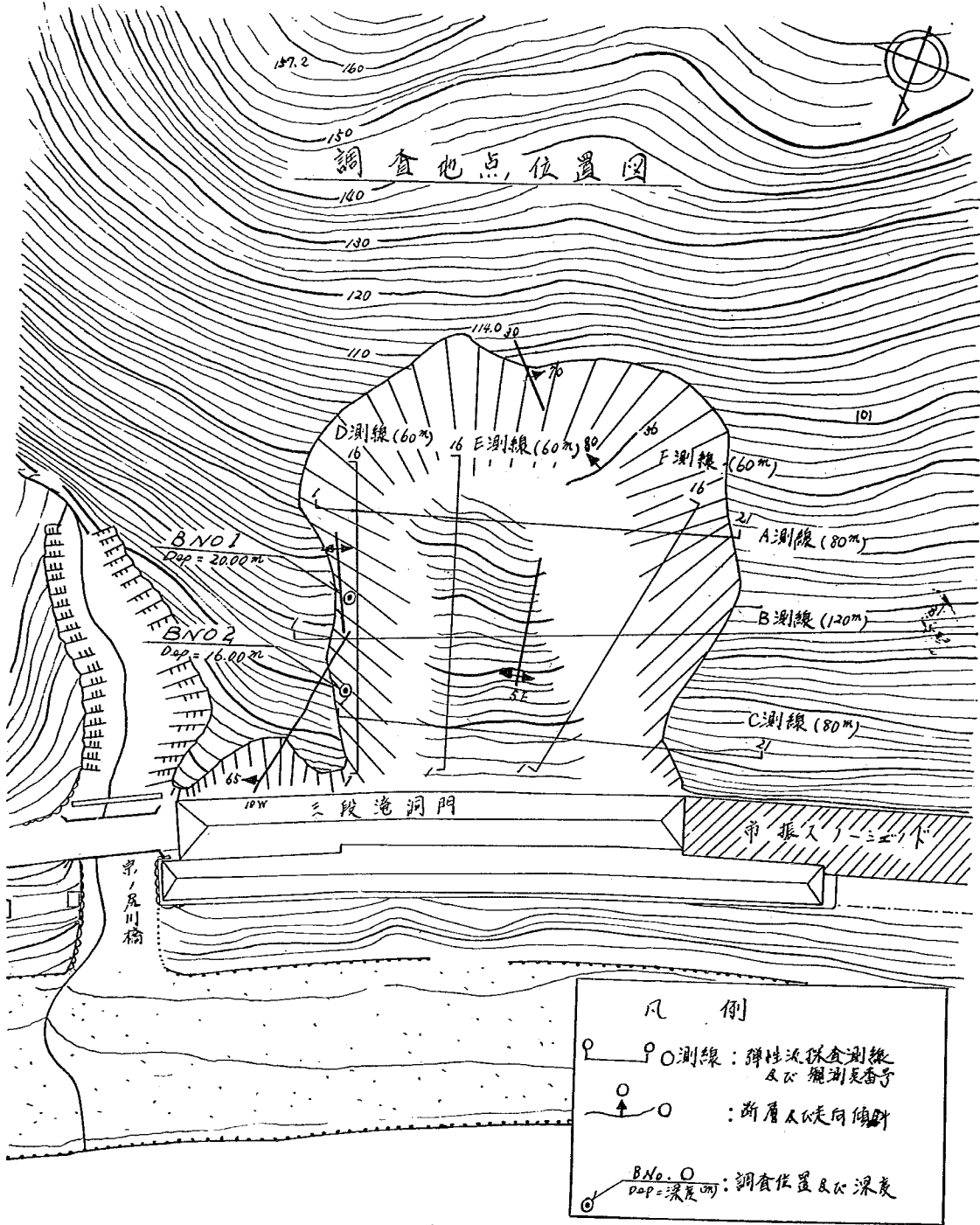


圖 3 - 3

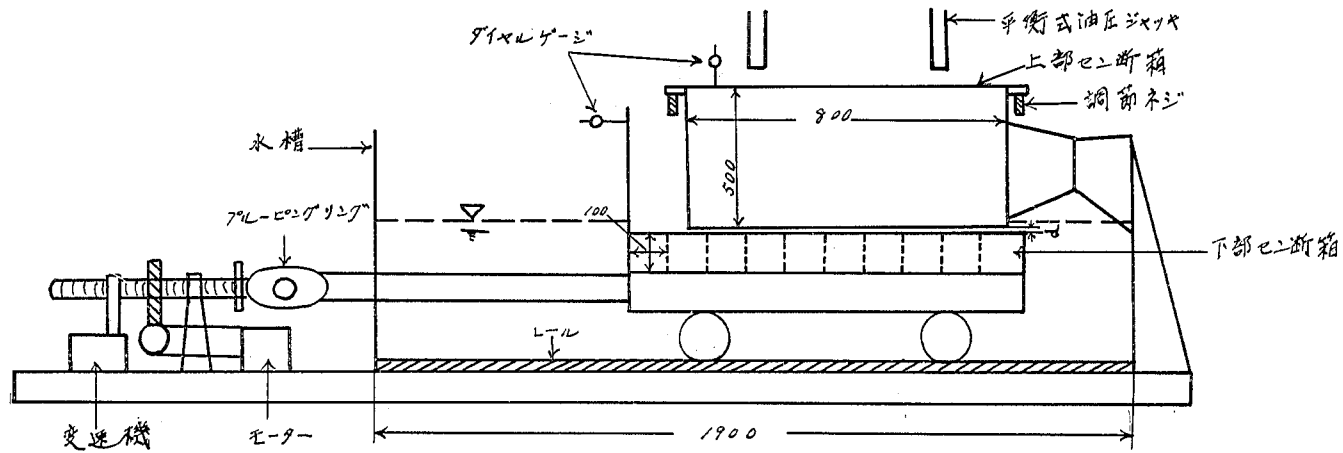


図 3 - 4

# 4. 試験結果

20

## 4-1 セン断試験結果

図4-1

$\tau \sim \varepsilon$  曲線図

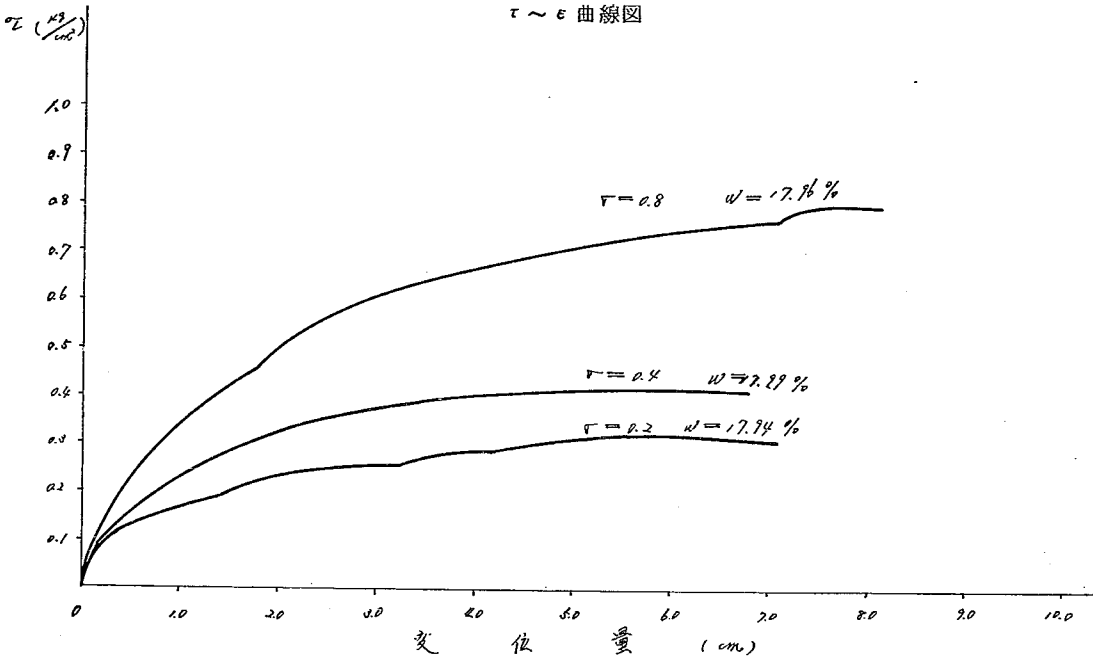


図4-2  $\tau \sim \sigma$  図

並木沢附近

$\gamma_k = 1.8$  (ton/m<sup>2</sup>)

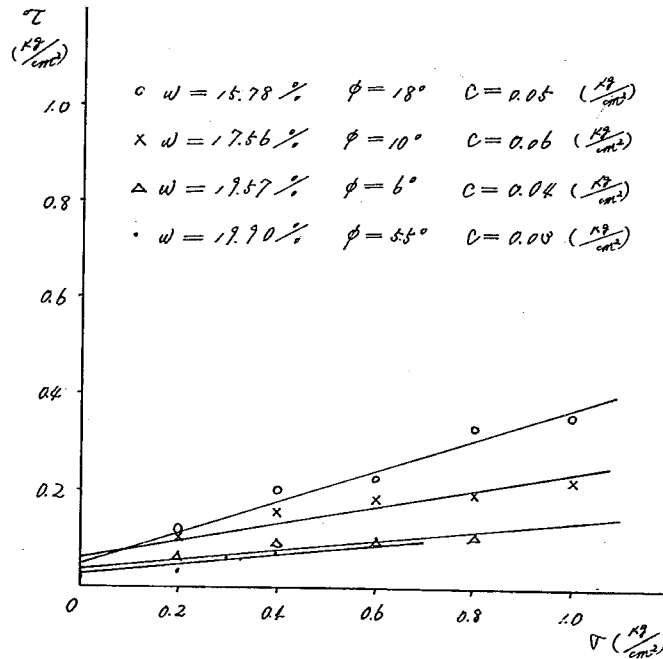


图 4-3

浄土門附近

$\delta x = 1.9 \text{ (ton/m}^2\text{)}$

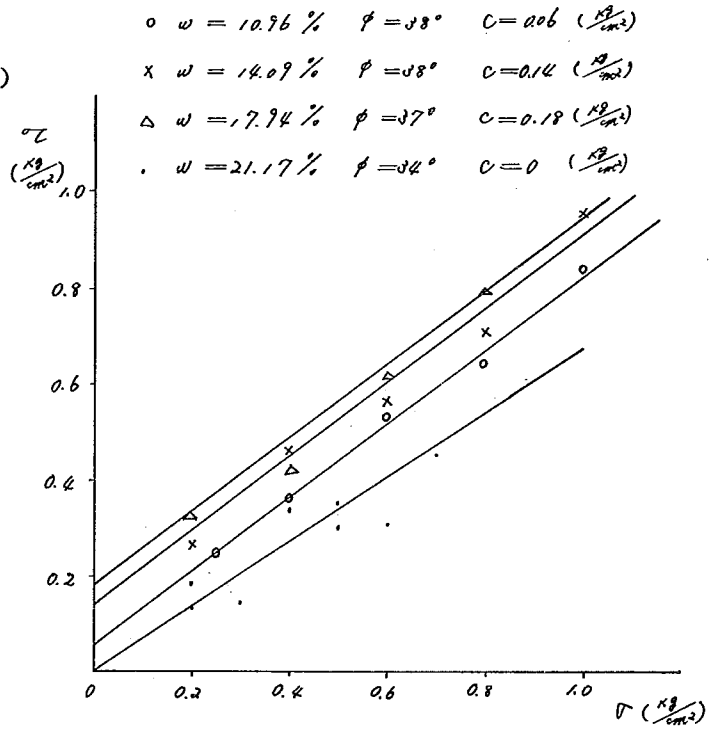


图 4-4

赤崎川附近

$\delta x = 1.8 \text{ (ton/m}^2\text{)}$

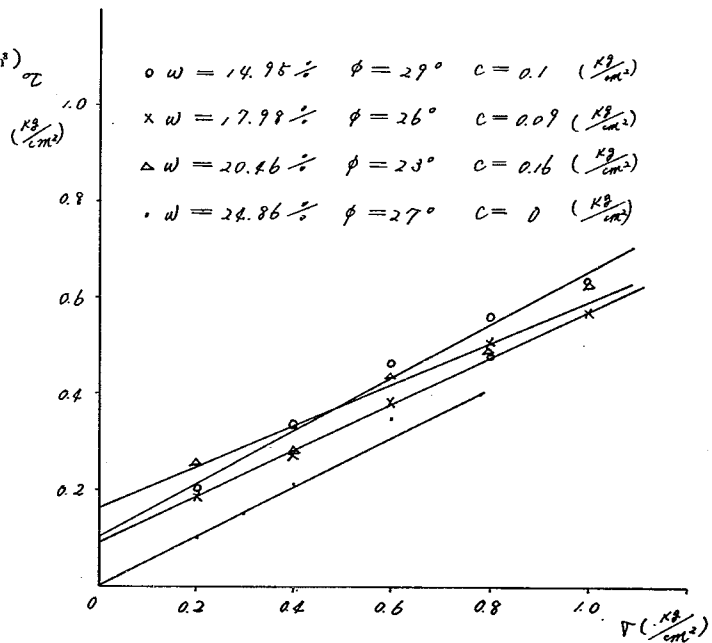


图 4-5

三段滝洞門附近

$$\gamma_t = 1.8 \text{ (ton/m}^3\text{)}$$

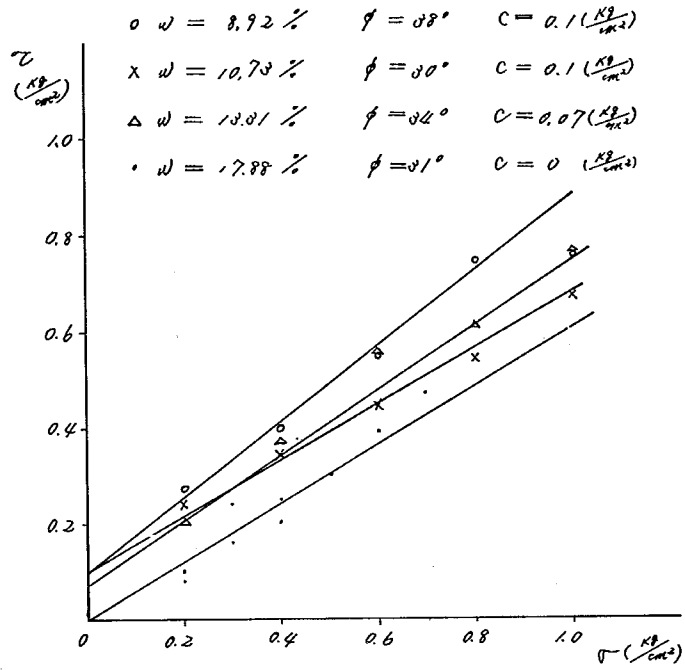
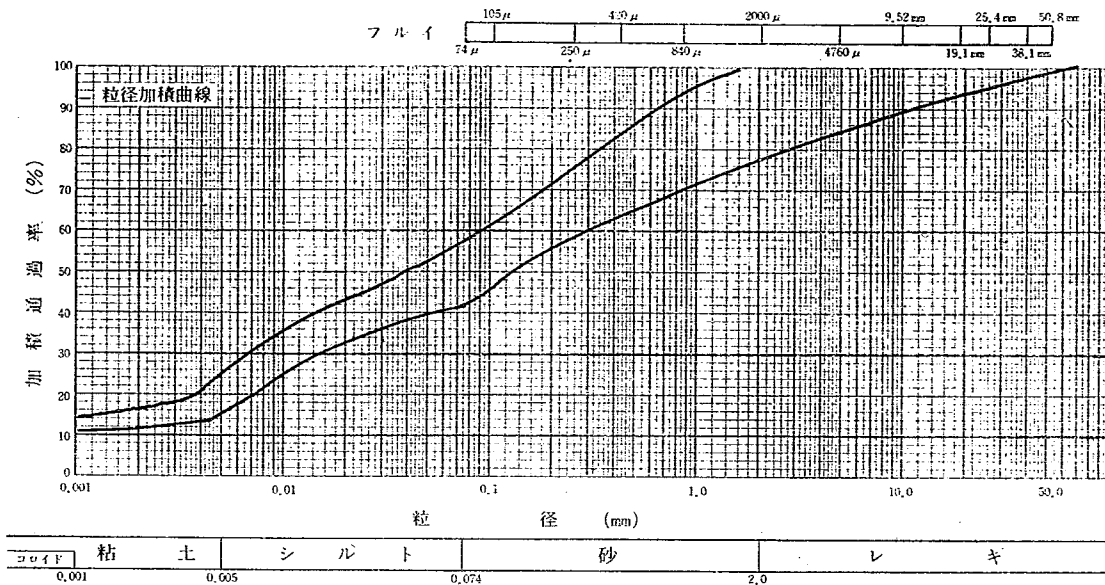




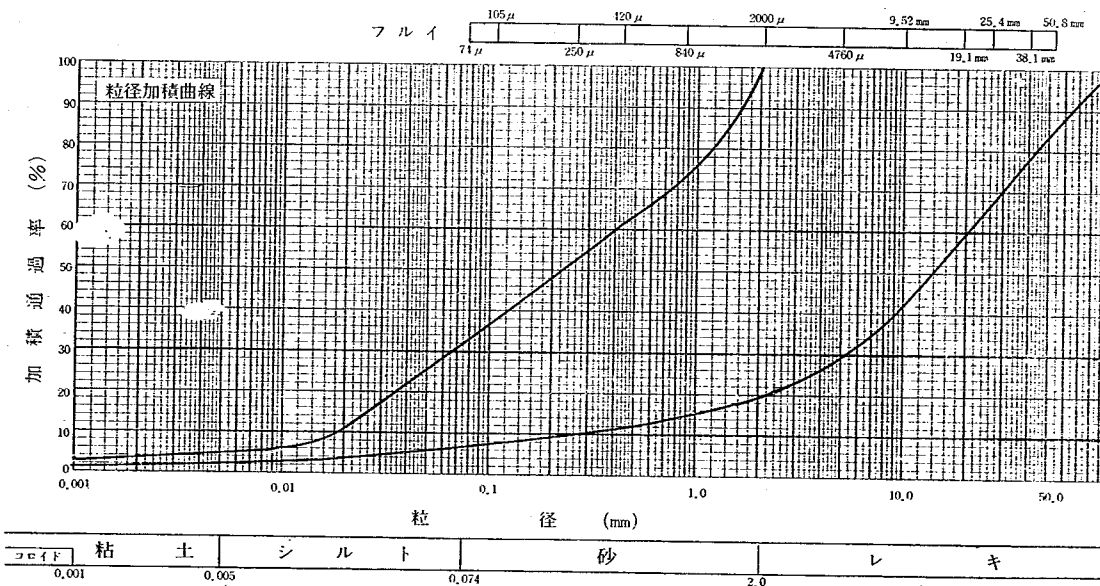
図4-6 粒度分布曲線

4-6-1 並木沢附近



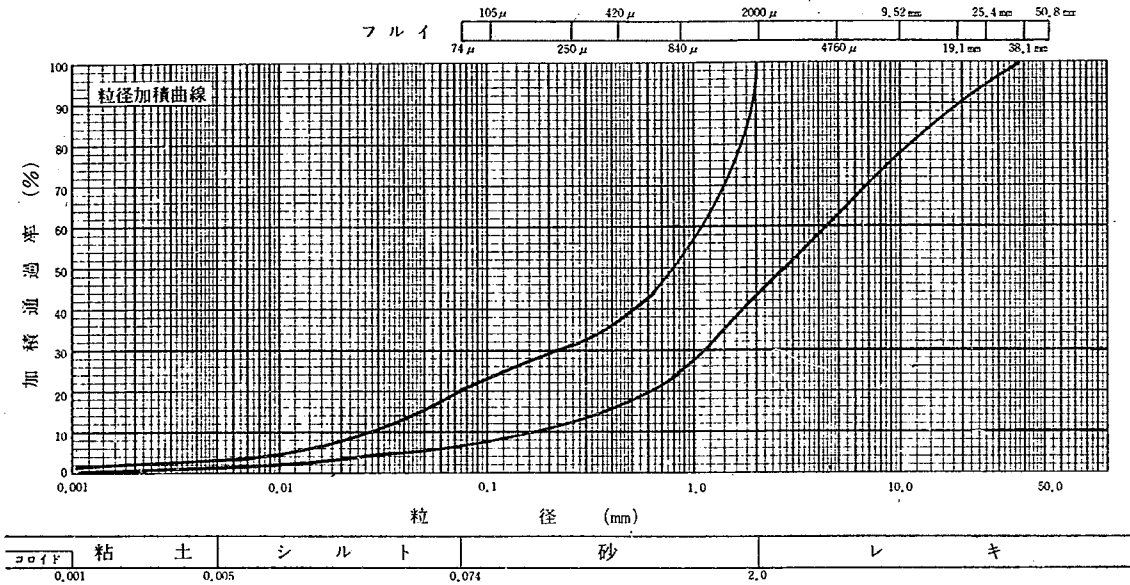
比重 2.749

4-6-2 浄土洞門附近



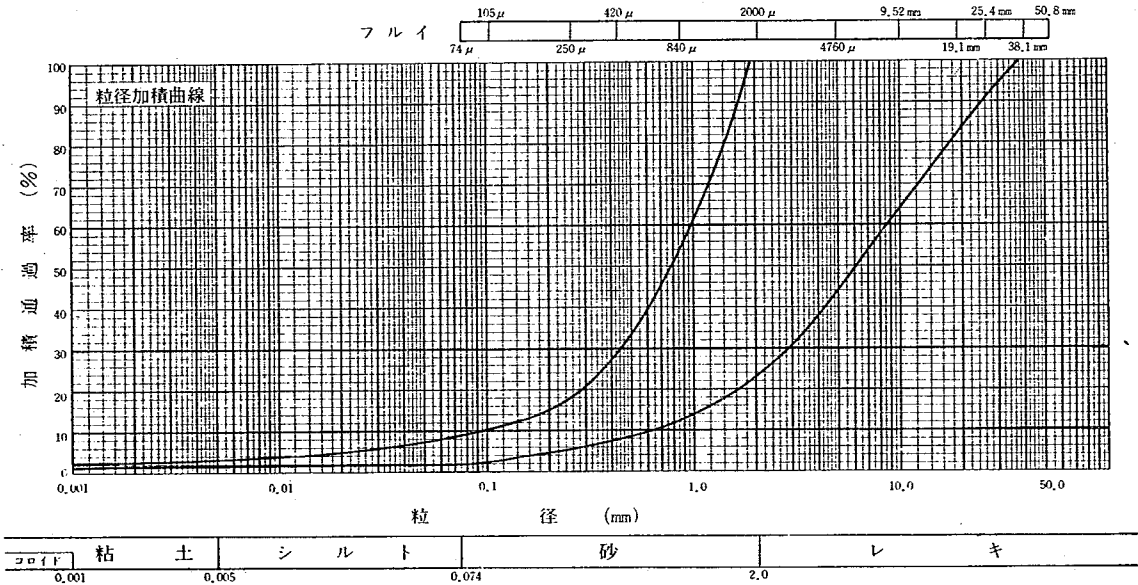
比重 2.73

4-6-3 赤崎川附近



比重 2.71

4-6-4 三段滝洞門附近



比重 2.70

#### 4-2 弾性波探査、ボーリング調査結果

観測の際の震源に使用したダイナマイトの量は1箇所当たり最大100gであり、最大受震距離は82mである。弾性波探査結果を全体的に見ると速度値が同一地層でも異っている。これは前述のように断層が多く地質的に不均一であるためと思われる。

##### 1. A測線

全体に第1速度層～第3速度層と3層に区分される。

第1速度層と第2速度層の境界は不明瞭で速度値も第1速度層が0.2 Km/sec～0.35 Km/sec、第2速度層が0.4 Km/sec～0.6 Km/secと比較的近い値を示している。第1速度層は連続性が乏しく局部的に分布する。第3速度層は東側より西側へ1.1 Km/sec～2.5 Km/secと変化しており、その境界は比較的明瞭である。第1速度層は崖錐層に相当し、第2速度層は炭灰角礫岩の風化帯(風化区分D)に相当する。第3速度層はCL～CM(表4-1)に区分される。

##### 2. B測線

第1速度層、第2速度層、第3速度層の境界は比較的明瞭で、第1速度層が0.2 Km/sec～0.5 Km/sec、第2速度層が0.8 Km/sec～1.0 Km/sec、第3速度層が1.8 Km/sec～2.3 Km/secの速度値を示している各層共、比較的連続して表われている。第1速度層は崖錐層に相当する。第2速度層は地山の風化部分で、D岩盤に相当し、第3速度層はCL～CMに区分される。

##### 3. C測線

各層ごとの境界は不明瞭で連続性も不良であり、第1速度層、第2速度層、第3速度層のごとく区分するのは困難であるが、一応第1速度層は0.35 Km/sec～0.5 Km/sec、第2速度層は0.8 Km/sec～0.9 Km/sec、第3速度層は2.5 Km/secとなる。第1速度層はE・F測線交点付近で厚くなっている。第2速度層は約10mと厚くなっており、D～E間では第3速度層が確認できない。また、E測線の交点とF測線の交点の間は第2速度層は欠除しており、第1速度層の次に直接第3速度層が検出されている。C測線附近は踏査結果でも崖錐層が厚く分布しており、第1～第2速度層は崖錐層に相当する。

##### 4. D測線

各速度層の境界は明瞭であり、速度値の違いも第1速度層が0.3 Km/sec～0.4 Km/sec、第2速度層が0.8 Km/sec～1.0 Km/sec、第3速度層が2.0 Km/secと明瞭に変化している。第1速度層は崖錐層であり層厚は0.5 m～3.0 m、第2速度層は崖錐層と一部地山の風化部分である層厚は1.2 m～1.05 mとなっており、崩壊地の下方部で厚いことから、第2速度層よりまでは、ほとんど崖錐層と思われる。

##### 5. E測線

各速度層の境界はD測線同様明瞭であり、速度値は第1速度層が0.35 Km/sec～0.5 Km/sec、第2速度層が0.65 Km/sec～0.85 Km/sec、第3速度層が1.5 Km/secと明瞭に区分出来る。各層の層厚は第1速度層が0.5 m～4.0 mでC測線との交点より上方10mくらいまでが最も厚く、2.0 m～4.0 mとなっている。第2層は0.0 m～9.0 mでA測線の交点からB測線の交点附近が最も厚くなっている。A測線の上方は第2層が薄くなりA測線上方約7mからは第3層が第1層の下位に分布している。第1、2速度層は破砕帯の風化変質部分であり、極めて脆弱化した岩

盤状況を示している。地山の速度値が他の地点よりやや低く検出されているのは破砕帯のためと考えられる。

#### 6. F測線

本測線はD測線およびE測線と比較して斜面上方で第1速度層と第2速度層の速度変化がそれほど明瞭ではない。一応速度値より各層ごとに区分すると第1速度層は0.2 Km/sec～0.3 Km/sec、第2速度層は0.45 Km/sec～0.84 Km/secで斜面上方より斜面下方に従い速くなる傾向が見られる。第3速度層は2.5 Km/secである。層厚は第1速度層が0.0 m～2.0 m、第2速度層は2.5～7.0 mであり、A測線との交点より上方は第1速度層と第2速度層を含めた厚さが薄くなっている。

以上各測線ごとの説明をしたが全体的に崩壊地を横断する方向（道路に対して直角方向）に配置したD・E・Fの各測線の結果と比較して、速度値の変化及びその境界が不明瞭である。これは、崩壊地を寸断する断層破砕帯により岩盤状況が不均質になっているためか、あるいは岩質的な方向性によるものか明らかでない。

表4-1

記号	特徴
A	きわめて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質はきわめて堅硬である。
B	造岩鉱物中、雲母、長石類およびその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着していて、その間に褐色の泥または粘土をふくまないもの。
C	CH 堅硬度、新鮮度はBとCMとの中間のもの。
	CM かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色または暗緑黒色に風化し、造岩鉱物も石英を除き、長石類その他有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には泥または粘土をふくんでいるが、あるいは多少の空けきを有し、水滴が落下する。岩塊自体は硬い場合もある。
	CL CMより風化の程度のはなはたしいもの。
D	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマーでたたけば容易に崩れる。さらに風化したものでは、岩石は砂状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、ときには、岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩と堅岩の間に大きな開口節理の発達するものもふくまれる。

地 質 柱 状 図

図 4-8

調 査 名 親不知崩壊地調査(ボーリング)

施 主 建設省土木研究所新潟試験所

調 査 地 名 新潟県西頸城郡青海町

施 工 業 者 応用地質調査事務所

地点番号	№2号孔	総コア表	10.76 m	土質試験有無	無
標高	46.7 m	平均コア採取率	71.7 %	標準貫入試験有無	無
方向角度	垂直	最終水位	GL-8.26 m	地質判定責任者	
掘削期間	昭和47年2月27日~3月1日	水位計設置有無	無	機械操作者	近藤和夫
総掘進長	15.00 m	揚水試験有無	無	使用機種	UD-5
日平均掘進長	3.75 m	各種施工検層名			

1. 月日	2. 標尺	3. 深度標高	4. 層高	5. 地質記号	7. 硬軟	8. 色調	9. 記 事	10. 孔内水位	11. 漏湧水量	12. 孔 径	13. ケーシング	14. ストレーナーの有無	15. コア長	16. コア採取率	17. 送水量	18. 掘進圧	19. 土採取資位料置	20. 測定器位置	21. 標準貫入試験N回貫入深	22. 各種試験結果	23. 標尺		
2/27	1					灰黒色	上部は脆性であると思われるが、変形安山岩層との境界が不明瞭である。 全体にコアは棒状に採取される。 1.00 m付近では比較的礫が大きく最大礫径5cm、平均礫径3~4cm程度である。 礫:砂:粘土の比は65:15:20程度である。 1.00 m~1.50 mまで礫の混入量少なく上部のような三者の比は50:15:35程度になる。 礫径も上部に比較し2.5cm程度と小さくなる。 4.24 mまでは深に比較し粘土が多い。 粘土は比較的粘着性が強く土塊として採取され、乾燥すると指では容易にこわれない。 4.24 m以深よりコアが棒状に採取され最大コア長は10cm程度になる。 7.00 m付近まで礫径2~3cm程度のものが多い。 礫質は変形安山岩である。 不規則なクラックが多い。							100	100		40						1
	2			C		灰白色								87	100		20					2	
	3					暗灰色								56	100		40					3	
	4			B		暗灰色								36	100		60					4	
	5					暗灰色								50	96		30					5	
2/28	6			C		暗緑色							34	100		40					6		
	7			D		暗灰色	7.00 m~7.25 m間は軟質な層で粘土分を多く混入している。礫径は0.5~1.5cm程度である。粘土は粘着性が強い。礫:砂:粘土=30:10:60						36	100		75					7		
	8			C		暗緑色	7.25 m以深はクラックが多くコアが礫状に採取され、φmax=5cm 平均2cm程度となる。 粘土分の混入量が多くなる。 コア採取率は非常に悪くなり20~60%程度である。						38	100		50					8		
	9					黄灰色							62	100		40						9	
	10			D		暗紫灰色	粘土は比較的粘着性が強く乾燥すると指では容易につぶれない。						39	97		90						10	
3/1	11			C		暗紫灰色							75	100		40					11		
	12					暗緑色							36	97		110					12		
	13			D		暗紫灰色							47	98		55					13		
	14			C		暗紫灰色							35	70		30					14		
	15	1500	1500	D		暗紫灰色							35	70		30					15		

記 入 要 領

- 3. 500 (12350) ..... 深度の如く記入する。
- 10 毎日作業開始前の孔内水位を、その時の掘削深度の位置に数字で-8.00の如く記入する。
- 11 漏水は  $\frac{1}{10} l/min$ , 湧水は  $\frac{1}{10} l/min$  の如く記入する。
- 16 毎回の掘進長で毎回のコア長を除いた百分率
- 19 使用シノウォールチューブの孔径、試料採取長をその深度位置に記入する。

- 分類
- A. 棒状コア 10cm以上
  - B. 棒状コア 10cm以下
  - C. 礫状コア
  - D. 粘土状コア

地 質 柱 状 図

図 4 - 7

調 査 名 親不知崩壊地調査

施 主 建設省土木研究所新潟試験所

調 査 地 名 新潟県西頸城郡青海町

施 工 業 者 応用地質調査事務所

地点番号	瓜1号孔	総コア長	18.61 m	土質試験有無	無
標高	60.6 m	平均コア採取率	93.0 %	標準貫入試験有無	無
方向角度	垂直	最終水位	m	地質判定責任者	
掘削期間	昭和47年2月22日~2月25日	水位計設置有無	無	機械操作者	近藤和夫
総掘進長	20.00 m	揚水試験有無	無	使用機種	UD-5
日平均掘進長	5.00 m	各種施工検閲名			

1. 月	2. 日	3. 深度 標高	4. 層 高	5. 地質 記号	6. 分 類	7. 硬 軟	8. 色 調	9. 記 事	10. 孔 内 水 位	11. 漏 水 量	12. 孔 径	13. ケー シ ン グ	14. ス ト レ ッ ト 有 無	15. コ ア 長	16. コ 採 取 率	17. 送 水 量	18. 掘 進 圧	19. 土 採 取 試 位 置	20. 寸 測 定 器 位 置	21. 標 準 貫 入 試 験 N 回 貫 入 深	22. 各 種 試 験 結 果	23. 深 尺	
		1.00	1.00	●●●●●	C		黄灰色	粘土分を全く混入せず崩壊性が高い。最大礫径6cm、平均礫径3.5~4.5cmで比較的硬質な礫である。						100	100		30					1	
2/22					D		黄緑灰色	全体に粘土分が多く下部に行くに従ってその傾向が強くなる。1.5m付近まで径2~3cmの礫を多く混入しときとして径5cmの礫を混入する。礫・砂・粘土の比は60:15:25程度である。粘土は粘着性が強く棒状に採取され、親指で強く押しても容易にはつぶれない。2.20m以深は含水量少なくパサパサしている。礫・砂・粘土の比は20:5:75程度である。							84	100		30					2
					D		黄緑灰色							44	100		30					3	
					C		灰黒色	4.00m付近までコアが礫状に採取される。 $l_{max}=7cm$ 平均礫径3~4cm 4.00mより5.50m付近までは棒状コアとして採取される。 岩質は変朽安山岩である。 $l_{max}=12cm$ 平均長5~7cm クラックが多い。							71	100		35					4
					B		暗緑色	5.50m以深8.90m付近まで比較的良質な岩層であり $l_{max}$ は25cm程度のものである。平均コア長は15cm程度である。							75	96		30					5
					A		暗緑色							81	96		50					6	
					A		暗緑色							40	89		45					7	
					A		暗緑色							81	100		20					8	
					A		暗緑色							72	97		40					9	
2/23					B		暗緑色	8.90m附近より上部に比較してクラックが多くコアが礫状又はコア長が5~7cm程度に採取される。							81	86		55				10	
					C		灰緑色	特に10.00m~10.75m及び12.50m~13.00m 間ではクラックが多く平均礫径が3~4cm程度である。							48	90		40				11	
					C		紫緑色							70	91		30					12	
					B		暗緑色							21	100		60					13	
					B		暗緑色							64	94		35					14	
					B		暗緑色							35	92		80					15	
					C		灰緑色							73	100		30					16	
					C		灰緑色							63	100		30					17	
					C		灰緑色	13.00m~14.00m間は比較的良質な岩質であり最大コア長は40cm以上に達する。 岩質 変朽安山岩							37	100	60	30					18
					A		暗緑色							100	100		30					19	
					A		灰緑色							38	92		25					20	
					C		暗緑色	15.00m~16.00m間は非常にクラックが多く15.50m付近までは礫径2cm程度に採取される。							59	100		20				21	
2/24					C		暗緑色							74	74		40					22	
					B		灰緑色							40	95		60					23	
					B		暗緑色							65	83		55					24	
					A		暗緑色							60	75		60					25	
					A		灰黒色	18.00m~19.00m間は10cm~20cm程度の棒状コアが採取される。							54	100		55				26	
2/28					C		灰黒色							36	78		55					27	
		20.00	19.00		C		灰黒色							82	82	65	50					28	

記 入 要 領

- 3. 500 (123.50) ●●●●● 深度の如く記入する。
  - 10 毎日作業開始前の構内水位を、その時の掘削深度の位置に数字で-8.00の如く記入する。
  - 11 漏水は  $\frac{1}{10} l/min$ , 湧水は  $\frac{1}{10} l/min$  の如く記入する。
  - 16 毎回の掘進長で毎回のコア長を除いた百分率
  - 19 使用シノワールチューブの孔径、試料採取長をその深度位置に記入する。
- 分類 A. 棒状コア 10cm以上  
B. 棒状コア 10cm以下  
C. 礫状コア  
D. 粘土状コア

图 4-9

B-1 地点

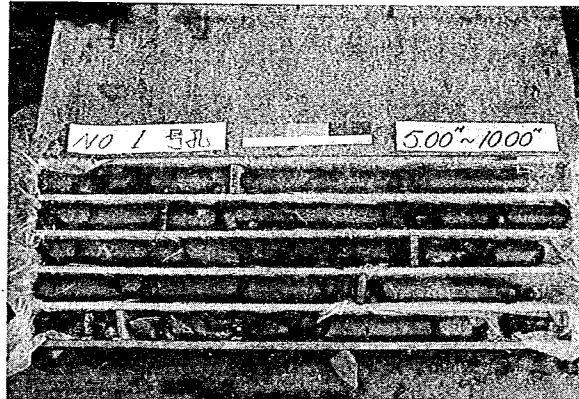
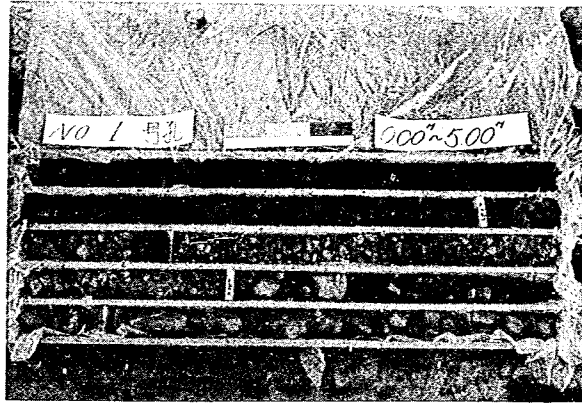
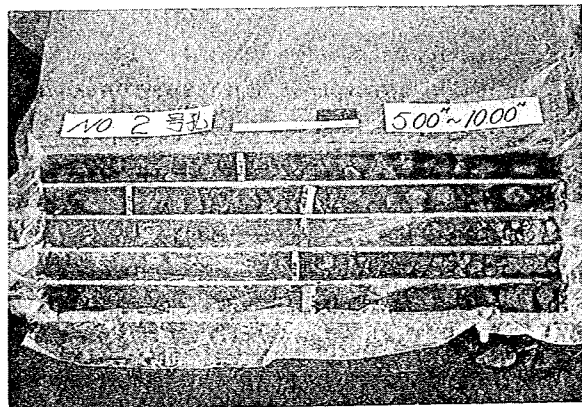
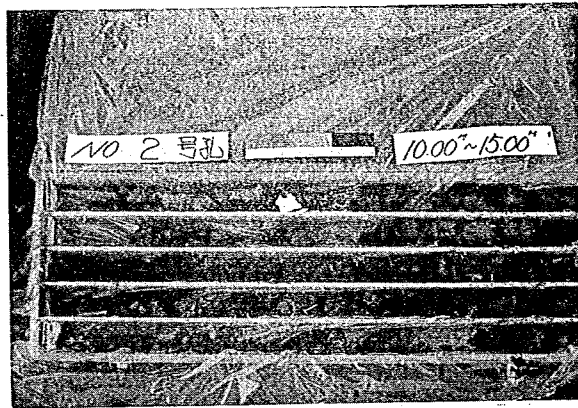
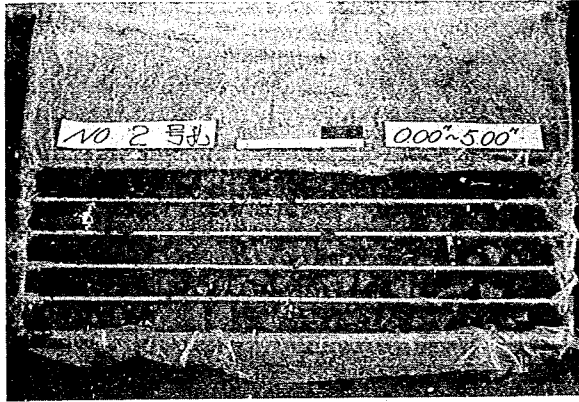


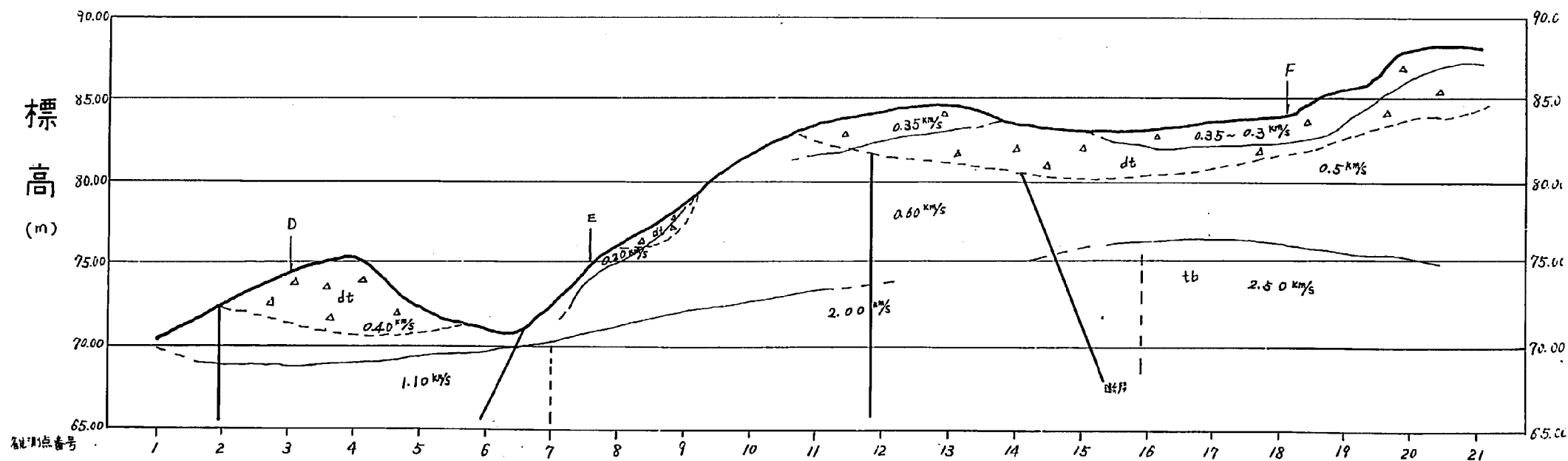
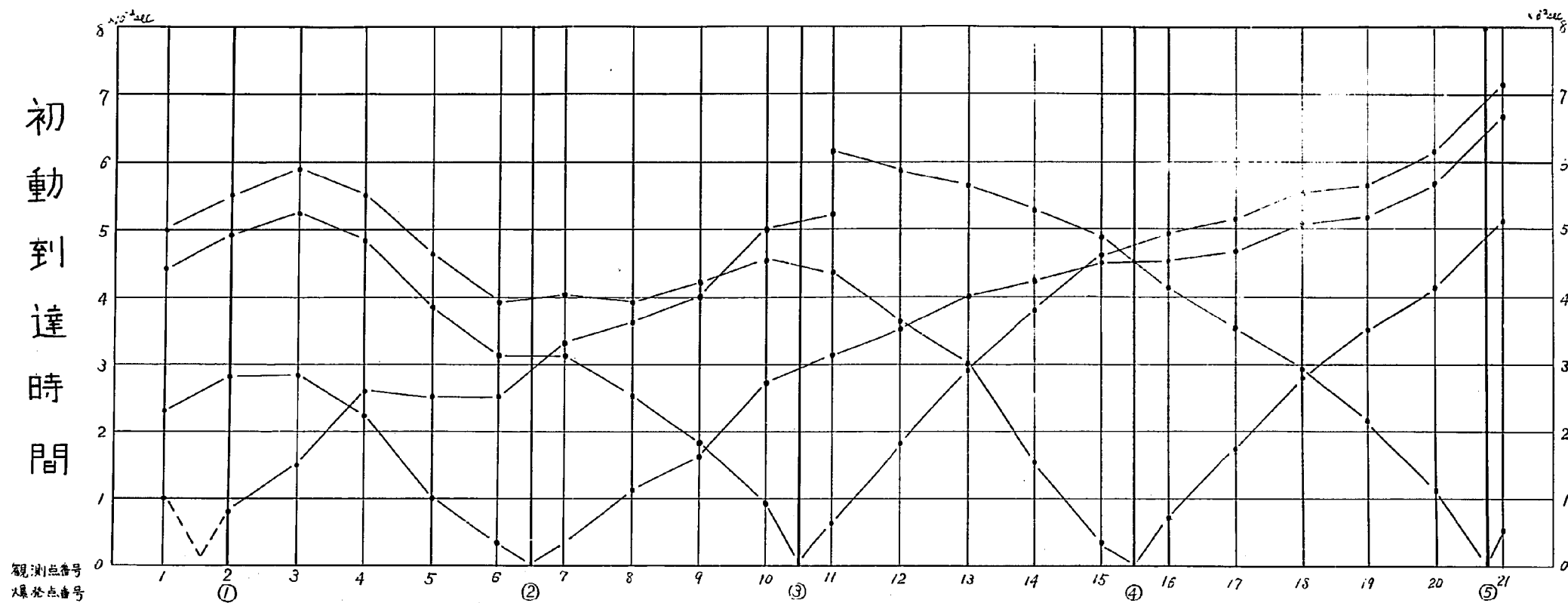
图4-10

B-162地点

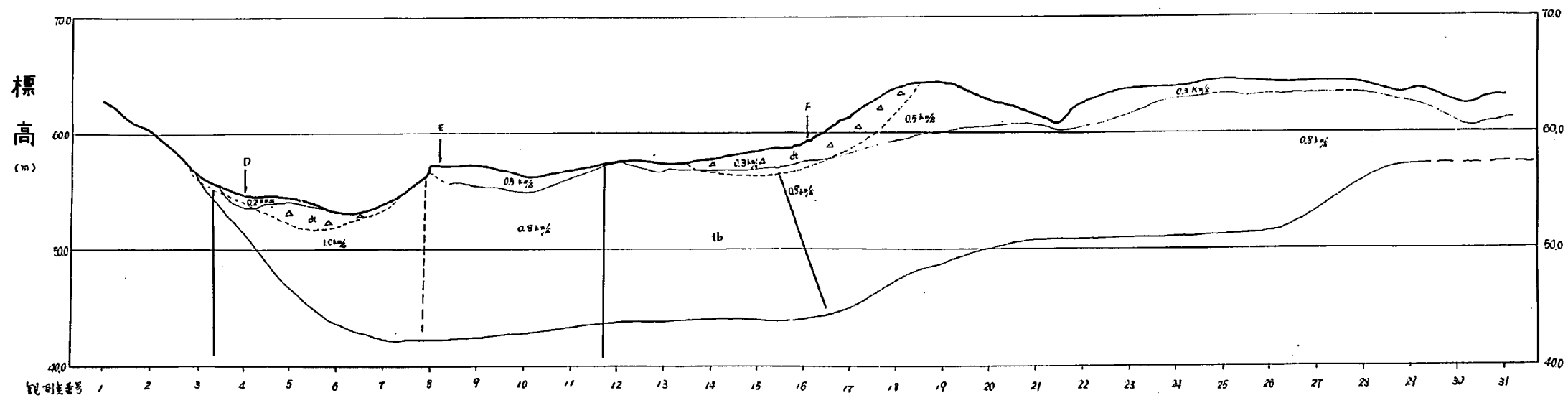
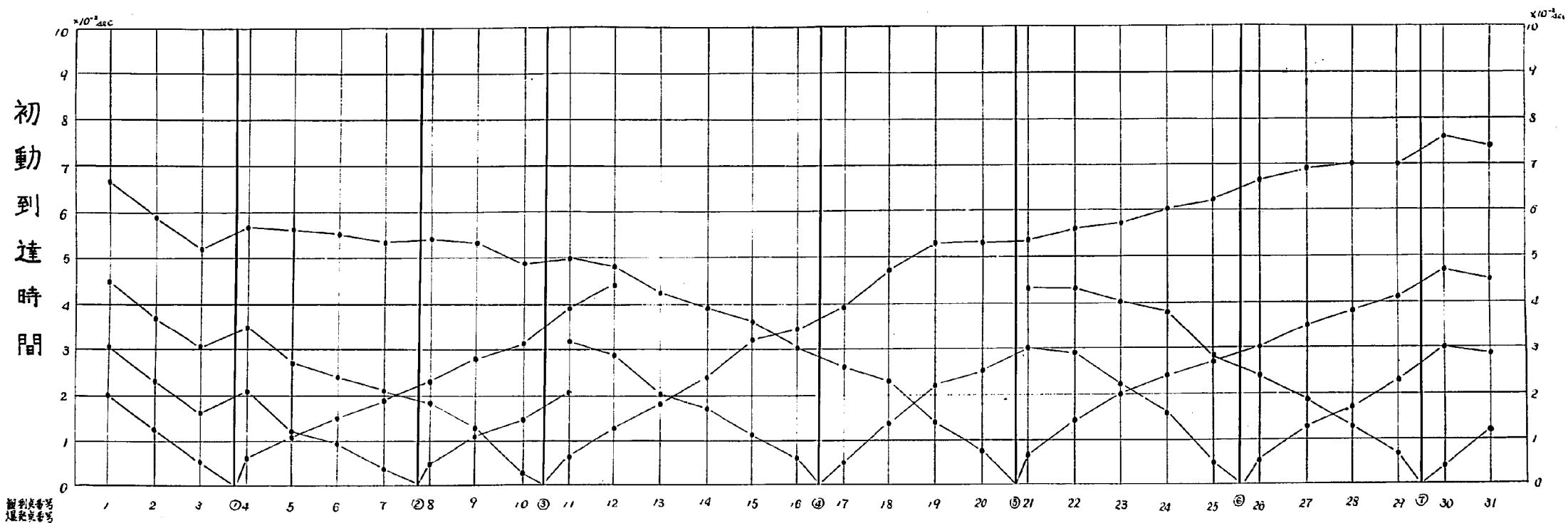




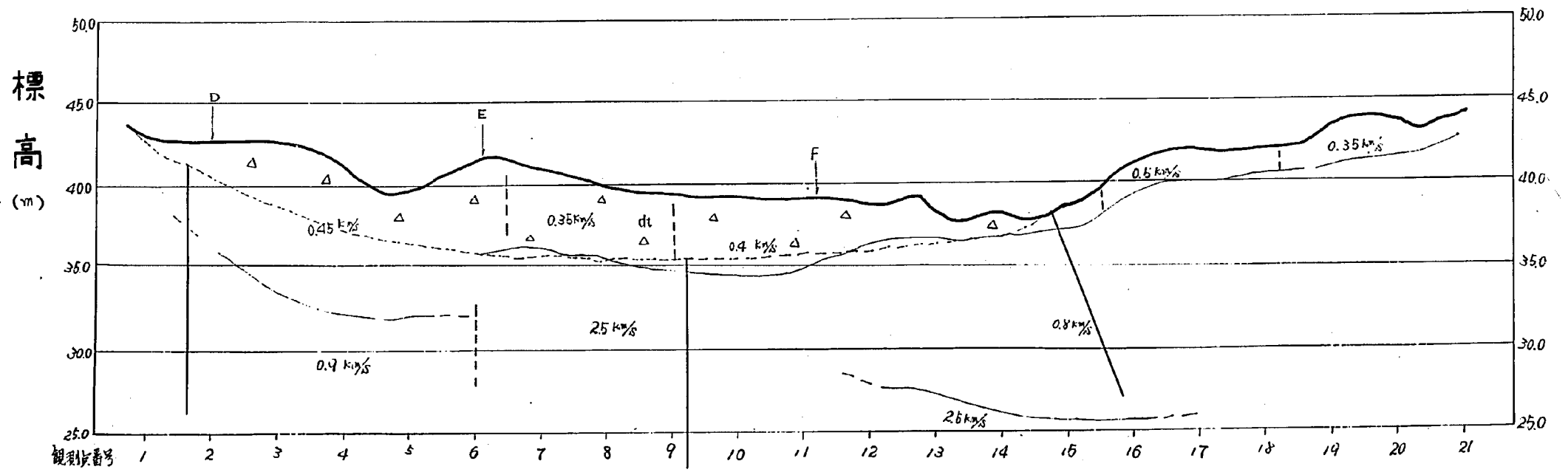
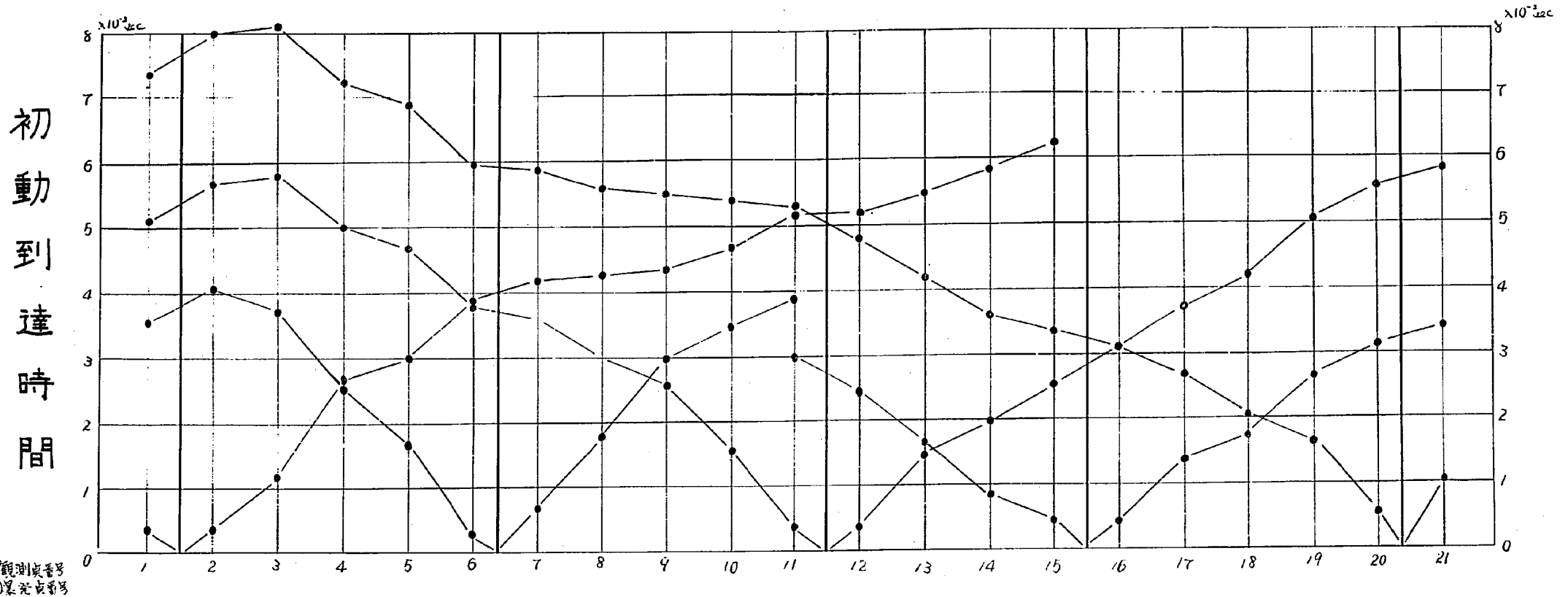
# 三段滝 A 測線走時曲線及解析断面図



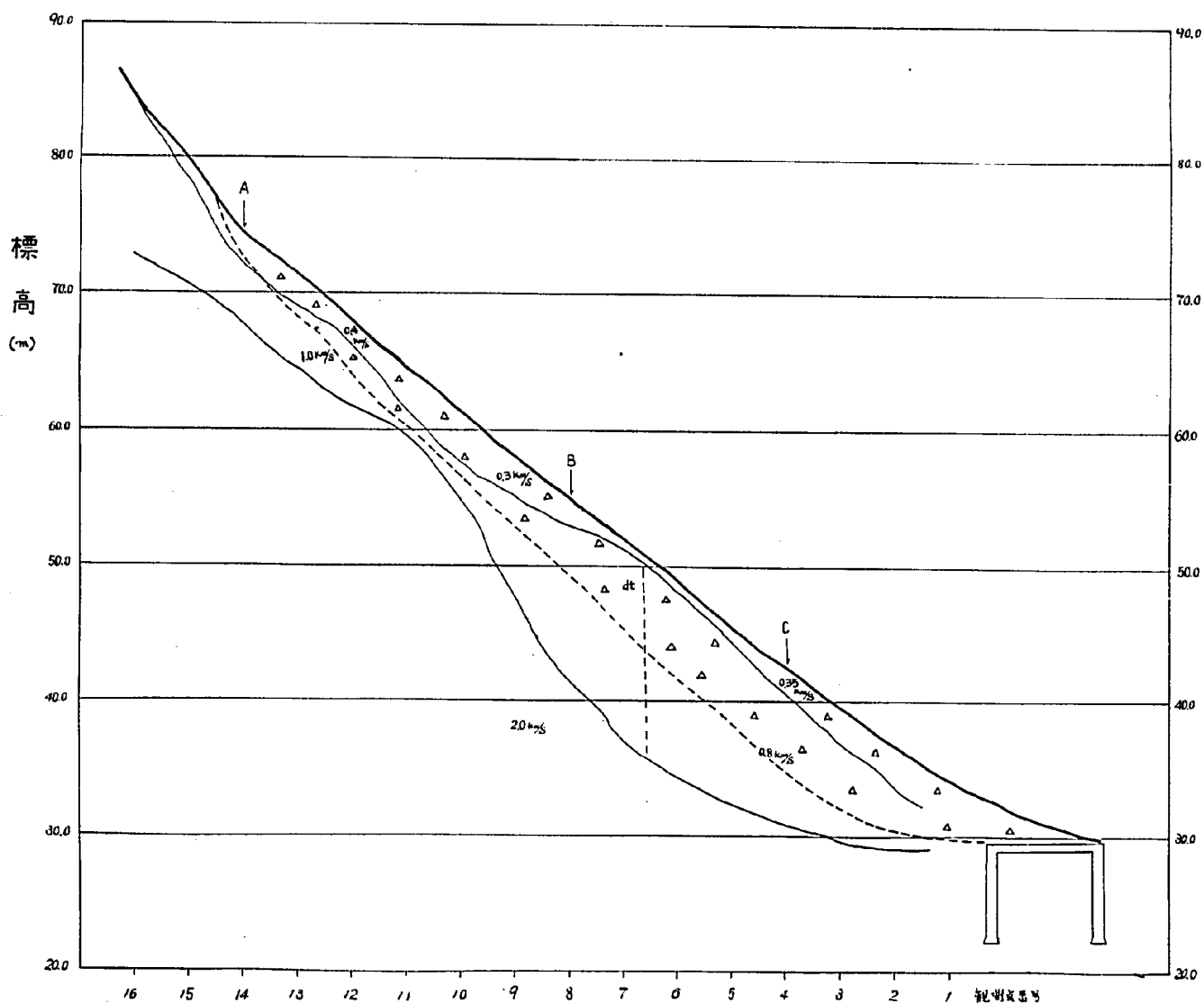
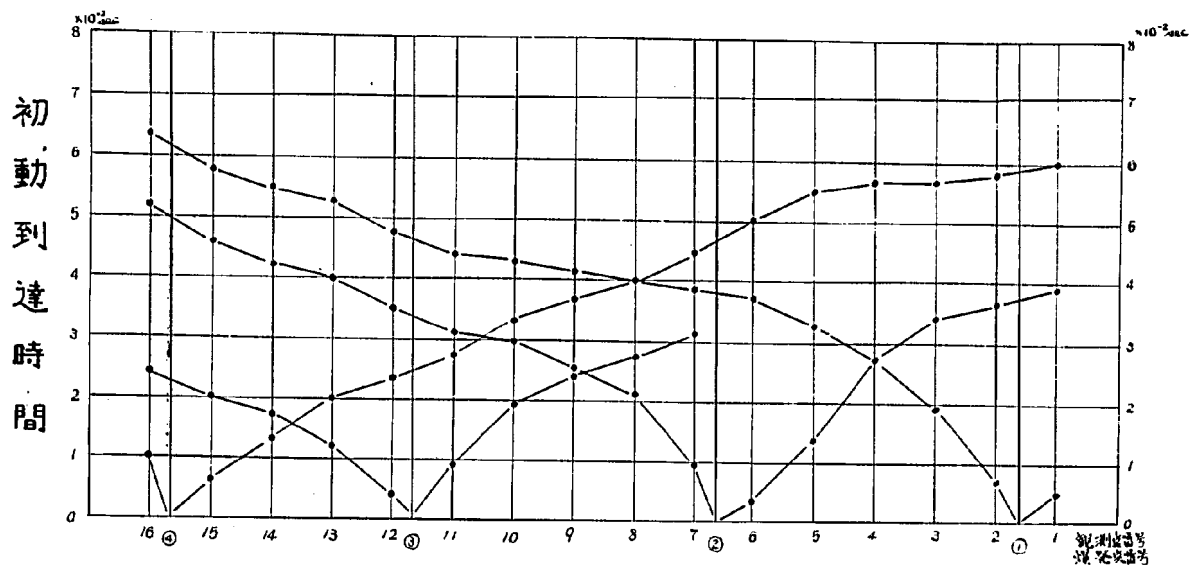
### 三段滝 B 測線走時曲線及 $\psi$ 解析断面図



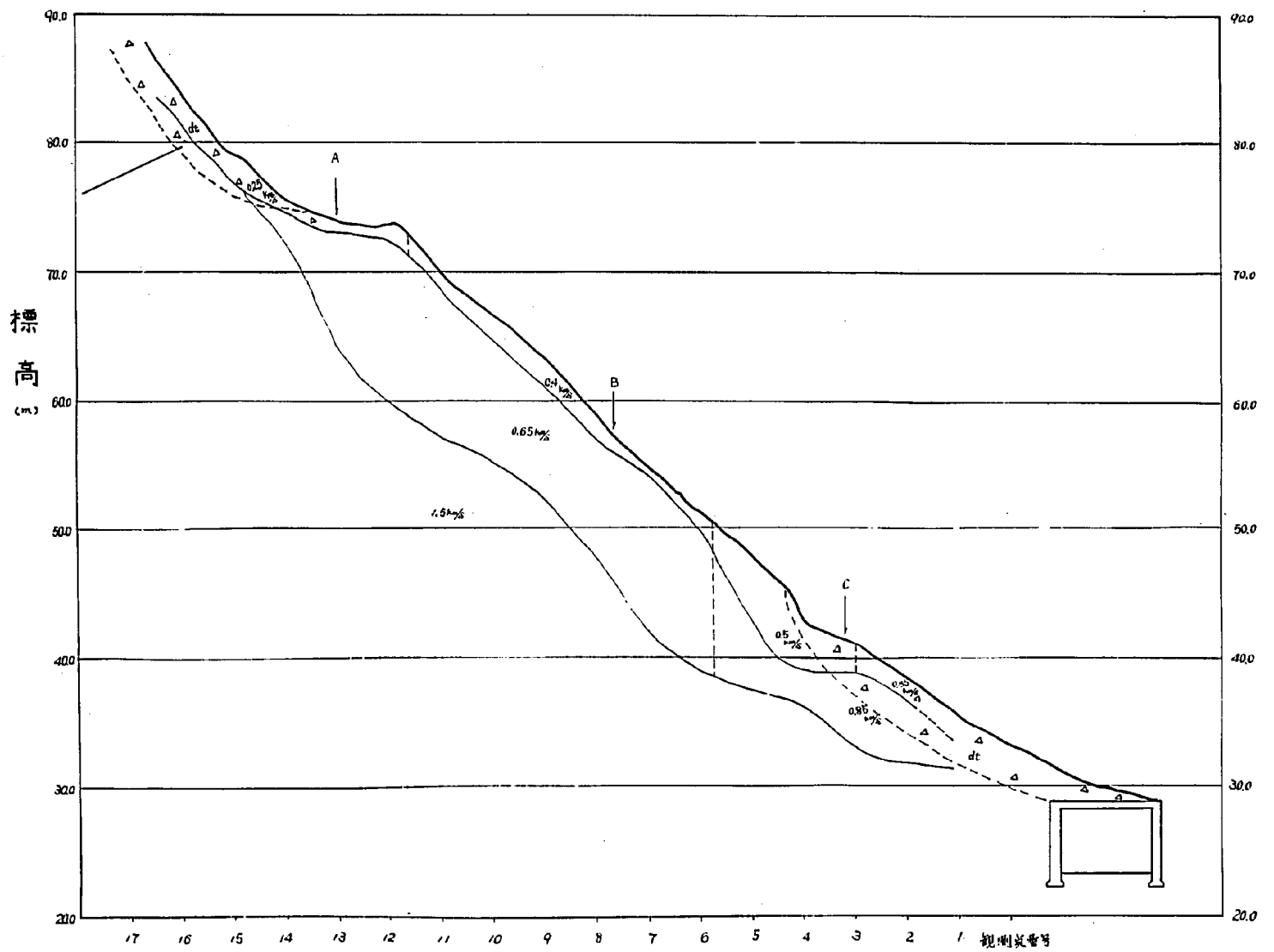
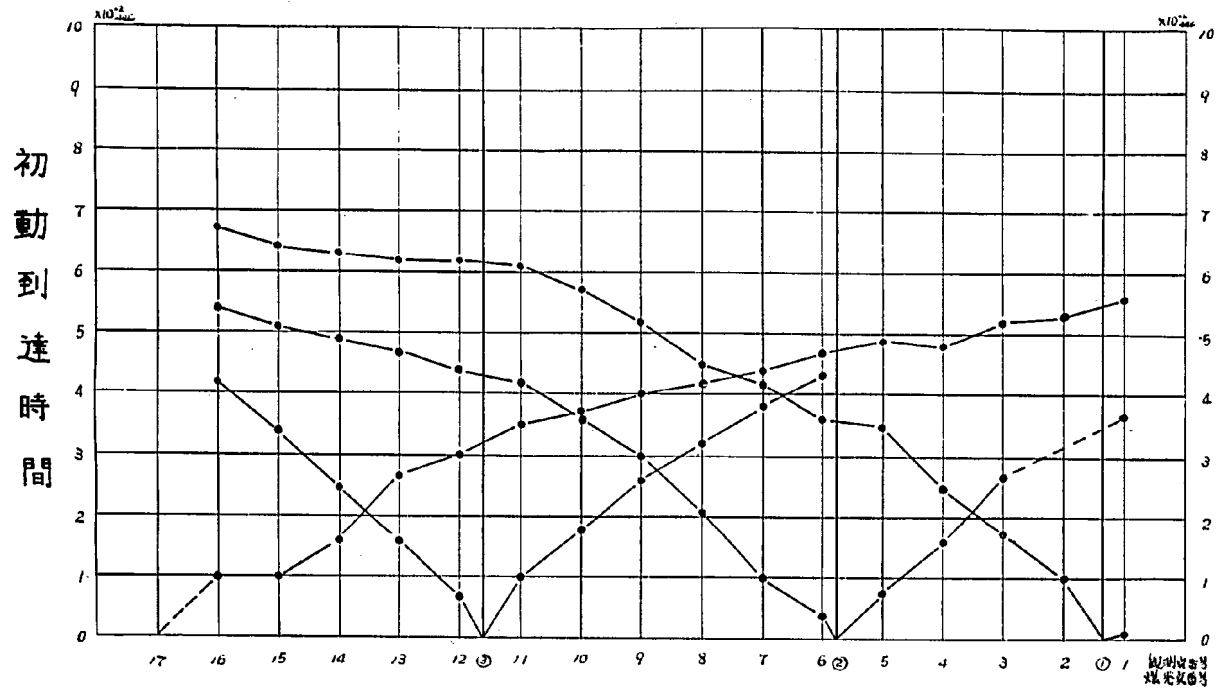
# 三段滝 C 測線走時曲線及び解析断面図



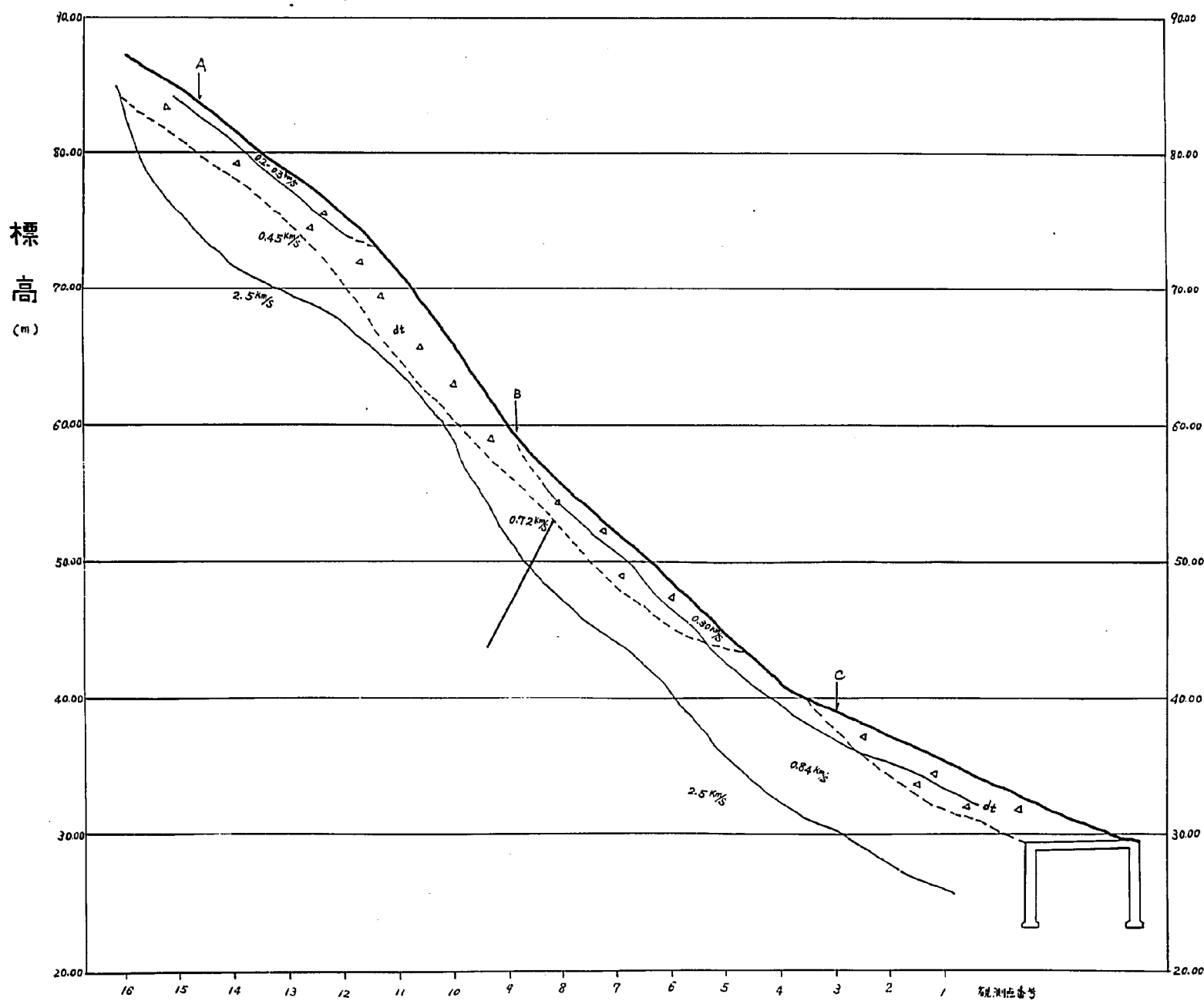
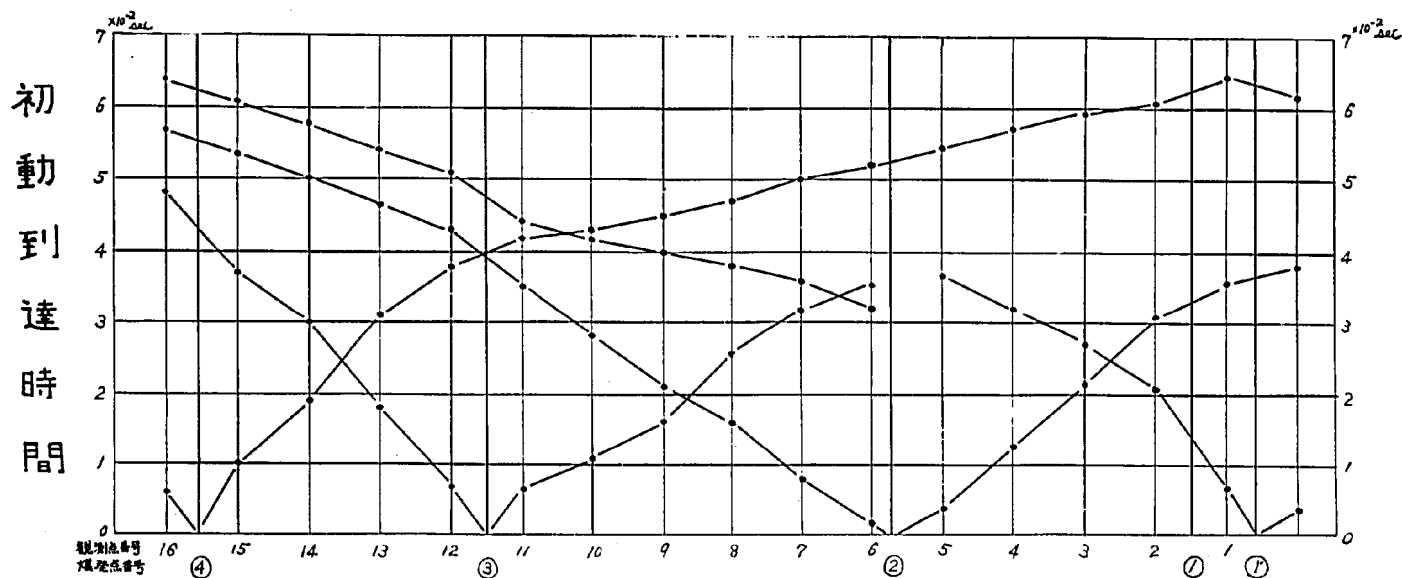
### 三段滝 D 測線走時曲線及 $v$ 解析断面図



# 三段滝E測線走時曲線及 $v$ 解析断面図



# 三段滝 F 測線走時曲線及 v 解析断面図



## 5. ま と め

斜面を構成している土の特性を把握するため、4カ所のモデル地のその斜面より採取した試料（レキ混り土）において室内簡易大型せん断試験機を用いてせん断試験を行った。しかし次に示す試験の方法、条件によって試験値と実際の斜面が持っている値は一致しないと考えられる。その方法条件の中で最も影響の大きいものは、1. 乱された試料を使用したこと。2. 実際の斜面構造は複雑であり均一でないこと。3. 試験の方法において上部せん断箱と下部せん断箱の間隔の程度によって値が違ってくることである。それゆえ本報告書においては採取した試料を含水比を変化させて試験を行ない、それに伴うせん断強度との関係を問題にした。

各々の資料の強度と含水比との関係は図（5-1）に示すとおりである。強度はクーロンのせん断強度を示す式、 $S = \sigma \tan \phi + C$  において各試料比較のため、 $\sigma = 1$  として  $\phi$ 、 $C$  に試験値を代入したものである。同一試料における最低の含水比が試料採取時のほぼ自然含水比である。

浄土洞門附近を除けば他の3試験結果の  $S \sim W$  の関係は多少のパラッキはあっても、ほぼ直線となっている。浄土洞門附近において強度がいったん増加しているのは図（4-3）に示めされるように見かけの粘着力の増加によるもので、試料が飽和状態になると消失する性質のものである。

各々の試験結果を比較するため便宜上、最低含水比と最高含水比の強度を結ぶ直線を式で表わすと次のようになる。

1. 並木沢附近  $S = -0.060W + 1.33$
2. 洞土洞門附近  $S = -0.017W + 1.04$
3. 赤崎川附近  $S = -0.020W + 0.88$
4. 三段滝洞門附近  $S = -0.031W + 1.17$

上記の式においてもっとも勾配が大きく問題になる並木沢附近は粘土化された輝緑凝灰岩である。この岩は風化が進み水の影響を受けると粘土化する性質があり、大峯洞門、大竹沢、風波川右岸等の崩壊地に存在が認められている。これらの崩壊地においては試験結果より含水比の増加による強度の低下が大きいことから崩壊の発生原因として風化した輝緑凝灰岩と降雨（地下水流）との関係が大きいと考えられる。しかし各斜面によって風化度は違っており、又、地形等の違いにもより、その崩壊の現象も違っている。そのため風化により粘土化の著しい所では比較的緩傾斜の斜面ではクリープ性の崩壊が予想される。この岩の存在による崩壊の特徴は、輝緑凝灰岩の上の崩積土（崖錐）の崩壊であり図（3-1）に示めされる明瞭なる境界条件の存在によるものである。それゆえ崩壊地以外では輝緑凝灰岩の分布状態は把握されておらず、そのため素因的予知の立場からこの岩の分布状態、風化、粘土化、並びに地形等を調査する必要がある。

浄土洞門附近、赤崎川附近の結果において直線式の勾配も比較的小さく、又、崩壊も大規模なものとは発生していない。

三段滝洞門附近の結果においては、同斜面は過去より崩壊をくり返しており地表踏査においても粘土を挟んだ小規模の断層が認められており、そのため地質構造的に弱くなっており、それに土質的因子、地形的因子がかさなって崩壊発生の原因をつくっている。

又、三段滝洞門附近の崩壊地において斜面の地下構造を把握する1方法として弾性波探査を行い

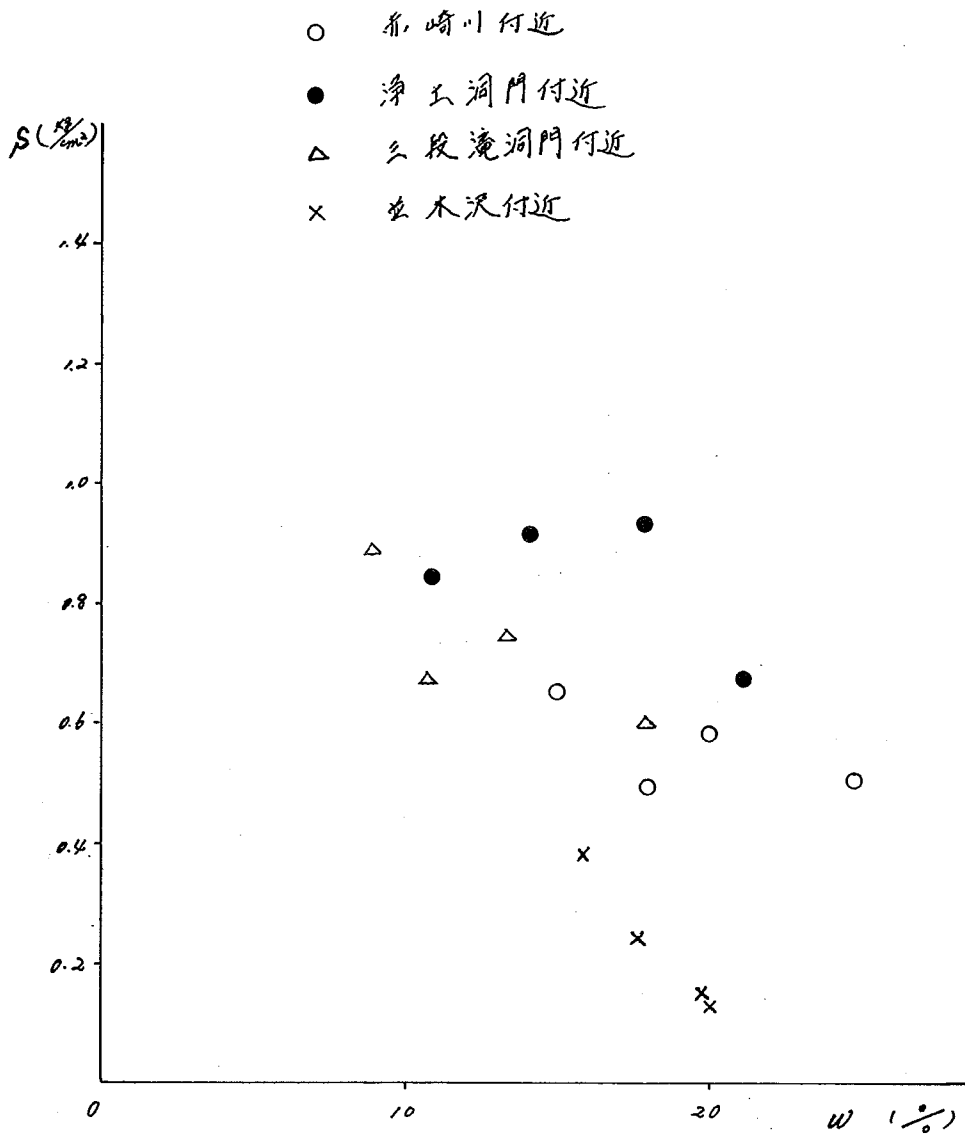


図 5-1



それをチェックする意味でボーリングを行った。弾性波探査において横測線A、B、Cと縦測線D、E、Fの交点における速度差を比較すると図(5-2、3、4)に示す通りであり、比較的地表近くでは一致しているが全体としてはかなりの違いがある。この原因は崩壊地に伴う地形的条件、観測時の保安等、種々の問題が多くこれについて簡単に検討する。

第1の問題としては、記録の読み取りに際して実際の初動到達時間と異なった値を読み取る場合である。この原因として考えられるのは、1. 地震発生時間のずれによるもの。2. 波動記録が悪いものの両者が考えられ、この誤差を取り除く方法としては、1の地震発生時間のずれによるもの場合は雷管の爆発した時の時間のずれによるものと、電気発破器を用いて発火させた時の時間のずれによるものなどがあるが、いずれも機械的な誤差であり、機械の性能が向上しないかぎり、ある程度はやむを得ないと考えられる。2の波動記録が悪い場合は、震源からの信号が小さい時、自然的あるいは人為的に発生するノイズが大きい時、受震器が確実に地面に設置されていない時、等が考えられる。

信号が小さい場合には、増幅器の利得(ゲイン)を増してこの難点を補うことになる。しかし、これには一定限界がある。つまり、信号が増幅されると同時にノイズもこれにもなって増大されるためであり、S/N比の向上を大きくする必要があろう。また、一般に震源からの距離が遠くなるにつれて入力信号は小さくなるが、ノイズレベルは変わらないのでS/N比はいつそう悪くなるのが通常である。従って、S/N比を向上させるためには入力信号を大きくする必要はあるが、今回の場合、崩壊地の下方に国道が走っており、また、国道の近くで土木作業を行っていたためダイナマイトの薬量を多くすることが出来なく、最大100gで、一般の使用薬量より少くせざるを得なかった。従って、震源からの距離が約20~40m以上離れている地点の記録はかなり読み取りにくくなっている。地震計の設置状況としては調査地では崩土、あるいは不規則に分布する露岩のため確実に設置することはむずかしく、このためにも波動記録が悪く、読み取りが困難になっている。

次に第2の問題としては、発破孔に関連した問題が考えられる。この問題としては、1. 発破孔が各展開ごとにずれる場合。2. 発破深度が各展開ごとに異なる場合。3. 発破を行うことにより地質がゆるむ場合。等が考えられる。これを調査地に合ってはめて考えてみると、1の場合は崩土が多いために1度使用した発破孔がわかりにくくなりそのためずれを生ずる可能性がある。また、2の場合は良い記録を得るためには深度を深く取る必要があり、発破回数が多くなればなるほど深くなることがある。3の場合としては、調査地のように断層の多い場所では発破回数が多くなればなるほど、他の地質条件の良い場所と比較してゆるむ可能性が大きいと考えられる。しかしながら、現状では岩盤状況については地表踏査結果より推定したものであり、次期調査のボーリング結果を含めて、弾性波探査実施上の問題点を検討することにした。

ボーリング地点の弾性波速度を示す図(5-5)となり、ボーリング柱状図(4-7、8)写真図(4-9、10)と比較すると部分的には一致しているがボーリング調査において示めされた地質構造の複雑さを把握してはいない。これについては本来、弾性波探査は地下構造の概略を知る方法であり、特にこのように風化作用を著しく受けたカ所での使用はもう一度検討しなおす必要がある。

图 5-2

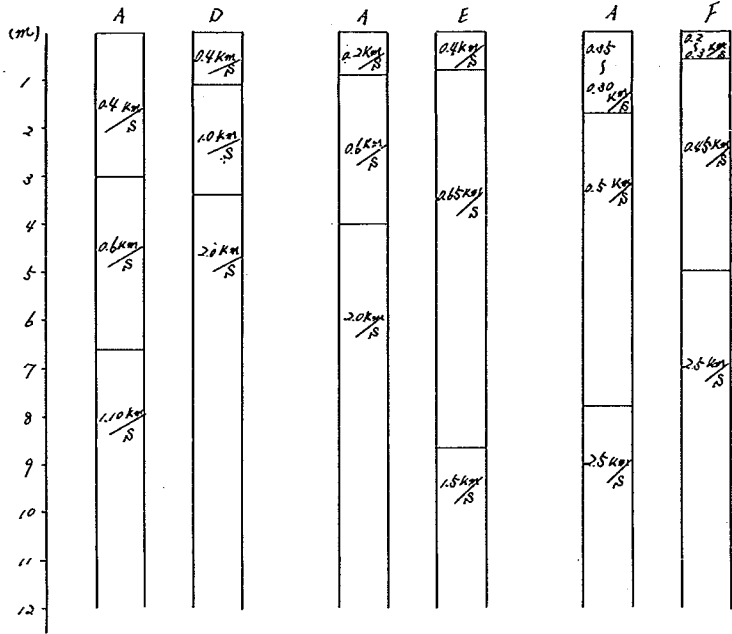


图 5-3

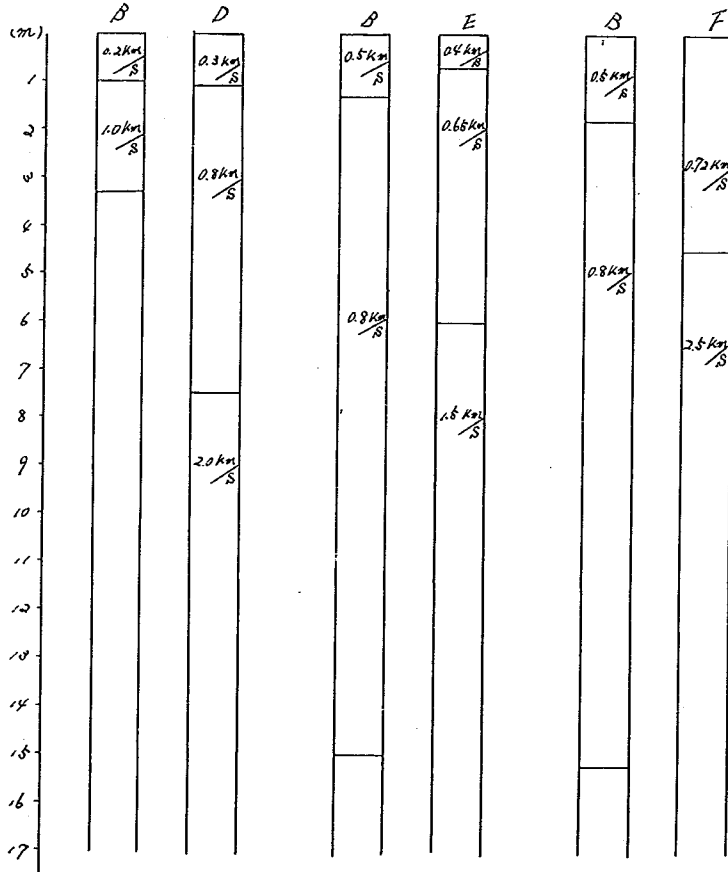


图 5-4

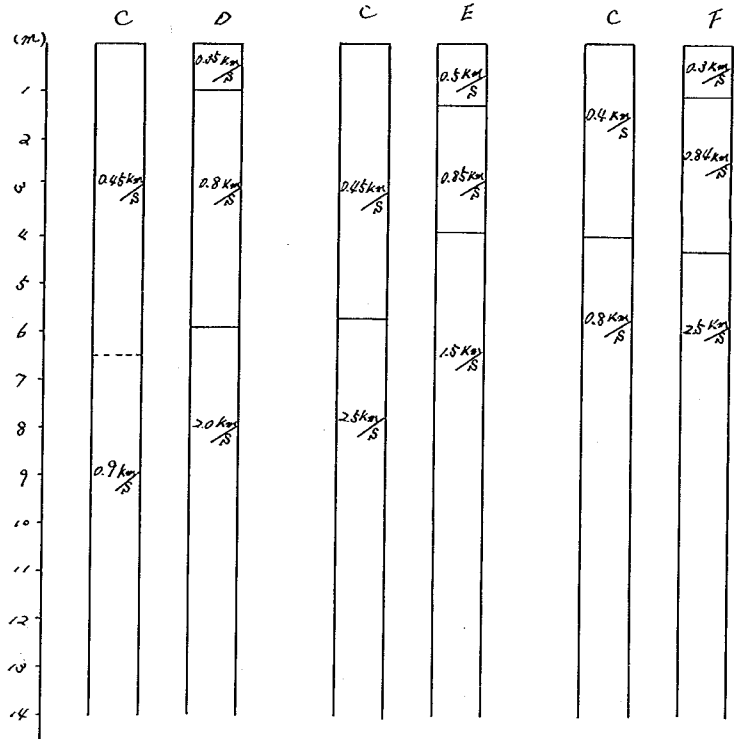
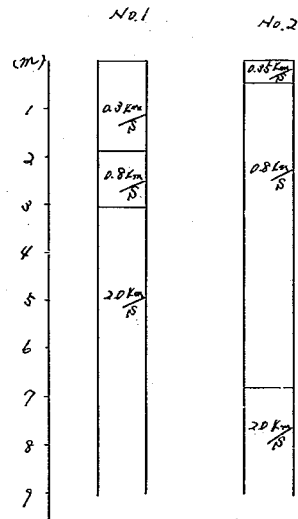


图 5-5



## 6. 落石への考察

親不知災害において、崩壊と並んで落石があげられる。その原因として、地形が急勾配であり、岩の風化が進んでいることが考えられる。落石の大きさは、こぶし大のものからt o nクラスのものまで、さまざまである。又、その形態は、大きく分けると

1. 母岩からの分離
2. 道路等の切り取り面にみられる堆積層、崖錐層の中に含まれる岩（レキ）の落下
3. 崩積土にある岩（レキ）の落下

に、分けることが出来る。

道路上に落下する位置については、道路の切り取り面、それに接する斜面における落石は、ほぼその真下に落下し、斜面のかなり上部において発生するものは、谷、凹地にそって落下している。

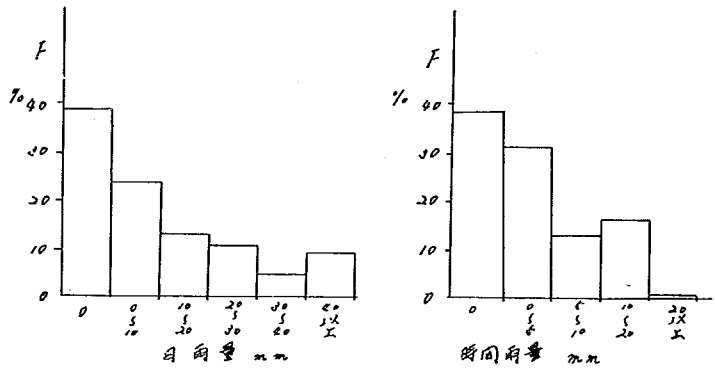
後者については、斜面の上部は植生に覆われており、主に落石が発生するのは、谷又は、凹地等の斜面が裸出している所において発生すると考えられ、豪雨等により水が流下するたびに侵食されて不安定になり、岩（レキ）が落下をおこし、谷もしくは凹地にそって落下するものと、その谷（凹地）付近の裸斜面の落石を集合して落下するものとが考えられる。



図（6-1） スノーシェッド上の落石

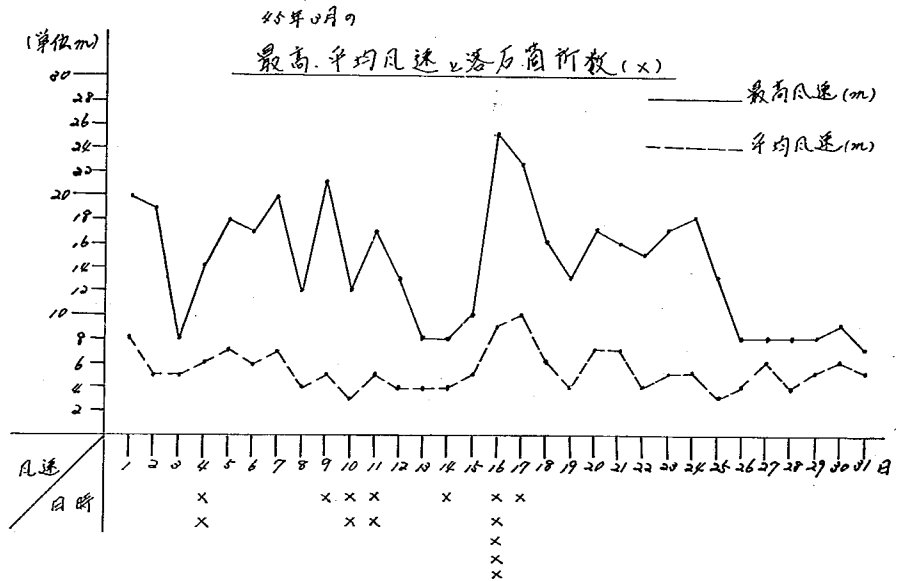
落石の素因と誘因との関係は不明な点が多く、親不知区間においても降雨、風との相関性は明確ではない。 図（6-2、3、4）参照

図(6-2)



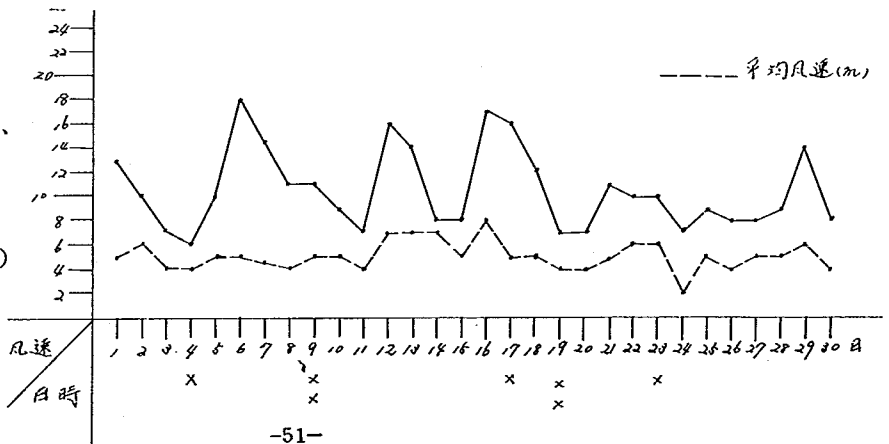
昭和43、44年2年間の落石発生頻度と雨量との関係

図(6-3)



図(6-4)

(図6-2、3、  
4 応用地質  
親不知防災調査  
委託業務報告書)



現在、落石についての解析方法は、ほとんど確立されていない。そこで、本報告書において  
 『Coefficient of friction of natural rock surfaces』

(Bar tlett, W paulding Jr) の論文に基いて、落石解析の一方法として、岩の摩擦係数を求めることを試みた。

単純斜面上のすべりのもっとも簡単な形態は、図(6-5)に示すような傾斜した面をすべる重力すべりである。このすべる物体は次の3つの力によって影響をうける。

重力  $W$ 、反力  $N$ 、摩擦力  $f$ 、これらの力はこの物体が斜面上を降下させる  $W \sin$  (滑動力) と一方斜面上に保持させる力(抵抗力)  $f$  との2つの役割がある。

$f$  の最高値は、 $\mu N$  又は  $\mu W \cos \theta$ 。  $\mu$  = 静的摩擦係数  
 初期のすべりの状態は潜在的すべりの方向にその平衡力によって見出される。

$$W \sin \theta = \mu W \cos \theta \dots\dots\dots (6-1)$$

そして最初のすべりが発生するとき

$$\theta \geq \tan^{-1} \mu \dots\dots\dots (6-2)$$

安全率  $SF$  は、次のように定義づけられる。

$$SF = \frac{\text{抵抗力}}{\text{すべりとうろうとする力}} \dots\dots\dots (6-3)$$

これは、 $\mu / \tan \theta$  と等しい。

2つの面にそうすべり — 岩がすべったあとの形態として、一般的にはすべり方面におけるところのV字形の谷が残されている。例として、図(6-8)に示した。このような形態のすべりの解析は単純な面にそってすべる場合と同じである。2つの面の交点は、 $AA'$ の線である。この状態又は、 $AA'$ の傾斜は角度  $BAA'$  又は  $\alpha$  である。重量  $W$  のブロックは、図(6-6)に示してある。くさびのかたまりの中心を抜ける面や  $AA'$  に直角をなす力は、図(6-7)に示してある。

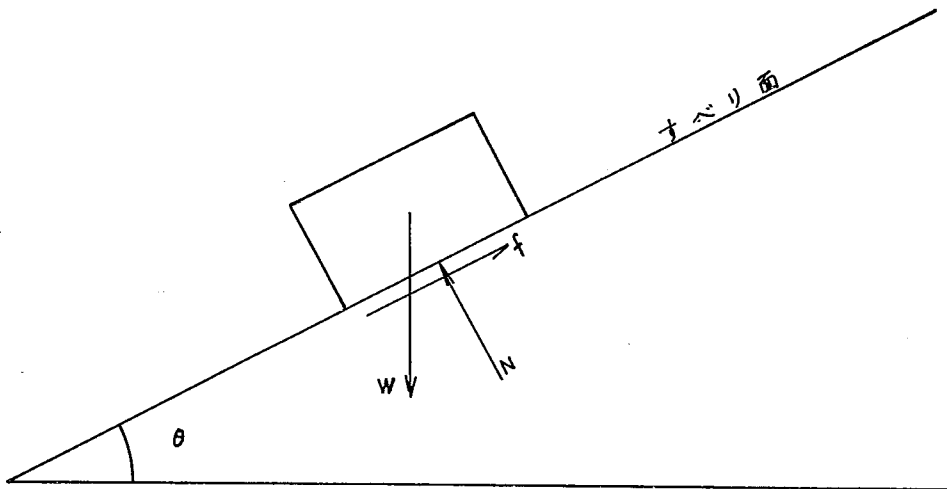


図 6-5

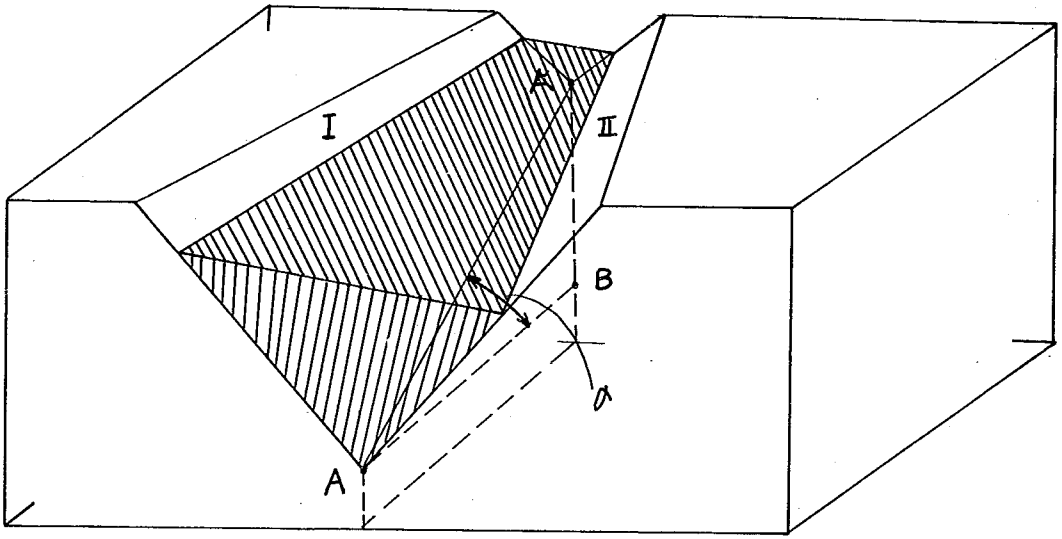


图 6-6

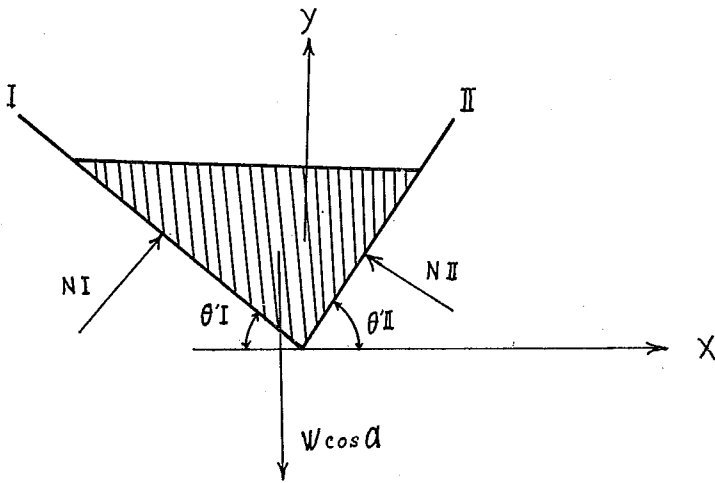


图 6-7

图 6-8



X、Y方向における平衡力は次に示すとおりである。

$$\Sigma F_x = 0 = N_I \sin \theta'_I - N_{II} \sin \theta'_{II} \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

$$\Sigma F_y = 0 = N_I \cos \theta'_I + N_{II} \cos \theta'_{II} - W \cos L \quad \dots\dots\dots (6-5)$$

$N_I, N_{II}$  ; 反力

$\theta'_I, \theta'_{II}$  は、すべり面の交わる点を通る線に垂直なる面においてのすべり面への俯角であり、下に書いてあるI、IIは個々のすべり面のよび名である。AA'に平行なすべりの動きに対する抵抗は、潜在すべりの方向に平行な摩擦力 $\mu_I N_I$ と $\mu_{II} N_{II}$ によって示される。すべる力は $W \sin \theta$ である。

両方のすべり面の摩擦係数は等しい ( $\mu_I = \mu_{II}$ ) と仮定すると安全率は

$$S F = \frac{\mu (N_I + N_{II})}{W \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots (6-6)$$

(-4) (-5)式から (-6)

$$S F = \mu \cot \alpha \frac{\sin \theta'_{II} + \sin \theta'_I}{\sin \theta'_{II} \cos \theta'_I + \sin \theta'_I \cos \theta'_{II}} \quad \dots\dots\dots (6-7)$$

式(-7)に $\theta'_I, \theta'_{II}$ の値を代入した場合 $\alpha$ が一定なとき、すべり面どうし間の角度が減少する時に、安全率が増加することを示している。すべりが発生する寸前では、 $S F = 1$ でその摩擦係数は、

$$\mu = \tan \alpha \frac{\sin \theta'_I \cos \theta'_{II} + \sin \theta'_{II} \cos \theta'_I}{\sin \theta'_I + \sin \theta'_{II}} \quad \dots\dots\dots (6-8 a)$$

$$= \tan \alpha \frac{\sin (\theta'_I + \theta'_{II})}{\sin \theta'_I + \sin \theta'_{II}} \quad \dots\dots\dots (6-8 b)$$

この解析はすべり岩塊の大きさ、形から独立している。

(-8)式は、2つの平面にそすべりの摩擦係数を表わしており、 $\alpha, \theta'_I, \theta'_{II}$ の値は、ステレオグラフネットによって表わされる。

親不知洞門付近の花崗岩からなる山腹斜面において、2つの平面にそって岩が落ちているところが見られ、図(6-8)、1つの斜面においてクリノメーターを用いて走向、傾斜を測定して結果とともに、表(6-1)に示した。図(6-8)においてa bは勾配 $\alpha$ を表わし、弧 $\widehat{c}e$ はI、IIの面の極を結んだもので、 $\widehat{c}d, \widehat{e}f$ は $\theta'_I, \theta'_{II}$ を表わしている。図(6-8)より求められた $\alpha, \theta'_I, \theta'_{II}$ を、式(6-8 b)に代入して摩擦係数を求め、表(6-1)に示した。ここで示した摩擦係数は、岩塊が2つの平面にそって摩擦力のみで保たれている場合である。実際の値がこの計算値以下になると岩塊は面にそって滑落する。その岩がもつ実測値は、岩の種類、風化の程度等によって異なりそれが低下する原因として水の浸入、凍結、乾燥、振動、風化の進行等があげられる。



表 6-1

面	走向	倾斜	$\alpha$	$\theta'_I$	$\theta'_II$	摩擦系数
I	N 40° E	65° W				
II	N 32° W	80° E	62°	29°	71°	1.500
I	N 38° E	58° W				
II	N 35° W	75° E	52°	30°	65°	0.907
I	N 40° E	60° W				
II	N 37° W	82° E	56°	26°	68°	1.084

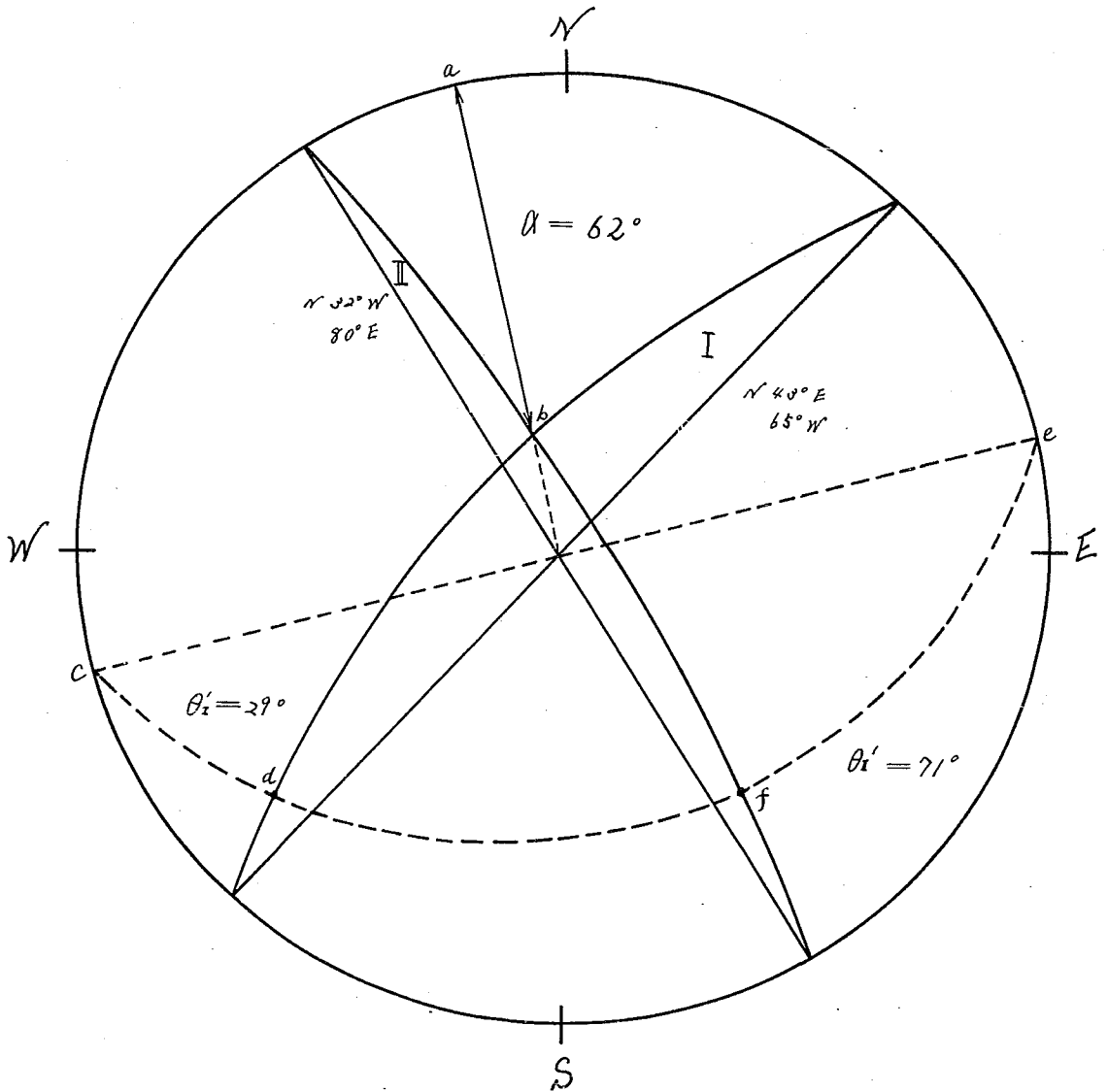


图 6-9

## 7. む す び

自然山腹斜面の安定を考える前に、我々はその現象を把握する必要がある。山腹斜面に関する問題はごく最近、非常に条件の悪い箇所においても地域間相互の交通を確保しなければならないという要請から大きくクローズアップしつつある。故に自然斜面の現象、その危険度、予知、または安定に関する文献、報告はまだ非常に少ない。すなわち、これらの解析の手法はまだ体系化に至らず、むしろ、現在は試行錯誤の域からぬけきれずにいると考えられる。山腹が急峻でしかも雨量の多い我が国においてはこれら悪条件の下に交通を確保しなければならぬという、特殊性と困難性がある。

我が国それ自体、自然斜面の悪条件をかかえているが、親不知、子不知はかつての歴史をひもとくまでもなく、我が国においても最も条件の悪い箇所に属している。海上または山腹頂上の遠方からみる国道8号線は100mにも達する崖の斜面に一条のひもにもたとえられるように漸く、その位置を保っている。そこには先人が幾多の苦勞をして道路を崖にへばりつかせるかの努力であったようにも思われる。

親不知付近の山腹を調査してみると数々の地層が組みあい、しかもそれが斜面の平面的にも縦断的にも複雑な構成をなしているのが多い。年々の風化によって斜面の岩石または土質それ自体も性質をかかえている。自然の物質の中でその性質が絶対不変なものはありません。自然斜面においても同じことがいえる。この親不知の斜面はそれらの自然斜面のうちでも最も、風雨等の自然条件による変化の激しい箇所の一つであろう。

斜面の危険性ということを考えてみると、落石によるものと、斜面の一部の層が破壊するという二つに大別することができる。長大斜面上にある一つの石を考えみるときに、この石が落下する条件は、その石を支えている斜面との粘着力が、その石自身の重量による斜面方向の滑りだそうとする力よりも小となるときである。では石を支える粘着力はいかなる条件によって小になるか、これらは、石と斜面との間に在る土の粘着力の低下による。これは土自身のもつ性質として、乾燥によるもの、湿潤によるものがある。すなわち、乾燥によって石との接触面積が小となり、支える力は小となり落石する場合がある。この現象は過去の調査結果によって乾季に落石が多いという統計によっても説明がつく。次に湿潤による支える力の低下であるが、これを具体的に述べれば、石と斜面の間の土の含水比の増大によるものか、または石と土の間に水が入りこむということから容易に説明される。また、この親不知の構成している石自身は微細に見れば、甚だキレツに富んでいるもので、風化による石それ自体のハクリによる落下の可能性も充分考えられる。これらの落石の可能性のあるものが斜面上に数個または限られた数だけある場合は、その対策は極めて容易であろう。すなわち、これらの石を落してしまいか、植生またはセメント吹付けのように斜面の含水状態を極端に変化させないようにする手段、工法を用いることが可能であろう。然し、斜面の層全体が風化の度合の激しい箇所にあってはこれらの工法もその安全性を保証することができない。

次に斜面の一部の層の破壊ということを考えてみる。親不知の海岸に面している斜面は $45^{\circ}$ 以上もある部分も多く、これから推量するに、山自身はかなり安定性のある山といえるが、斜面が急であればある程、山腹斜面は雨による流出、侵食の度合が大となり表面斜面の風化による不安定性がますます。事実、親不知における調査およびこの報文に述べたように、斜面構成材料は風化の程度が

甚だしい。この風化は構成材料の弱いところから進行するので、単に表面からのみ進行するのではなく、風化層は複雑な組み合わせをなしている。このような風化の発達した材料は降雨、融雪などが容易に浸透し、含水比の増大を来す。親不知の土と石とが混合している材料は含水比の増加によって鋭敏にそのせん断抵抗が低下する。これは降雨などによって斜面が不安定になる傾向を示している。この報文においては、どの程度の降雨が、斜面の破壊の発生につながるかを説明するまでに至っていないが、斜面の構成材料の含水比とせん断抵抗の関係についての基礎的な実験結果について説明してある。また、含水比の増大ばかりでなく、雨水、地下水の流入による斜面の破壊も容易に考えられる。すなわち、斜面表面から浸透した雨水などの流入量とその斜面の下方における流出量が殆んど等しいときは、既往の経験または当所の室内実験で不安定にならないか、流入量に比して流出量が極端に少なくなる状態のときは、斜面の層の中に滞留水が発生して破壊に至らしめることが多い。このような条件が組み合わさったときに、ときとして大きな斜面の崩壊となる。この親不知の斜面は前述のように風化層が複雑な構成をしているため、このような条件が発生する可能性が強い。このように斜面破壊の条件は複雑で、しかも親不知のように急峻で、長大斜面のときの対策工法の選定は、その施工性および経済性の上からも大きな困難を伴うといわざるを得ない。

この報文において限定した一部の斜面についてその地層構成を知るためのボーリング、および斜面構成材料の含水比とせん断抵抗との関係の室内試験の結果についてのべてきた。道路管理当事者としては斜面の安定性をます具体的な対策をとることが緊急な課題であるが、この報文においては親不知斜面の性質の説明にとどまり、それらにまで言及することは出来なかった。今後、関係者の御叱咤をえて順次、この説明を実のあるものにしたいたいと考えている。

最後にこの親不知の調査にあたって終始、御協力下さった北陸地方建設局、および高田工事々務所の方々に厚くお礼をのべる。

#### 調査担当者

建設省土木研究所新潟試験所

所長 山下 宏

技官 山田 曙



国道8号線親不知災害調査 土研資料第767号  
昭47年7月(1972)

キイワード

著者名 新潟試験所

要旨 これは災害多発地区である国道8号線親不知地区において崩壊落石等について土質的性質、ならびに地質構造の把握を主に調査を行ない、まとめたものである。

郵便はがき

十円切手を  
はって下さ  
い

9 4 4 □ □

新潟県新井市大字新井字西原一八二六  
建設省土木研究所  
新潟試験所 御中

No. 3

土木研究資料第767号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印