

土木研究所資料 第八四〇号

現場事例と実験による地すべり、崩壊斜面の変形、破壊について

建設省土木研究所

土木研究所資料
第840号

現場事例と実験による地すべり、
崩壊斜面の変形、破壊について

昭和48年3月

建設省土木研究所

TM-86 FT-1 F-1



報告書の概要

TM-86 .FT-1 F 2

報告書の概要

1. はじめに

山間の溪谷部、海岸線または切り取り部などの地層構造の見える箇所において、しばしば地層が傾斜しているのに会うことがある。このような地層の傾斜している箇所はある時代において上昇沈下したものと考えることができる。このような造山運動が地球の歴史の中にあつたことを肯定することができれば、この後にこれらの地層が平衡を保つための変形運動があることは容易に認められる。また、このような長い地球の歴史の中での地形の変形運動としてとらえなくとも、斜面上の構成物質は自然条件である降雨雪、滲透水、風などの作用をうけてその強度は低下する現象は我々の身邊で観察することができる。このような強度の低下はときとして斜面の不安定、ついに崩壊という事象に結びつき、多くの被害をもたらす。

この報告は主として自然斜面において発生する地すべり、崩壊についての今までえられた調査結果、および室内発生装置からの資料などを整理し、若干の考察を加えたものである。自然斜面の変形、破壊は先にのべたように斜面の構成材料である土や岩が自然現象である降雨、雪、滲透地下水などの作用によってその強度が低下するために発生するものである。自然現象は単純でなく、たとえば降雨一つとっても、その量、サイクルは一定でない。また、斜面の構成材料の性質も均一でなく、しかもこの中の地下滲透水の動き方は年々変化している。これは生物内の毛管が年々老化して血液の流れが変化する現象とたとえることもできる。このように斜面の安定を支配する因子は無数にあるといってもよい。数万 m^2 、あるいは数十万 m^2 に及ぶような巨大な斜面の崩壊現物に立ったときほど自然の力の大きさと人間の小ささを感じることはない。

斜面の変形、破壊に関する因子の複雑にもかかわらず、斜面の安定を論じた報告の数は土質力学の分野でもっとも多い方に属する。これらの歴史の流れの中で斜面の安定についての考え方は単純化とこれらの統合化が同時に行われている。この報告も、これらの手法に助けられたものである。

筆者は建設省 土木研究所 新潟試験所に属し、この試験所は日本において最も地すべりの多発地帯である新潟県上越地方にある関係上、これら地すべり、崩壊の事例を数多くみる事ができた。また、猿供養寺地すべりの調査は、この試験所の手により昭和35年より昭和48年の現在に至るまで継続されており、このような長期間の調査は世界でもその例を聞かない。調査の時間の長さに比例してその資料は膨大なものである。

実際の斜面の構成を完全にあますところなく説明することはできない。また、これに影響をおよぼす自然条件も複雑である。このため、地すべり、崩壊の室内発生装置を2種考案し、その条件を単純化して考察に便にする手段を併用した。この報告は猿供養寺地すべり、その他の斜面の観察を進めると同時に、室内実験によってその変形、破壊過程をおい、これらの考察を行ったも

TM-86 FT-1 F-3

のである。

2. この報告の概要

2-1 斜面の変形速度について

地すべり、崩壊は斜面の安定、静止状態よりその斜面のバランスが崩れることによって生じる。斜面の安定の問題については、クーロンの土圧論、スエーデンの円弧法などに代表される力学的解析を根拠とする報告が多い。これらの方法は重力による斜面方向の力、滑動力とこれを支える摩擦抵抗力とに別け、滑動力 \geq 摩擦抵抗力のとき破壊に至るとしている。この論議の中には変形時間の概念は入っておらず、極限の安定状態を示しているにすぎない。地すべり、崩壊は瞬間的に発生するものではなく、変形速度、すなわち時間とともにある変形が生じるもので、地すべり崩壊を概念的に区別すれば、地すべりはこの変形速度が小なもので、崩壊はこれが大なものをさす。

ここに 地すべり、崩壊を論ずる際にその変形速度に対する考え方が非常に重要となってくる。現在の土質力学において変形時間の概念を導入しているのはテルツァギーの圧密理論であって、他の分野ではほとんど見られない。この圧密理論は増加荷重により生ずる地盤の変形速度を説明したものである。最近、斜面の変形についても、レオロジーの概念をとり入れた変形速度の説明がなされつつあるが、これらの大部分は滑動力（応力）の増加分を一定とし、この応力の増加、時点よりのひずみの遅延時間を算出する方法を用いている。これはテルツァギーの圧密理論の概念の導入であって、斜面の変形速度を説明するには充分でない。何故ならば、圧密においては増加荷重によって、沈下速度は時間とともに減小する現象としてとらえることができるが、地すべりなどの現象においては、その変形速度は、ある日は大で、次の日はゼロであるというように連続した形をとっていない。

この報告においては斜面の変形は自然現象によって支配される滑動力の増加、および摩擦抵抗力の減少の変化によるものとした。すなわち、滑動力の増加速度、摩擦抵抗力の減少速度によって斜面の変形速度が現定されるという概念をとり入れた。このような概念をとり入れることによって、クーロンの土圧論などで説明のつかない斜面の変形速度を説明することが可能である。

これらの理論的な説明は第2章に、実際の地すべり、崩壊の変形、移動速度については第3章に、および室内実験でえられた移動速度は第5章にそれぞれのべた。ただ、自然条件と応力の増加速度を定量的に求めることは、自然条件が複雑であるため難しい。このため、第2章では概念の説明にとどめ、猿供養寺地すべりにおいては移動速度と、斜面構成材料の弾性係数からその応力の増加速度を算出した。

2-2 斜面の破壊の形について

現在、斜面の安定を検討する上で、スエーデンの円弧法が最も多く用いられている。これは斜面の破壊は円弧の形をとるという事実が多いという前提がなければならない。しかし、斜面破壊の形はかならずしも円弧とはならず、種々の形をとることは多くの現場において観察することが

TM-86 FT-1 F-4

できる。第5章の斜面の破壊の室内実験において、斜面の破壊が種々な形をとることは斜面各部の摩擦抵抗力が一樣か、ある異なる分布をするかに起因することを説明した。すなわち、第5章図-5.14に示すように斜面が一樣なすべり抵抗をもつときは層すべりに、また斜面下端部にすべり抵抗が大なる受働部分があるときは一種の円弧すべりとなることを実験によって明らかにした。また、これらの混合した破壊の形は当然存在する。斜面の安定を検討する上で重要な破壊の形の決定はその斜面内の最もすべり抵抗の小なる部分がどの位置に存在するか、その長さの如何が重要となる。

2-3 すべり破壊面について

クーロンの土圧論においては、斜面の構成材料が均一である場合、いくつかの仮想すべり面を決め、このすべり面上の滑動力と抵抗力の比の最小となる面をすべり破壊面としている。第1章の数多い地すべり、崩壊事例の説明の中で変形、破壊の発生している自然斜面の多くには斜面のある深さの中にかかなり明瞭な連続したすべり抵抗の小な部分が存在することをのべた。この部分が滑動力と抵抗力の比が最も小となるとすれば、すべり破壊の面はこの部分を通るはずであり、これはクーロンの理論と矛盾しない。第3章においては猿供養寺地すべり、および切取工事中の崩壊例におけるすべり破壊面の調査、すべり抵抗の測定結果についてのべた。

2-4 有限斜面の安定の検討方法

長大斜面の安定の検討においてこれをしばしば半無限長斜面としてとり扱おうときが多い。半無限長斜面としてとり扱うことのできる場合は斜面各部のすべり破壊面上の滑動力、摩擦抵抗力が一様に分布しているときのみ適用することができる。しかし、実際の斜面においてはこのように見なせる場合はまれである。このように一樣でない有限斜面の安定を検討するための図式解法を図-2.17に提示した。この図によれば斜面の一部が滑動力 \geq 抵抗力の関係にあるとき、これが斜面全体の破壊をひきおこすか否かの検討を図式的に行うことができ、テンションクラックの発生位置、受働部、圧縮部分も知ることができる。また、末端部を切り取る際の安定を乱さないための限界長もこの図から求められる。この図は2-2にのべた破壊の形の決定と共通して用いることができる。

2-5 地すべりの斜面各部とその移動量について

猿供養寺地すべりの調査は昭和35年より昭和48年の現在に至るまで継続されており、このような長期にわたる地すべりの調査は世界でもその例は少ない。この調査は移動量、土質調査などを含み、移動量は三角測量によるもの、伸縮計によるもの、移動計によるものなどがあるが、昭和45年9月より行った三角測量の移動測定によれば、それぞれの期間ごとの移動量は、斜面頭部ほど大で、末端部ほど小である。斜面長を L 、移動量を u とすると

TM-86 FT-1 F-5

$$u = c \cdot a^L$$

の関係が見いだされた。これより、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を求めることができ、その一例を示せば昭和45年9月より11月の46日間においては

$$\dot{\epsilon}_1 (\text{day}^{-1}) = 0.086 (1.01251)^L$$

斜面の弾性係数(変形係数)をEとすれば、上式より応力の増加速度 $\Delta \dot{\sigma}$ は上式より求められ

$$\Delta \dot{\sigma} = \dot{\epsilon} \cdot E$$

上記、同期間内において斜面長200~175mの間の $E = 75 \text{ t/m}^2$ とすれば、 $\dot{\epsilon} = 0.868 \times 10^{-4}$

$$\Delta \dot{\sigma} = 0.086 \times 10^{-4} \times 75 = 0.651 \times 10^{-2} = 6.51 (\text{kg/m}^2 \cdot \text{day})$$

をうることができた。これらは図-3.28~3.23に示した。

2-6 ある切取現場における崩壊の連続写真撮影

国道117号の国道改良工事中の法面長20mの切取り作業完了直後の連続写真を撮影することができた。このような大きな実際の斜面において約1秒間隔に写真をとることができたことは他にあまり例がない。これらは写真-3.16~3.21に示した。この時の変位はダイヤルゲージで観測することができた。

2-7 地すべり、崩壊の室内発生装置による実験

地すべり、崩壊の過程、およびその瞬間を観察することは極めてむずかしい。また、これを観察できたとしても崩壊前の土質構造は崩壊後の状況から推定する外はない。このため、土研、新潟試験所において2種の室内実験装置を作り、実験による崩壊前、後の移動などを観察した。実験装置の1つは、滑動力を順次増加させるもので、これは実験土層の傾斜を増加させることによってえられ、また、他の1つは底面の摩擦抵抗を減少させるもので、これは、一定傾斜の実験土層の底面の一部から水をだすことによってえることができる。すなわち、前者は2-1の斜面の変形速度についてのべた、滑動力の増加に相当し、後者は摩擦抵抗力の減少に相当する。この実験方法は極めて成功率が高く、ダイヤルゲージによる変位測定、水の滲透の状況などを観察することができ、ある限定された条件のもとでの地すべり、崩壊の解析のための有益な資料をうることができた。

2-8 斜面の安定化工法

地すべり、崩壊の対策工法の決定は供給的な手法にたよることが多い。この報告においては第2章にのべた斜面の変形、破壊の概念をとり入れ、土の性質の改良工法、構造物による力学的安定工法、斜面保護でのそれぞれの意味を説明した。たとえば、図-6.11においては滑動力と抵抗力が斜面内において一様でないとき、これを抑止するための構造物の必要な抵抗力を求めるための説明をした。

TM-86 FT-1 F-6

3. おわりに

自然斜面の地すべり、崩壊による被害は年々多数発生し、この上、道路、宅地造成などにもなる人工斜面における事故は漸増の傾向にある。

自然斜面の構成は複雑であり、斜面の勾配や植生が外観上、同一とみなされるものであってもその内部構成は同一ではない。斜面の土質構成がそれぞれ異なっているとすれば、地すべり、または崩壊を一般的な問題として解決をすることは困難となるが、これら地すべり、崩壊の斜面にはいくつかの共通した要素をもっている。この報告は主として北陸地方の地すべり、崩壊の調査結果から、これらの土質構成、移動量などについて土質力学的ないくつかの考察を行ったものである。また、室内崩壊発生装置を作り、いくつかの条件の中での崩壊の観察も併せて行った。この結果、複雑な斜面の変形、破壊現象を単純化し、これらを説明した。

この報告の中で、いくつかの提案を試みたが、概念的な説明にとどまり、これを定量的にするまでに至っていないものもある。これらについては今後の調査をまたねばならない。

地すべり、崩壊現象に対する一般的要望として、これらの予知の問題があり、この一般的な考え方をこの報告の中で示したが、これの正確さを追求することは、丁度壁にはられたピラが何時はがれて落下するかを取り扱う問題と共通している。この場合、ノリの劣化速度を定量的に求めなければならないが、これを求めることは大きな困難をともなう。斜面の破壊の予知をとり扱うときは、このような困難性のある程度覚悟しなければならないだろう。

この報告は地すべり、崩壊現象の一面を説明するにとどまったが、2項にのべた幾つかの問題を明らかにすることができた。これらが、今後の対策のための手がかりとなれば幸いである。また、この報告に対する大方の御叱正をいただき、今後より良いものにしてゆきたい。

最後に、この報告の作成に当って御指導を賜わった、日大 最上教授に厚くお礼を申し上げる。また 千葉工大 永盛教授 京大 福尾助教授からは有益な忠告と助言を載いた。土研 新潟試験所の高野前所長 酒井 中村 各研究員、白石一夫 山田曙 白石吉信 清水清文の各技官らの労におうことが多いことを附記し謝意を表する。

昭和48年3月

山下 宏

TM-86 FT-1 F-7

第一章 地すべり、崩壊の形態とその事例

TM-86 .FI-1 .F- 8

現場事例と実験による地すべり，崩壊斜面の変形，破壊について

第1章 地すべり，崩壊の形態とその事例

1. はじめに……地すべりと崩壊（がけ崩れ）
2. 地すべりの形態
3. 地すべり，崩壊の一般的要因
4. 月別の地すべり崩壊の発生件数
5. 地すべりの地域分布
6. 地すべり対策事業の推移
7. 崩壊（がけ崩れ）の統計
8. 各地の地すべり，崩壊の事例
9. まとめ

第2章 地すべり，崩壊の力学的な一般問題

1. 斜面のつり合い
 - i) クーロン，スエーデンの円弧法について
 - ii) Mohrの応力円
2. 完全破壊と弾性領域内の変形
3. すべり面，または破壊面について
4. 地すべり土塊が基盤を境界として滑動する場合の安定
 - i) 斜面末端部に支えのないとき ($\sigma = 0$)
 - ii) 斜面末端部に支えがあり，この点の変位はないとき ($u = 0$)
5. 地すべり土塊および境界面の滑材を圧縮セン断変形体とみなしたときの変形とその速度
 - i) 境界面の滑材がセン断変形するとき
 - (1) 滑動力 T は摩擦抵抗力 τ_0 より小で， τ_0 が時間経過により τ_1 に減少するときの変位量，速度
 - (2) 滑動力 T は摩擦抵抗力 τ_{0y} より小で，滑動力が $T + \Delta T$ となったときの変位量，および速度
 - ii) 地すべり土塊を圧縮体とするときの変位と破壊およびその時間
6. 侵食，滲透，地下水などの影響による斜面のつり合い
 - i) 斜面における水の収支
 - ii) 浸透水を考えたときの斜面のつり合い
7. まとめ

TM-86 FT-1 F-9

第3章 猿供養寺地すべりと法面切取工事中の事故例について

(その1) 猿供養寺地すべり

1. 猿供養寺 地すべりの周辺の概要
2. 黒色泥岩地帯
3. 猿供養寺地すべりの概要
4. 土研試験地(第2緩斜面)について
5. 試験地の土質構成
6. 試験地のすべり面について
7. 試験地における移動量について
 - i) 移動計による計測
 - ii) 三角測量による計測
8. 移動量から求めた歪速度について
(各期間における歪速度と応力の増加速度の関係)
9. まとめ

(その2) 道路の法面切取工事作業中の急激な崩壊事故例について

1. はじめに
2. 崩壊箇所の概要
3. 被害の状況
4. 崩壊斜面の土質構成について
5. 層の節理間のすべり抵抗試験
6. まとめ

第4章 急傾斜地の崩壊と親不知地区の状況

1. 急斜面の崩壊
2. 親不知地区
 - i) 親不知地区の災害
 - ii) 親不知地区の地層
 - iii) 大型セン断試験機による崩積土の強度試験
3. まとめ

第5章 地すべり、崩壊の室内実験とその考察

(その1) 室内地すべり発生装置とその観測測定結果について

1. 地すべり発生装置の目的

TM-86 FT-1 F 10

2. 過去における斜面破壊実験の種類
3. 本実験装置の説明
4. 装置の力学的モデル
5. 実験条件
6. 移動量について
7. 各条件の破壊の形
8. 斜面末端部の破壊について
 - i) 受働部分のつり合い
 - ii) モールの円による解析
 - iii) Trial Wedge 法による解析
9. まとめ

(その2) 斜面崩壊装置による実験結果

1. 斜面崩壊実験装置
2. 実験装置の構造
3. 実験の力学的モデル
4. 実験条件
5. 崩壊および滲透水の状況
6. 斜面のつり合い
 - i) 受働破壊について
 - ii) 底面すべり破壊

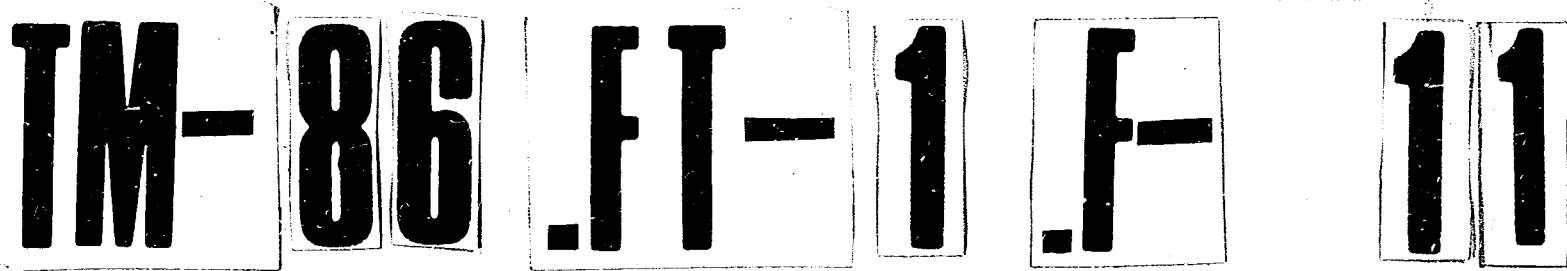
第6章 安定化工法

1. 地すべり安定化工法の計画についての基本的態度
2. 斜面内の歪の発生
3. 安定化工法
 - i) 土の性質改良による安定化工法
 - ii) 構造物による力学的安定化工法
 - iii) 斜面保護工

参考文献

附 録

1. 妙高温泉地すべりとこれに伴なう山津波の発生当時の目撃者の話から
2. 地すべり地に生きる古老たちの話から



第一章 地すべり、崩壊の形態とその事例

1. はじめに……………地すべりと崩壊 (かけ崩れ)

地すべりと崩壊の区別の定義については過去においてそれぞれの専門家達の間で多くの発表があり現在においてもこれらの定義は統一されていない。一般的には地すべりは緩慢で断続的な移動を示すものであり、崩壊は急速な移動で明らかな破壊の形をするものとされているが、緩慢な移動をしていた斜面が急激に破壊に至ることもあり、また急激な破壊後、その崩れた土砂が長い年月にわたって緩慢な移動を続けているものもあり、地すべり、崩壊を言葉で単純に定義することは難かしい。斜面の変位、およびその速度はその斜面を構成している土や岩などの力学特性と応力状態の変化によるもので、これらは降雨、降雪、その他の自然条件に影響されるもので、その現象は極めて複雑である。

アメリカの山くずれ調査委員会の分類では、運動速度、その外観上から崩落 (fall)、滑落 (slide)、流動 (flow) の3つに大別し、それぞれの複合型に分けている。

崩落とは運動する物質が、主として空气中を自由落下、転動、躍動などの形で急速に落下するもので、運動中に構成要素間の相互作用による抵抗力は全く、あるいはほとんど働かない。

滑落は1個あるいは数個のスベリ面におけるセン断破壊によって生じるもので、運動する物質はあまり変形しないとき、砕かれてしまうときがあるが、運動のエネルギーは大部分スベリ面におけるセン断破壊に費されてしまう。

流動は運動が粘性流体の運動と類似した形で行なわれ、運動する物質内ではスベリ面は認められないが位置による運動速度に差があり、不動部分との境界は明瞭である。運動に対する抵抗力は境界面のみならず、運動物質内部においても働いている。

運動速度は崩落で1m/min以上、滑落は1m/minから1m/10year、流動は1m/secから1m/year程度とされている。

山岳の谷間から発し、遂には海にそそぐ、大河の道順をたどると、河川の形態も極めて複雑であり、古い歴史をもったこの研究においても単純化された現象としてのとらえ方をしている。地すべりの移動、崩壊の現象の研究はそれ程、長い歴史をもっておらず、今後、計測手段等の開発にまたなければならない分野も多い。このような時、地すべりの研究、およびその解明に当っては複雑な現象を単純化することから初められるべきであろう。幾多のそして複雑な自然状態は、それぞれ独立して発生するものでなく、極めて密接な関係をもつものであり、一つ一つの事象をとり出して地すべり全体の説明をするには困難をとまらう。

すなわち、一つ的事象が直ちに地すべりを生起するものではなく、複雑にからみあった数多くの因子がかさなり合って初めて地すべり、崩壊を発生させるものである。ここでは統計的、経験的な説明でその原因を捕らう必要もあろう。何故ならば、我々は現在、地すべりの持つ特性をすべて計量的に測定することは無理であるからである。地すべりの解明はその対策にもつながるものであり、対策を施すためにはその応力関係を求めることが必要であろう。

TM-86 FT-1 F-12

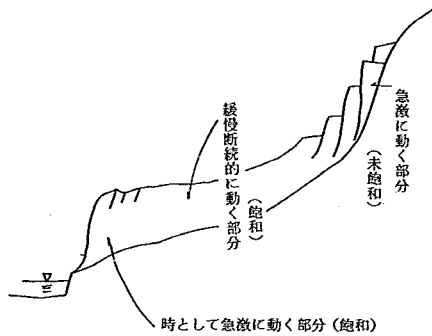


図-1.1 急速度と緩速度の運動をしている自然斜面

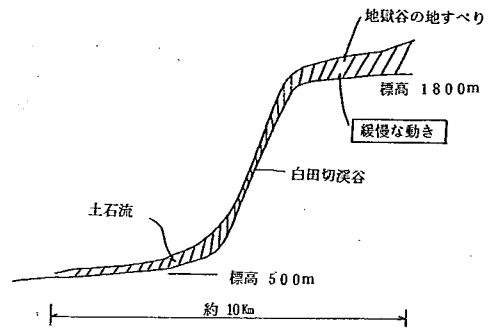


図-1.2 緩速度から急速度に運動をした斜面(地すべり→土石流)妙高山

図-1.1は地すべり斜面の一例を示したもので、このように上部に滑落崖があり、これは急激な運動をするときがあり、中間部には甚だゆっくりとした運動をする部分がある。この上部、滑落崖の斜面傾斜は大で、これに比較し、中間部の傾斜は小である。この急傾斜の部分の構成材料はかなり乱されていて、しかも未飽和か、クラックなどの発生が多くみられる。このような乾燥した、または乱された材料は降雨や融水により含水比が簡単に上り、その滑り抵抗力が急激に低下しやすい。一方、中間部の材料はほとんど飽和しており、短時間のうちに水の滲透を許すことがないため、滑り抵抗力の減少速度は上部に比して小である。上部滑落崖の部分も密度が大ききしっかりしたもので構成されていれば、降雨などにより、短時間のうちの急激な斜面の破壊はない。

このように斜面の破壊が、急激か否かは、その斜面を構成している材料が降水の影響を直接受けるものか否かによって決まる。これを斜面材料を飽和しているものか、未飽和のものかに区別して説明することが可能であろう。一般に急斜面ほど排水が良く、太陽、風などによる乾燥を受け易いので未飽和部分が多い。これが一旦、降雨を受けると浸潤し、滑り抵抗が急激に低下し、かつ、飽和状態となれば、地表水が増大し、侵食作用を激しく受ける。同一斜面でも飽和部分と未飽和部分とがあり、単一ではない、斜面の破壊を考えるときは厳密にはこれらの複合したものとするべきであろう。

TM-86 FT-1 F-13

2, 地すべりの形態

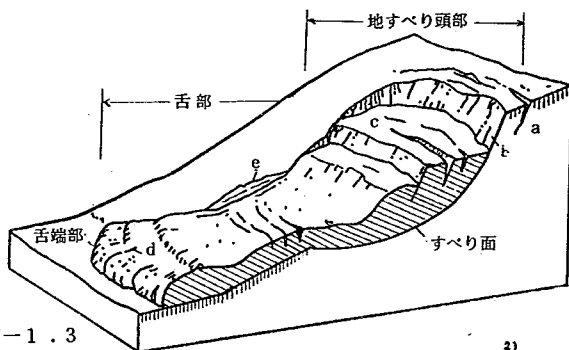


図-1.3

地すべりの主要部分と特有のクラック (Varnes より一部変更)
 a - 半月状クラック、b - 頭部滑落崖、c - 横断クラック
 d - 放射状クラック、e - 側方尾根 (ridge)

図-1.3は地すべりにみられる最も一般的な説明のための図である。この図において頭部、舌部、舌端部の3部に大別することができる。このうち頭部は一種のせん断破壊とみられる滑落崖があり、その上部および下部にはクラックの発生がある。

このクラックは滑落時より時間がたつにしたがって植物の生育、雨水などによる埋没などで次第に明瞭でなくなってくる。一般的に頭部の土質構成は破碎岩などを含んだ荒々しい感じのもので、これ

に比して舌部の土質構成は細粒のものを多く含んでいる。活動中の地すべりでの舌部では、横クラック、または縦クラックを見ることができる。これらの頭部、舌部には、北陸地方においては、カヤ、ススキ、またはツタの類が繁茂していることが多い。

舌端部は普通その勾配は頭部、舌部に比して小であり、所によっては盛り上がった感じのところがある。舌部と舌端部の接続点は凹地となっている場合も多い。この舌端部には、田を作っているところが多く、一般にこれを千枚田とよんでいて、非常に小さい区画の田が段をなしている。

地すべりの延長は数kmに達する大規模なものも珍らしくない。しかし、図-1.3にみられるような形の破壊は盛土の法面、法肩などでもみられる。これらの小さな破壊も頭部、中間部(舌部)、末端部(舌端部)に区別することはそれ程、困難ではない。このような形を観察してみると頭部の土質は割合堅く、末端部にゆく程、その土質は軟かい。崩れた直後、中間部、または末端部でかすかに流動していることを認めることができる。このような現象は大規模な数kmにも及ぶものでも同じような傾向をもっていて、地すべりでは伸縮計などによって計測すると継続的に移動があることを知ることができる。新潟県、猿供養寺地すべりの舌部は昭和44年ごろまで年間20~30cm移動していた。しかし45年ごろより移動が激しくなって同じ地点で、50~300cm移動するようになった。

最近、建設工事の規模、速度が急激に増大し、自然斜面上における切取、盛土が行なわれ、このため斜面の安定を乱し、被害をもたらしているものも少なくない。自然斜面における地すべりの研究、調査はこれらの対策の上からも緊急性の最も高いものの一つとして上げられる。

TM-86 FT-1 F-14

3. 地すべり崩壊の一般的要因

地すべりに似た一般用語で崩壊がある。地すべりと崩壊の定義づけは専門家達の間でいろいろな説明がなされているが、未だに定説とみなされるまでには至っていない。地すべりにしても崩壊にしても斜面の安定が崩れることで、これは斜面が重力の影響によって下方に移動しようとしておりこれを支える斜面の構成材料である土または岩の抵抗力が小となった場合に発生するものである。この抵抗力は一般には摩擦、せん断力などが上げられる。

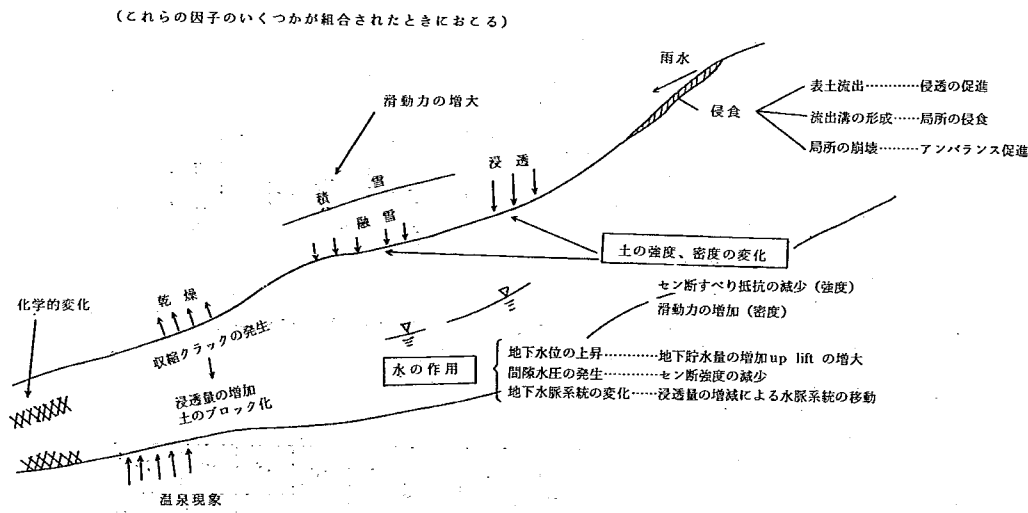


図-1.4 地すべり崩壊を発生させる外的自然要因

斜面が重力の影響をうけて下方に移動しようとする力を滑動力 T とすれば、これは下むきの力であり、これを支えようとする抵抗力、 R は上むきの力である。抵抗力 R 、滑動力 T の関係と移動については次章でのべる。

図-1.4において抵抗力 R が小となる外的条件をあげた。万物は永久不変なものはありません。斜面を構成している土や岩も自然界のいろいろな現象によってその性質が変わってゆく。図-1.4において抵抗力を減少させるものとして、雨水の侵食、浸透、積雪の浸透、地下水の作用、乾燥、収縮などによるもの、この外に水、空気、または土や岩に含まれている化学物質による変質などが考えられる。

また、人為的要因としては、斜面上の切取、盛土など斜面の安定を乱すものが上げられる。

TM-86 FT-1 F-15

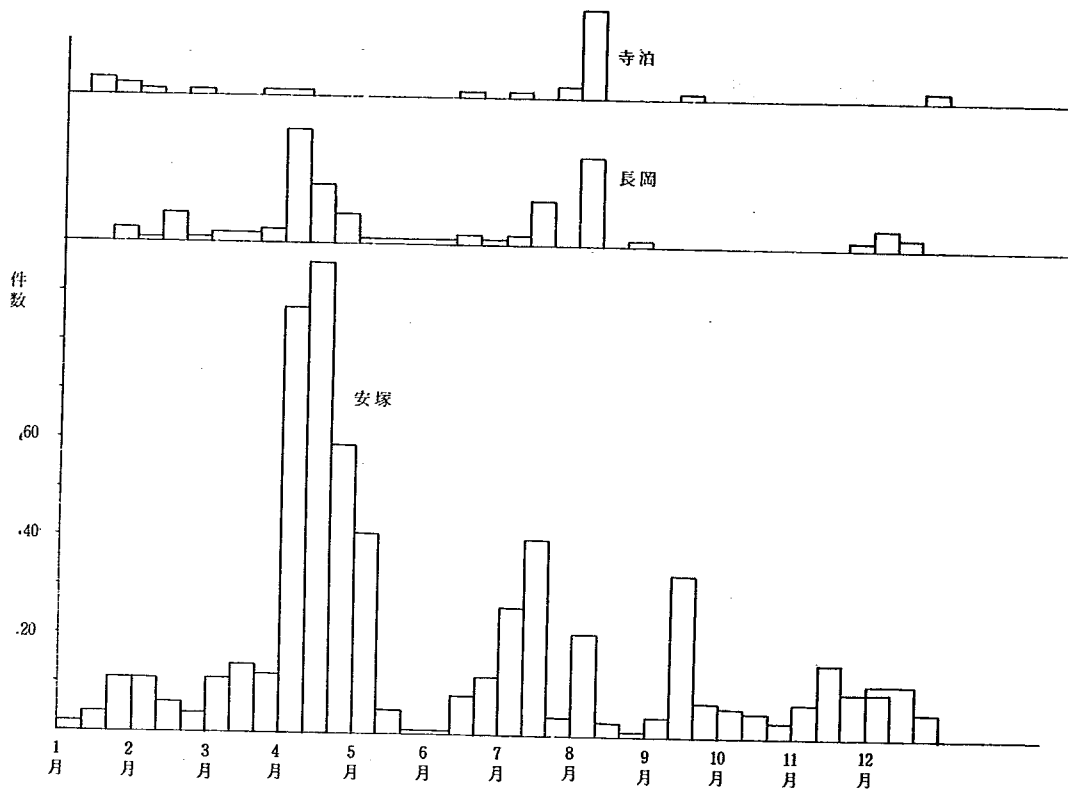


図-1.5 新潟県、寺泊、長岡、安塚における地すべりの月別発生
(昭和36年1月～昭和46年12月)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
S. 24~33	31	24	84	100	24	7	21	6	28	12	62	67	466
%	6.5	5.2	18.0	21.5	5.2	1.5	4.5	1.3	6.0	2.6	13.3	14.4	100

表-1.1 新潟県における月別地すべり発生数

4. 月別の地すべり崩壊の発生件数

図-1.5, 表-1.1 に月別の地すべり崩壊の発生件数を示した。新潟県で発生している件数の最も多い月は3.4.5月で、これは融雪期の時期であり、次いで集中豪雨、台風などの発生する7.8月、また、初冬の11.12月の長雨の時期である。これらの統計が示すように明らかに降水、融雪が地すべりの発生と密接な関係がある。

TM-86.FT-1.F-16

5. 地すべりの地域分布

地すべりの地域分布は図-1.6に示す。これを各県別にみると新潟、長野が最も多く徳島、兵庫、長崎がこれに次ぐ。これらの数県で全国地すべり発生件数の70%以上にも達する。

図-1.7は全国でも地すべりの最も密度の高い北陸地方の分布図である。これを大別すれば信濃川の東、魚沼地方、信濃川と高田にはさまれた東、中頸城地方、高田の西と糸魚川を含む西頸城地方、長野県の姫川をはさんだ北西地方などが代表され、富山県、石川県の一部にもある。

このうち、東・中頸城地方はこの地域全体が地すべり地区と呼んでよい程で、完全に安定している山を探すのに苦勞するほどである。

四国地方の地すべり分布は吉野川、鮎喰川から祖谷川流域にかけて最も多く、これらは中央構造線とほぼ一致している。

九州地方では長崎県北部から佐賀県にかけて地すべりが多く、一般的に北松型地すべりと呼ばれる特異なもので、第三紀層の地すべりとしては移動速度が比較的早い。筑後川流域、別府、鹿児島、宮崎県の南部海岸などにもその発生がみられる。

これらの北陸、四国、九州の外にも地すべりは存在するが、その密度は比較的小である。

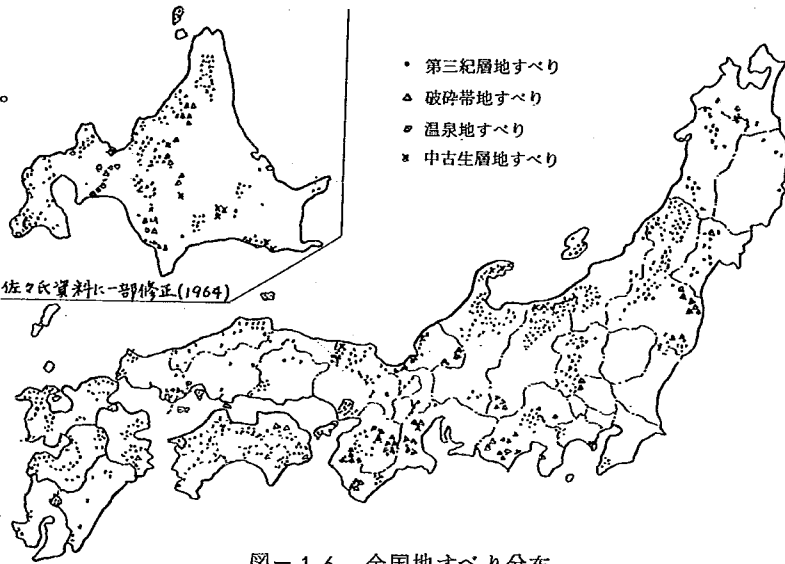


図-1.6 全国地すべり分布

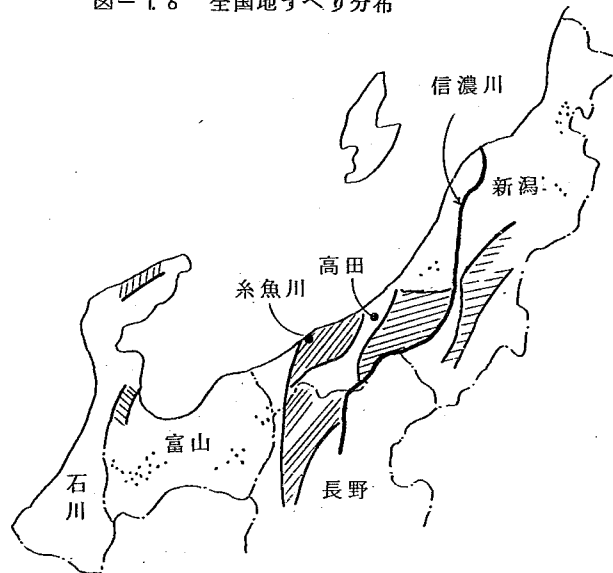


図-1.7 北陸地方の地すべり分布

TM-86 FT-1 F-17

6. 地すべり対策事業の推移

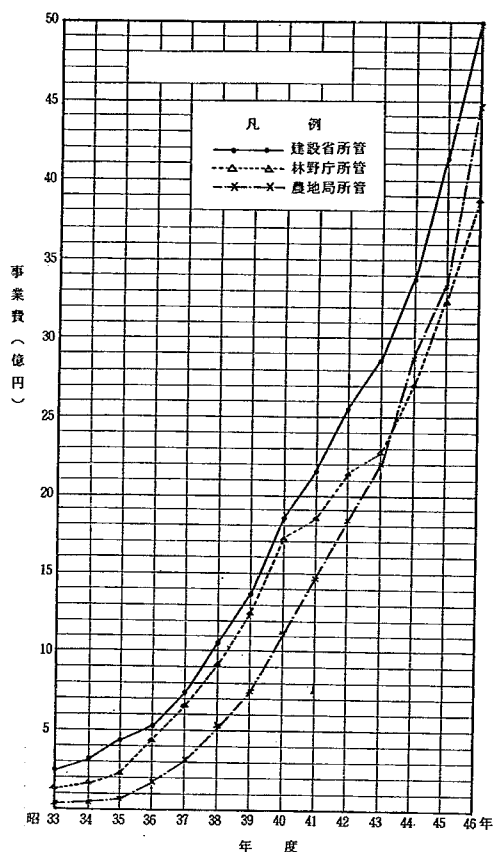


図-1.8 地すべり対策事業の推移²⁷⁾

昭和33年、このような地すべりによる被害を背景として、新たに地すべり等防止法が制定され国が初めてその対策工事を行なうことになった。図-1.8に地すべり等防止法が制定されてからの対策事業費の推移を示したが、当初、2~3億の規模で発足したものが、昭和46年においては建設省 50億、農地局 45億、林野庁 39億円の支出をみている。地すべりを防止するためには巨額の費用を要するものであり、これらの効率化のために調査設計、対策工事の研究が益々必要となろう。

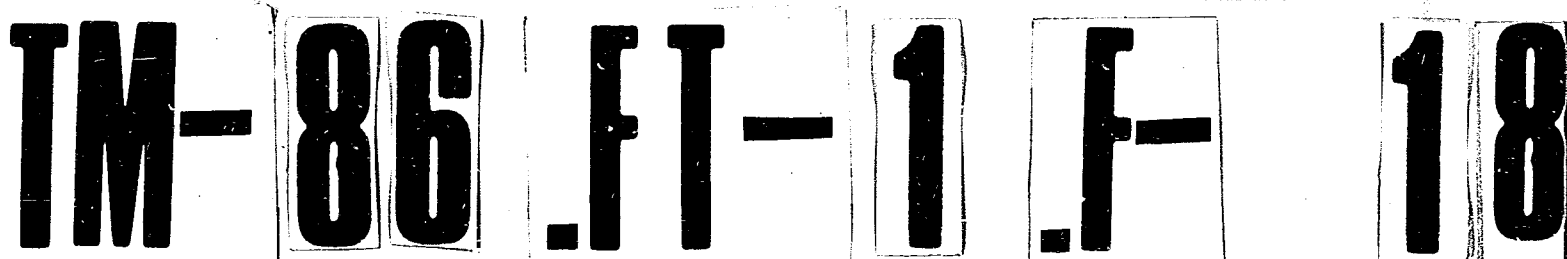
7. 崩壊 (がけ崩れ) の統計

最近、急傾斜地の崩壊による災害が目立って増えつつあり、災害の箇所は宅地造成地区、国道などで多い。これは我が国の地形、降雨量の特殊性に影響されるもので、国土の約80%が山地で占められ、年間の降雨量が1,500mmをこえ、その上、台風、集中豪雨にみまわれる頻度が高い。

地すべり発生の多い地方を歩くとかなり古い時代から、いろいろの工事が農民の手で行なわれたと考えられるものを見ることができる。これらの対策工事は法面に柵をくんだり、排水を図ったり、ときには松丸太を打ちこんだりするものでこれらは大規模のものではないが、その時代の人々が地すべりの対策に苦慮していたことを示すものであろう。

地すべり対策として国が予算を計上するようになったのは昭和に入ってからでそれ以前は治水事業の一環としての長野県の茶臼山などの溪流工事の例にみられるようなもので、本格的に地すべり対策事業として行なったものは殆んどなかった。

戦後、昭和22年5月、能生谷の地すべりでは国道、国鉄、民家に大きな被害をあたえ、さらに昭和32年7月には佐賀、熊本などに集中豪雨による地すべり崖くずれがあり、大きな被害をもたらした。



国道の改良、新設は最初、平地部の都市部を中心として進められ、遂時、これの整備が整えられるにつれて横断、縦断道路の建設にうつりつつあり、必然的に山岳、丘陵地帯の切り取りが進められるようになってきた。また、旧来、宅地は自然条件の整ったところに位置していたが、機械化が進められた大規模な開発も可能となり、住宅の後背地に大きな切り取り、盛土ができるようになった。このような自然条件、および建設の進捗度などのために崩壊による被害が多発する傾向にある。

発生年月日	原因	被害地域	個所数 (個所)	死者 (人)	負傷者 (人)	全壊 (戸)	半壊 (戸)
33. 9.25~27	狩野川台風	神奈川・東京	1,443	93 (1196)	142 (1814)	426	448
36. 6.27~29	梅雨前線	神奈川・静岡 長野・兵庫等	863	55 (407)	65 (1158)	282	429
41. 6.22	梅雨前線	鹿児島	37	2	12	10	9
41. 6.27~28	台風4号	関東・東北	1,390	58	89	113	126
41. 7.7~9	梅雨前線	鹿児島	44	15	666	71	64
42. 7.8~9	台風7号・ 梅雨前線	西日本	3,050	146 (379)	67 (1297)	313	294
42. 8.10~11	梅雨前線	羽越地方	108	5 (142)	2 (139)	1	1
42.10.27~28	台風34号	和歌山	255	7	4	3	22
43. 2.21	えびの地震	宮崎		2	7	1	—
43. 5	十勝沖地震	岩手・青森		—	—	7	19
43. 8	台風10号	愛知・静岡 長野・石川		1	18	10	42
44.6.29~7.11	梅雨前線	鹿児島・宮崎	69	73 (89)	184	237	284
45. 7.1	〃	千葉・神奈川	36	18	5	18	20

()は急傾斜地の崩壊を含めた全数

表-1.2 最近の急傾斜地崩壊による被害⁵²⁾

表-1.2に昭和33年より45年に至る間の崩壊による災害の主なものを揚げたが、ほとんど毎年、多くの悲惨な死者を出している。

建設省、地すべり対策室、土研、急傾斜地崩壊研究室が昭和47年に全国的にかけくずれの実態を調査したので、これに基づいて全国的な傾向をつぎにのべる。なお、調査箇所件数は190である。

表-1.3 斜面構成土質別崩壊発生頻度

記号	斜面構成土質	個数	構成率%
1.	表土	103	54.2
2.	崩積土	27	14.2
3.	火山碎屑物	12	6.3
4.	段丘堆積物	7	3.7
5.	強風化岩	23	12.1
6.	岩(I)	6	3.1
7.	岩(II)	12	6.3
	計	190	100

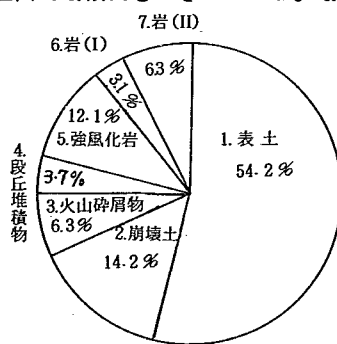


表-1.3、図-1.9は災害発生斜面の土質構成を分類したもので、最も多いのは表土で、次が崩積土、火山碎屑物などの順になっている。表土と崩積土の発生頻度の合計は68.4%でその大部分を占めている。

図-1.9 斜面構成土質別崩壊発生頻度

TM-86.FT-1.F-19

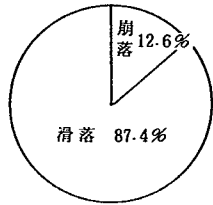


図-1.10 崩落・滑落別の崩壊発生頻度

崩壊斜面の地質区分を図-1.11のように9つに分類した結果、水成堆積岩類の地域で、全体の42%を占め極めて多い。しかし、この分類に属する地域は広範にわたるので、特にこの地域で崩壊が起りやすいということにはならない。

不安定土塊が落下する崩落型と、境界面沿いにすべり落ちる滑落型とを比べると図-1.10のように滑落型が圧倒的に多く全体の87%を占めている。一般に滑落型は表土、崩積土に極めて多く、岩で構成されている斜面では崩落型も少なくない。

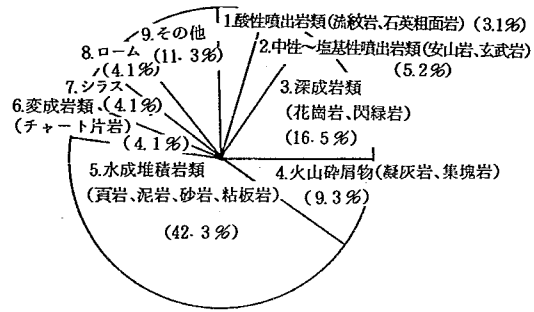


図-1.11 地質区分別崩壊発生頻度

図-1.12、13は崩壊箇所199例の植生別の発生頻度をもとめたもので、広葉樹斜面で最も多く、40%、次いで針葉樹、草地に多い。これも広葉樹の植生地域が広く分布しているからで、これから崩壊の起りやすさの判定はできない。図-1.13において崩落型と滑落型の植生による割合をみれば全体を通して滑落型が大部分で、竹斜面ではすべて滑落型であった。

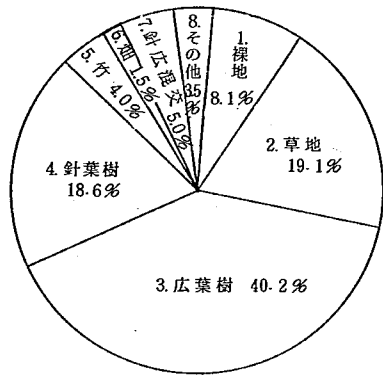


図-1.12 植生区分別崩壊発生頻度

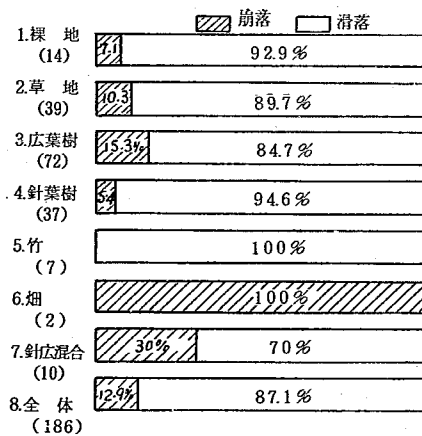
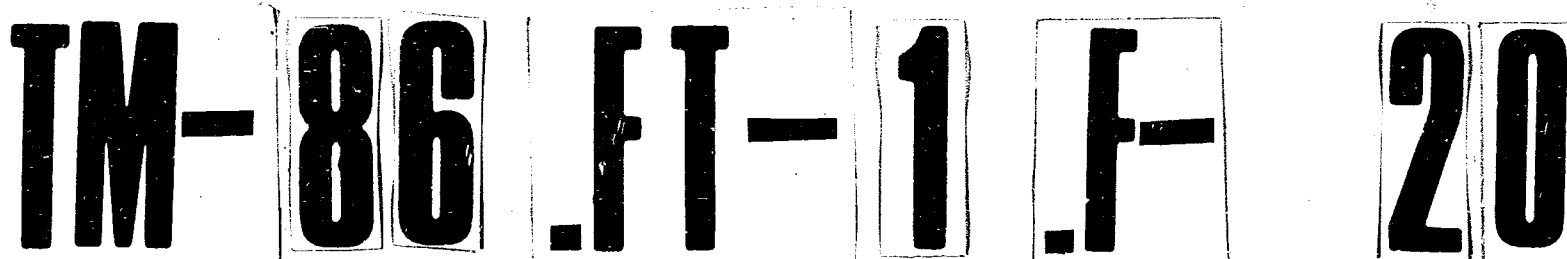


図-1.13 植生区分毎の崩壊様式の発生頻度 (%)



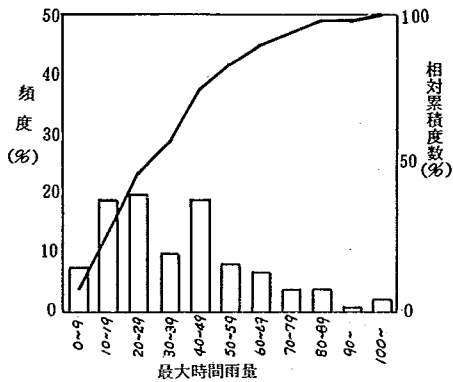


図-1.14 最大時間雨量、頻度

がけ崩れの最も大きな要因は降雨であるが、降雨強度、降雨総量などに影響がある。図-1.14に最大時間雨量と発生頻度の統計を示した。この図より最大時間雨量10~50mmの間で最も頻度が高く、50mmをこす雨量の回数は少ないので、これに伴いがけずれの発生も少ない。時間雨量10mm以下の降雨回数が極めて多いのにもかかわらず、がけ崩れの発生件数はこれに比して少なく、時間雨量20mmをこすような降雨の時からがけ崩れが多発すると考えてよい。

図-1.15に24時間雨量と発生頻度を示したが、この図よりがけ崩れは100~150mmの間で最も多い。

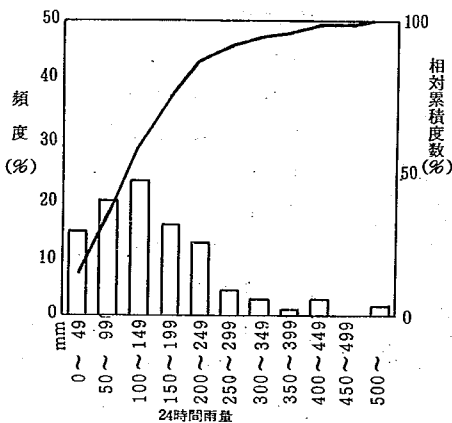


図-1.15 24時間雨量、頻度

図-1.16には傾斜角度と頻度を示した。40~50°において最も頻度が高く、これを頂点として両側に正規分布に近い形をした発生がみられる。

図-1.17は崩壊斜面での過去の発生回数であるが、この図で過去に1回も発生しないところに起きているのが75%で、がけ崩れ対策のむずかしさを示している。

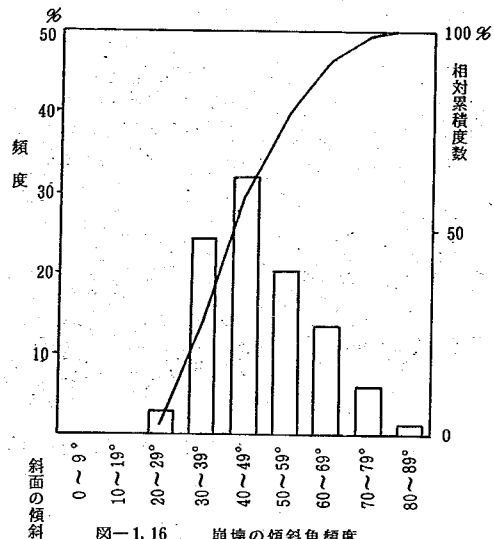


図-1.16 崩壊の傾斜角頻度

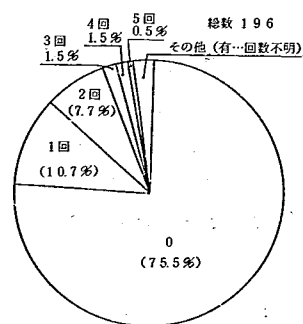


図-1.17 過去の崩壊の回数

TM-86 FT-1 F-21

8. 各地の地すべり崩壊の事例

地球の歴史の中に激しい造山運動の時期があったことを肯定することができれば、逆にこれらが平坦化しようとする運動もあることを知ることができる。平坦化しようとする現象は造山運動のような激しいものでなく、現に我々の身近にそのいくつかの現象をみつけることができる。その微少な現象は庭先の砂山が流れだして崩れてゆくのも、これらの一つであろう。また、登山などでは急な崖の斜面から落石があることをしばしば見ることができ、現に富士山の大沢くずれなどはその例の一つであろう。このように平坦化しようとする傾向は、斜面の形をもつものなら、重力の作用によってすべてのものに適用される。大沢くずれの斜面の崩れを巨視的にみれば、すでに図-1.4で



写真-1.1 山岳の崩壊（立山連山の一部）

説明したような降水、風などの作用で斜面を構成している岩や土砂などの附着力が減少し、その自重の斜面方向の力を支えることができなくなりつつあるからである。この場合の崩れとは斜面全体を指さなくともよく斜面を構成している小石や土塊にもあてはめることができる。

写真-1.1に山岳の崩壊の一例として立山連山の一部を示した。この斜面をみると年々崩壊をくり返し、多量の土砂を下流に流下させている。斜面の強度の弱い部分から崩れ、その沢が大になるにつ

れて残された峰もその安定を失いつつある。また斜面から崩れた土砂は一時、末端部に停滞しているが、多量の降雨などの際に再び下流に流出している。

写真-1.2は山腹斜面の崩れの一例として示したもので、この斜面は山の中心部の石灰石を採取した結果、側方の斜面が乱され崩壊が続いているもので、これは写真-1.1に示したような自然現象によるものでなく、人為的なものによって発生したものである。

自然斜面の崩壊または地すべり現象は自然現象のみでなく人為的な切取などによっても斜面の平衡が破れ発生することがある。ことに最近は土木工事の規模が大きくなったため人為的なものも珍らしくない。

TM-86 FT-1 F-22

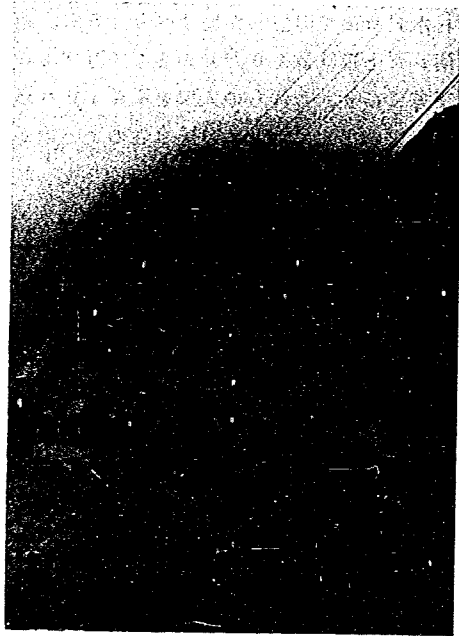


写真-1.2
山腹斜面の崩壊（親不知附近）



写真-1.3 新潟県広神村水沢新田の地すべり
（昭和44年4月26日）

TM-86 FT-1 F-23

写真-1.3は昭和44年4月26日、新潟県広神村水沢新田で発生した地すべりである。地すべりの滑落崖は高さ50~60mで、その幅は約250m、崩れた土量は数10万 m^3 から100万 m^3 もあったと推定される。人家は崩壊箇所より沢ぞいに300m下方にあり、これらの人家を厚さ10m以上の土で覆い、住民8名がこのために死亡した。この山の土質の主体はわりあい透水性のよい細かい単一な粒子からなる砂で、その下層には青粘土の層も見られた。



写真-1.4 妙高山、地獄谷の地すべりの初期段階の地すべり（昭和46年8月うつす）

写真-1.4に示した地すべりは、妙高山、地獄谷の一部で、この撮影時は昭和46年8月でかなりの地表変動がみられた。その後、同年12月31日、大規模な地すべりが発生し、これが溪谷づたいに流下し、土石流となって下流部の橋梁、家屋などに被害をおよぼし、幼児1名が死亡した。これは温泉地すべりと称される地すべりに属する。この発生時の模様の目撃者の観察は附録に記した。

TM-86 .FT-1 .F-24



写真-1.5 新潟、富山県境 親不知地区における崩壊と列車の埋没
(昭和44年9月17日)

新潟県と富山県の境界にある親不知地区は延長約12 Km, 古くから交通の難所として知られているところである。地質的には糸魚川-静岡を結ぶ構造線に属する地域で、海岸線は急峻な数100 mの高さの急斜面がせまり、落石、斜面の崩壊などの事故がしばしば発生している。国道、国鉄ともにこの斜面にそって走っているため、写真-1.5、1.6に示したような事故もある。

この親不知については第3章で説明する。



写真-1.6 土石流で破壊された橋

TM-86 FT-1 F-25

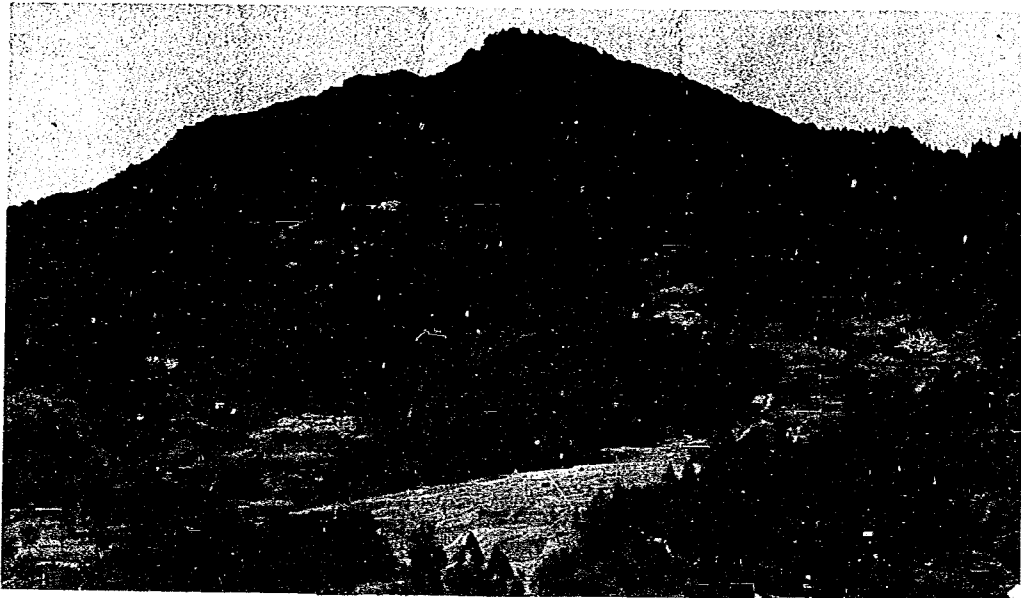


写真-1.7 新潟県板倉町、猿供養寺地すべりの全景
(非常に緩慢な移動がつづいている)



写真-1.8
地すべり地帯とその民家

写真-1.7に示した猿供養寺の地すべりは、これまで示した崩壊例と異なり、年間20~300cmという、比較的ゆっくりとした速度で地表が動いているものである。写真について説明すれば中央の山が丈ヶ山、海拔572mで、その南斜面である斜面中央の林は、不動地として考えられるところで、それをはさんで両側に地すべりの帯がある。すなわち、写真の草地として見られるのがそれである。この猿供養寺の地すべりについては第3章において詳しく説明する。

写真-1.8に示した箇所は写真-1.7に示した猿供養寺より数kmしか離れていないところで、一般に東、中頸城郡の地すべり地帯として知られている。地すべり地帯にも民家は点在し、それらは比較的安全な箇所を選定しているが、時として崩壊にさらされることもある。

慢性的な動きの地層上にも民家はありこのような家の柱は真直ぐなものはなく、土台は年がたつにつれて動き、これがため土台石を年々平衡に保つために入れてゆくのでだん

だん高くなっているものもある。



写真-1.9 富山県、高岡市の土砂採取場で発生した崩壊

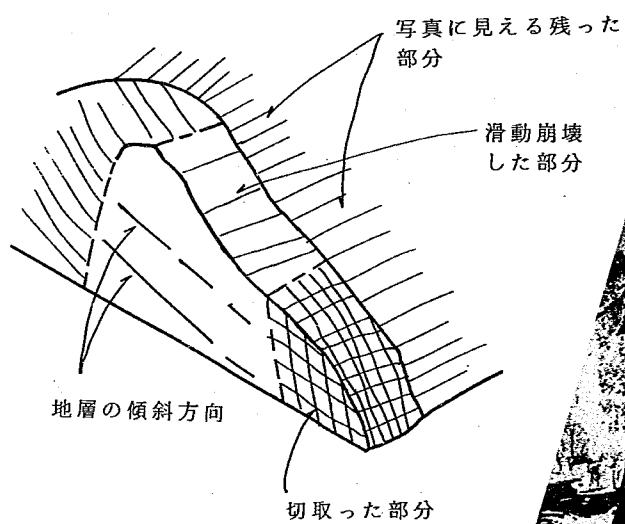


図-1.18 写真-1.10の崩壊の説明

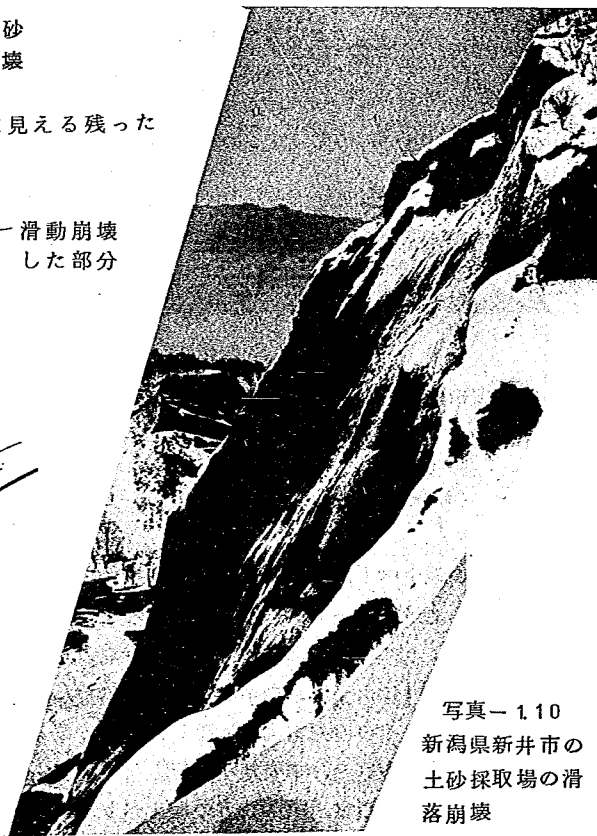


写真-1.10
新潟県新井市の土砂採取場の滑
落崩壊
(高さ約80m)

TM-86.FT-1.F-27

写真-1.1~1.8のうち写真-1.2を除いたものはすべて自然斜面の地すべり、崩壊などの破壊現象で、自然要因によって地すべり崩壊を生じたものであるが、写真-1.9および1.10は、大規模な土砂採取現場で生じた破壊である。写真-1.9は富山県高岡市の土砂採取現場で昭和46年11月に発生した。この現場は図-1.18で説明したように山腹末端部分の土砂を多量にとったために全体の平衡が破れ、後背地の地山が地層傾斜にそって破壊したものでその量は約30万 m^3 であった。現存する斜面から観察するとその主体は若干粘土を含んだ山砂で、層と層の間には薄い白あるいは青い粘土の層がみられる。このような粘土層を滑剤としてすべったものと思われる。

写真-1.10も土砂採取現場で、その高さは約80 m 、切りりの平均勾配は60~80°である。斜面の主構成は多量の砂利、礫を含んだ良質のもので、これらはふるい分け、洗滌されて販売されている。斜面の末端部をえぐったため斜面が崩れたものである。



写真-1.11
山岳道路切り取りによって現われた地層の傾斜
(切取高約50 m)
新潟県新井市大毛無山

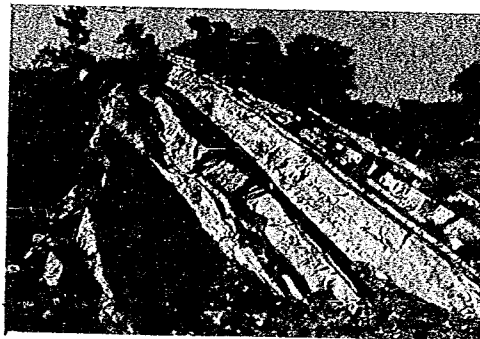


写真-1.12
砂岩の傾斜層
軟かい層は既に崩れ落ちている
新潟県新井市大毛無山

いくつかの地すべり、崩壊の事例を写真によって説明したが、これらの観察を行なってみると、その殆んどが地層の傾斜方向にむかって落ちていることが判った。すなわち、図-1.18の富山県の崩壊で示したように地層の傾斜方向、流れ盤の方向の安定を乱すことが、山の破壊の大きな原因となる。写真-1.11に山岳道路の切り取り斜面を示した。これが崩壊に至らないのはその切り取りを流れ盤の方向でなく、その直角方向に施工したためである。この斜面の高さは約50 m あり、この切り取りが流れの方向であれば、不安定な状態となったであろう。

新潟県の魚沼、中頸城、東頸城地方の地すべり地帯の主構成は山砂、頁岩、泥岩であり、これらの傾斜も水平でなく、ある傾斜をもっているのが普通である。これが斜面を不安定にしている原因の

TM-86 FT-1 F-28

一つに上げることができる。東京近辺の関東ローム層の斜面は、新潟県の地すべり地帯のそれに比して安定性があるということは、関東ローム層の傾斜はほとんど水平に近いということもある。

この章の中でいくつかの斜面の破壊の説明で、非常にゆっくりとした動き方と急速な崩れ方をしている例とを上げたが、これらの詳しい説明は他の章にゆづるが、概括的に、ゆっくりした動きは斜面の構成が粘土分を主体にしたところで多く、急速な動きは砂質土を主体としたところに多い。

9. ま と め

一般的には地すべりは緩慢で断続的な移動をするものであり、崩壊は急激な移動であるとされている。

斜面の変位、移動はその斜面を構成している土や岩の性質と応力状態の変化によるもので、これらは降雨、降雪、風化、その他の自然現象に影響される。これらを単純に言葉で定義することは難かしい。しかし、あえて、地すべりと崩壊の区別をするとすれば、その斜面を構成している土や岩が降水、浸透水の影響を直接うけるか否かによる。また、言葉をかえれば、水が浸透することによって、その強度が鋭敏に低下する斜面においては崩壊が生じ、浸透が除々に行なわれ、それにつれて強度が低下し、一種の圧縮変形がゆっくり進行するものを地すべりといえる。ただ、緩慢で断続的な変位移動をしていた斜面が、急激な破壊に至ることもある。

地すべり、崩壊の一般要因として、図-1.4に降水、浸透水、積雪、乾燥、化学作用等を上げ、これについての概括的な説明を示した。新潟県内における月別の発生調査統計では、融雪期の3.4.5月に最も多く、集中豪雨、台風などのある7.8月、および初冬の長雨の1.11.12月に集中している傾向がある。

がけ崩れ、崩壊のために、全国的に毎年、悲惨な死者がある。このがけ崩れの、土研急傾斜研究室の統計によれば、表土の滑落がその大部分で、地質的には水成堆積岩類に、植生的には広葉樹の斜面に発生が多いとしている。この統計の中では降雨強度との相関についてはまだ明確にされていない。

北陸地方は地すべりの最も頻度の高い地方で、この地方の自然斜面のそれぞれ異なった破壊の形について写真によって説明した。

TM-86.FT-1.F-29

第二章 地すべり崩壊の力学的な一般問題

TM-86 .FT-1 .F- 30

第二章 地すべり崩壊の力学的な一般問題

1. 斜面のつりあい

第1章において地すべりは斜面の構成物質、すなわち岩や土の斜面方向の力と、これを支える力との関係によるとのべた。この章ではこれらの関係について項をおって順次説明する。

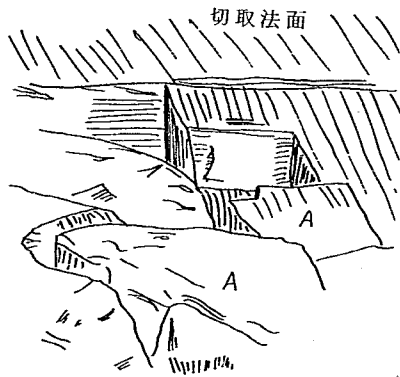


図2.1 切取法面より層状頁岩の滑脱のスケッチ

地すべり、崩壊現象を示す極めて単純なスケッチを図-2.1に揚げた。このスケッチの切取りは道路工事のものでその土層は頁岩であった。切取り後、法面を1:1の勾配で仕上げたところ、約1ヶ月後にスケッチのように一部の法面の頁岩が滑落してきた。図の中でAで示した岩が滑落したものである。頁岩は層状節理が発達しているのが普通でこの頁岩も傾斜をもつ節理が発達しており、これにそって滑落したものである。すなわち、切取りによって、今まで前面にあった抑えがなくなり、節理に水が入るなどして摩擦力が小さくなり、岩の層の傾斜方向に落ちこんだものである。

この状態は層状節理の極めて規則的で単純な現象であるが、この岩が土のような固体または粉体の中間の性質をもつものであっても同様に取扱うことができる。

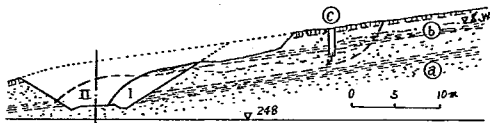


図2.2²⁾ 排水溝によって不透水性粘土層を貫くと下方の地層に、そして下部粘土層の新しい地すべり(II)の中へ水を流入さす結果となる。
a—水河堆積砂、b—粘土、c—排水溝

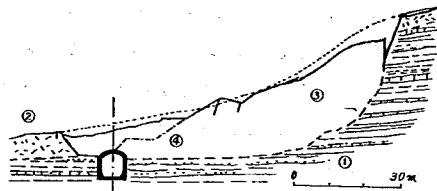


図2.3²⁾ ドイツの Spaichingen ~ Nusplingen 間の鉄道の裏込め掘削切取断面図
1—ジュラ紀の泥灰質石灰石および砂岩、2—斜面崖壁、3—滑動土塊、4—滑動前の切取斜面

図-2.1と同じような現象で、しかもその規模の大きなものは、第1章の写真例でいくつか説明して来た。V. Mencilは図解的に同様な現象をいくつか上げているが、そのうちの2例を図-2.2、2.3に示した。これらもある層での破壊を単的に示している。

TM-86 FT-1 F-31

i) クーロン、Swedishの円弧法について

斜面上のつり合いを単純に説明するために図-2.4を示した。この図のように斜面上で重量 W の物体が静止している場合、斜面にそり物体をすべらそうとする力は、 $T=W \sin \theta$ で、斜面に垂直な力は $P=W \cos \theta$ である。滑動力 T と抵抗力 R とがこの図の下図のようにつり合っていれば静止しているが、 F がこれより小となればすべり出す。

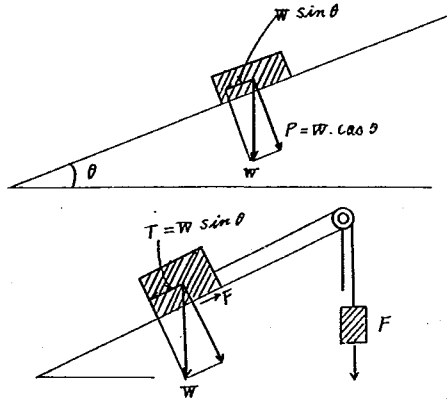


図-2.4 斜面上のつり合い

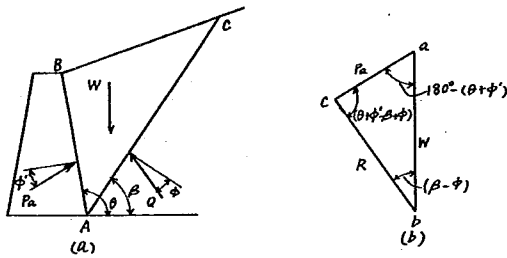


図-2.5 クーロンの土圧 18

斜面内の安定を検討するとき、そのスベリ破壊線を直線とすれば、図-2.5のクーロンの方法と全く同じである。すなわち、図-2.6において斜面上の抵抗力を R としたとき、そのスベリ面の角度 β をいろいろ変えて、そのときの抵抗力 R と滑動力 $W \sin \beta$ の比の最も小さい状態について検討を行ない、この比が1.0よりも小になれば不安定とする。

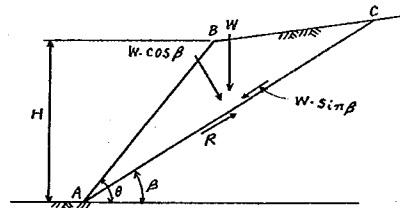


図-2.6 直線スベリ面の斜面の安定

Swedish法と呼ばれる斜面の安定解析法は破壊線の形を曲線とし、その安定を検討する方法でその原理的な説明は図-2.7によって

C : 土の粘着力 ϕ : 土の内部摩擦角としたとき。

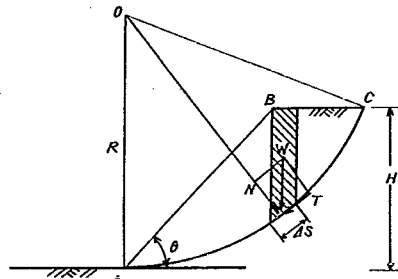


図-2.7 Swedish法

TM-86 FT-1 F-32

安全率 F は

$$F = \frac{\sum RN \tan \phi + \sum RC \Delta S}{\sum RT} = \frac{\tan \phi \sum N + C \sum \Delta S}{\sum T}$$

円弧の長さを L とすれば

$$F = \frac{\tan \phi \sum N + CL}{\sum T}$$

上式を検討すれば、仮想破壊線 AC にその抵抗力と滑動力との比となり、これは全く図-2.6のクーロンの方法と同じになる。

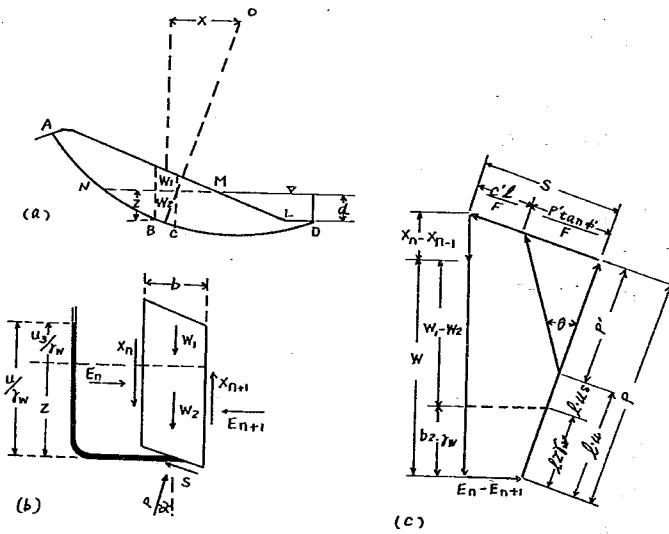


図-2.8 水面下の斜面の安定 (33)

Swedish法に間隙水圧の影響を入れた方法の一例として、A.W.BISHOPの法を図-2.8に示した。

この方法は水面下にある土の抵抗は間隙水圧によって低下することを示したもので、Swedish法の原理とほとんど同じである。

クーロン、Swedish法などの原理的な説明を行なって来たが、これらの斜面構成はほぼ均一とみなされるときの状態を取扱っている。図-2.9に示した斜面の安定の検討は基盤内に軟弱層のある場合で、主動部、中央部の滑動力と受働部の抵抗力のつり合いを求めている。地すべりでは、この図の軟弱層に相当する部分があると考えられる場合が多く、この考え方は参考になる。

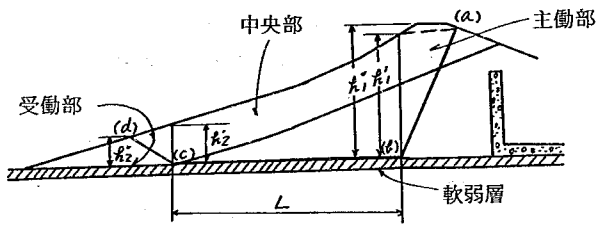


図-2.9 基盤に軟弱層のあるときの斜面の安定 (44)

TM-86 FT-1 F-33

ii) Mohr の応力円

Mohr の応力円による斜面の安定解析もクーロン、円弧すべり法によるものも根本的には大きな差はないが、これによれば図式的に極めて簡単に安定解析をすることができるので便利である。

斜面中のある深度の微小物体を考えると x 方向、 y 方向から力を受けている。その一例として図-2.10 のような $a b c d$ 物体の x 方向に P_x 、 y 方向に P_y なる引張力が働いている場合の $b c$ 断面における垂直応力、接線応力を考えていく。図-2.10 で $c d$ 、 $b d$ 断面にかかる P_x 、 P_y それぞれの応力を σ_x 、 σ_y とすると $b c$ 断面上の x 、 y 方向の応力は $\sigma_x \sin \theta$ 、 $\sigma_y \cos \theta$ となる。図-2.10 では断面上の x 、 y 方向の応力と分力を示す。ここで、 $b c$ 断面における垂直、接線方向の分力を求めると、

$\sigma_x \sin \theta$ の分力

$$\text{垂直応力 } \sigma_x \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta$$

$$\text{接線応力 } \sigma_x \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta = \frac{1}{2} \sigma_x \cdot \sin 2\theta$$

$\sigma_y \cos \theta$ の分力

$$\text{垂直応力 } \sigma_y \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta = \sigma_y \cdot \cos^2 \theta$$

$$\text{接線応力 } \sigma_y \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta = \frac{1}{2} \sigma_y \cdot \sin 2\theta$$

これから、 $b c$ 断面における垂直応力 σ_θ 接線応力 τ_θ を求めると

$$\sigma_\theta = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot \cos^2 \theta \quad \dots\dots (2.1)$$

$$\tau_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta \quad \dots\dots (2.2)$$

(2.1)、(2.2) 式を 2 乗して辺々加えると

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2$$

この式は

中心 $\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, 0\right)$ 半径 $\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}$ の円を表わす。

これを Mohr の応力円とよぶ。

図-2.11 において Mohr の破壊説にしたがえばすべり面の方向 $(M \cdot OP)$ は最大主応力の方向 $(P \cdot OP)$ と $\frac{\pi}{4} \pm \frac{\phi}{2}$ の角をなすことがわかっているから、最大主応力の方向と斜面表面となす角 θ_y が深さ h の関数として求まれば、すべり面が斜面表面となす角は、 $(\theta_y - \alpha)$ 、 $\alpha = \frac{\pi}{4} \pm \frac{\phi}{2}$ となり、すべり面を決定することが出来る。

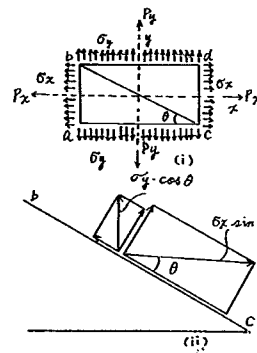


図-2.10

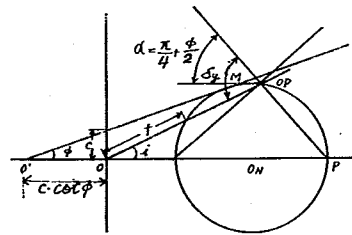


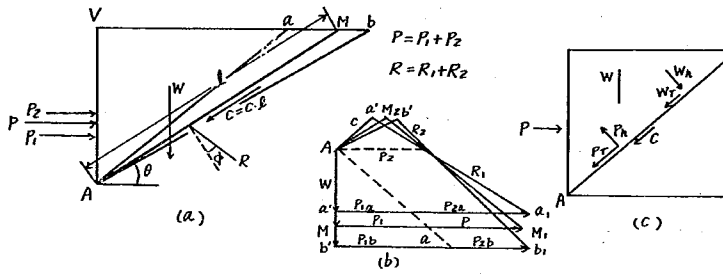
図-2.11

TM-86 FT-1 F-34

iii) Trial Wedge による方法

この方法はランキンあるいはクーロン状態の両方に適用でき、計算方法は試行面にそった摩擦力とせん断力に対するクーロン公式に含まれる粘着力の影響を考慮に入れてある。

図-2.12(a)は半無限長の斜面を横方向に圧縮した場合、また回転運動をした時の受働応力状態を示す。



図でAMはクサビAVMが押し上げられるさいに生じた破壊面を示し、その限界はクーロンの法則によるとAV面に働く反力 P_1 、AM面に働く反力 R_1 とクサビAVMの自重 W とは力の三角形によって閉合する(図-2.12(b)△AMa)。

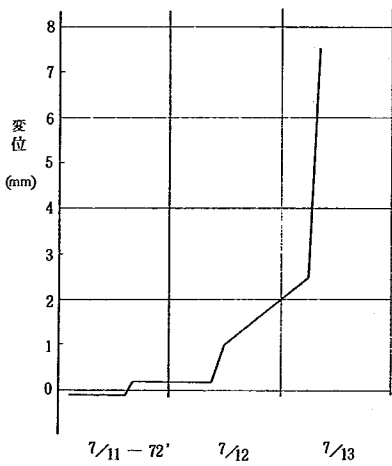
図-2.12

これに粘着力を考慮に入れた場合、クサビの重量とは無関係に P_2 を求め多角形を閉合することができる。図-2.12(b)

ここで、図-2.12(c)に破壊面AMにおける摩擦力の釣合式を考えると

$$(W_t + P_t + C) = \mu (W_h + P_h) \quad \mu ; \text{AM面の内部摩擦係数 } (\tan \phi)$$

となりの最小値が受働土圧を示す。すなわち、図-2.12(a)、で破壊面AMの前後にAa、Ab面を考え多角形を作図するとAa面の受働土圧は $P_a = P_1 a + P_2 a$ またAb面では $P_1 b + P_2 b$ となり、この図から $P_a > P_b > P$ となりPは受働土圧の値となり、その時のAM面は破壊面を示す。



急速度の崩壊 (急速移動型)

図-2.13
(国道117号 切取現場の観測)

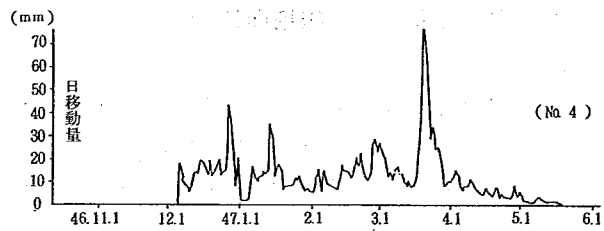


図-2.14 緩慢、断続型の地すべり
(猿供養寺での観測)

TM-86 FT-1 F-35

2. 完全破壊と弾性領域内の変形

前項では斜面の安定についてクーロン、Swedish法などの原理的な説明を行なった。これらの方法は滑動力と抵抗力の比を求め、その比の最小、または1.0以下になる仮想スベリ面で破壊が生じるとしている。図-2.13をみてみよう。この図はある切取現場で切取斜面高約12mの崩壊前よりダイアルゲージで崩壊に至るまでの移動変位を測定したものであるが、7月12日までに約2.5mmの変位が測定され、7月13日に急速に崩壊した。この例の崩壊は極めて明瞭であり、完全破壊の形をとっているため、クーロンなどの原理的な説明が適用されよう。図-2.14は猿供養寺の昭和46年11月より47年6月に至る間のある地点の日移動量を示したもので、緩慢な移動を示しその速度はバラツキがある。このような小さな移動、および速度では斜面の変位はあっても破壊とみなすには至っておらず、一種の変形と考えてよい。このような移動を示す斜面の安定はクーロンなどの方法のみでは説明することは出来ず、これを変形の一形態と考えれば斜面構成材料の応力-歪特性から考察を進める必要がある。

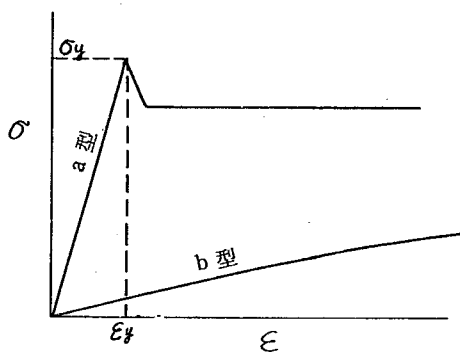


図-2.15 応力-歪特性

図-2.15は応力-歪の関係を示す図で、その中で、a、bの2種の材料を示した。a型は剛性の大きなもの、b型は軟かいものである。a型はその極限の破壊力 σ_y に比して破壊時の歪は ϵ_y は小である。これは図-2.13の現象とみなせる。また、b型は応力 σ に対して歪 ϵ は鋭敏で、その変化も大である。すなわち、応力 σ が少し増大してもその変位量は大きくなる。

これは図-2.14の型に適用できるかもしれない。この場合は完全破壊でなく、一種の弾性領域内の変形とみなせる。これらについては4項においてのべる。

3. すべり面または破壊面について

盛土、基礎地盤などの安定を検討する上でそのすべり面、いかえれば破壊線の推定は最も重要なことの一つであるがこれを決定することは最も困難な事項である。斜面のつり合いの問題としてその破壊線の決定については既に第2項においてクーロン、スウェーデンの円弧法およびMohrの円による解析法などを説明して来た。これらの理論はほぼ均一な強度の材料で構成されている。斜面の破壊線は滑動力と抵抗力の比の最小のところを通るものとしている。地すべり斜面の安定についてしばしば円弧すべり法による検討を行なっているが、その斜面において円弧すべりの形をとるといふ推定、ないしは事実があるとしたとき始めてこれの適用が可能である。しかし、地すべり斜面においては斜面長が数100mないしは数kmという延長を取扱うことが多く、これらの解析に円弧

TM-86 FT-1 F-36

すべり法を用いることは、斜面を含んだ山全体の安定を検討するようになる。また、これを避けるために長大な半径を用いようとすれば、その円弧は直線に近くなり、円弧すべり法を用いた利点が失われてしまう。

クーロン、円弧すべり法においては前述のように滑動力と抵抗力の比が最小の線を破壊線とするが、斜面材料内部において明らかに強度の最も小さな部分があり、これがある連続をなしていると思なすことができればこの部分を通る線が滑動力と抵抗力の比が最小となるはずであり、この線を通るすべり面を想定しても以上の理論とは矛盾しない。

斜面をほぼ均一とみなしうるケースと、ある部分で明らかに抵抗力が小さくしかもこれが連続していると考えられるケースとは、確率的にどちらが多いだろうか。地すべりにおいては第1章における事例、または数多くの文献などから地質または土質構造の境界線を通ると考えられる破壊が多い。クーロンの理論が適用できる条件として土の強度は深さに比例して大となるという仮定がある。地すべり地として有名な新潟県魚沼地方の山は砂質系であり、この強度は極めて大で、現にほとんど垂直に切り立っている崖がしばしばみられる。また、新潟県十日町附近は泥岩ないしは頁岩で構成され、未風化のこれらの岩の強度は大である。このような魚沼、十日町近辺においても地すべり、崩壊の事例が多いことは斜面内部に弱い層の存在ないし発生があるものと考えざるを得ない。いかえれば自然、または人為的条件によりこの弱い層を境とした滑動力と抵抗力のバランスが失われた結果発生するとみることが可能であろう。

関東ローム層はその強度は小さい方に属する土質であるとされているが、関東地方は北陸地方に比して地すべりは非常に少ない。関東ローム層の大規模な切取現場の断面をみると層の発達はあまり顕著でなく、しかもその層は水平的である。これに反して北陸地方の層は層の発達が明瞭で、しばしば傾斜している。そして地すべりは層の傾斜の方向に発生していると考えられるケースが多い。

このように経験的または事例的に地すべり、崩壊は内部の強度の弱い層を境界面として発生するとみなせる。この章の4・5項の安定の検討はこのような事項をもととして説明を行なった。

4. 地すべり土塊が基盤を境界として活動する場合の安定

地すべりは斜面構成を均一として考えるよりもある地質、土質的境界面で破壊すると考えられる事例が少なくないことをこれまでの章、項において説明して来た。この項では地すべり土塊または層がある傾斜をもった境界面上での安定について説明する。後述する第6項の変位および速度の項では地すべり土塊を一種の弾性圧縮体とみなし、これの変位、速度を応力との関係において説明しているが、この項では地すべり土塊は剛性とみなし、変位はないものとし、変形、変位は地すべり土塊と下部基盤上との間にある滑材により発生するものとしている。この滑材は地すべり土層を調査するとならばしばしば見出せるもので、猿供養寺地すべりにおいては4～5 mの崩積粘土と基盤の黒色泥岩との間に2～5 cmのネトリしたグリス状のすべり粘土層がある。種々の観測の結果、この地すべりはこの粘土を境界として変位、移動をしているとみなせる。また、このように明瞭なすべり粘土層が存在しない場合も少なくはないが、層状節理をもつ頁岩ではその節理を境として、また

TM-86 FT-1 F-37

砂層と粘土層での接触面を境として破壊が発生している場合も多い。この項では繁雑さを避ける意味においてすべり層の厚さを無視した取扱いをしているが、これを厚さをもつ層の中でのセン断、変位としての取扱いも容易に応用することはできる。

半無限長斜面の解析は既往の文献にみられるが、半無限斜面とみなしうる斜面は斜面各部の応力が平衡状態でなければならず、このような仮定を満足する斜面は多くない。この項では簡単な応力の平衡方程式、および図解法より有限長斜面の安定についてのべる。

図-2.16に示す有限長斜面を想定したとき、ある斜面長 x から L までの区間での平衡条件式は

$$\begin{aligned} \gamma_t &: \text{土の密度} \quad b : \text{厚さ}, \tau_b : \text{底面抵抗}, \tau_o : \text{上載荷重}, \sigma : \text{滑動力} \\ \sigma_o &: L \text{点における反力} \\ b_o + (L-x) \tau_b &= b_o + W \sin \theta + (L-x) \tau_o \\ &= b\sigma + \gamma_t \cdot b \cdot (L-x) \sin \theta + (L-x) \tau_o \\ &= b\sigma + (L-x) \{ \gamma_t b \sin \theta + \tau_o \} \dots\dots\dots (2.3) \end{aligned}$$

i) 斜面末端部に支えのないとき ($\sigma_o = 0$)

図-2.16において斜面の L の点が最末端部の場合、たとえば、川であったり、または切取りを行なったときがこれに相当する。このときの条件式は(2.3)式の $\sigma_o = 0$ として

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{b} \{ (L-x) \tau_b - \{ (L-x) (\gamma_t \cdot b \cdot \sin \theta + \tau_o) \} \} \\ &= (L-x) \left\{ \frac{\tau_b}{b} - \{ \gamma_t \sin \theta + \frac{\tau_o}{b} \} \right\} \dots\dots\dots (2.4) \end{aligned}$$

または $\sigma = \int_x^L \left\{ \frac{\tau_b}{b} - \{ \gamma_t \cdot \sin \theta + \frac{\tau_o}{b} \} \right\} dx \dots\dots\dots (2.5)$

(2.5)式の関係は図-2.17、斜面の安定($\sigma_o = 0$ のとき)のようになる。この図について説明すると、変形しないブロック $T_1, T_2 \dots T_i$ 、それぞれの抵抗力 $T_{b1}, T_{b2} \dots T_{bi}$ があり、下端支持のないとき、すなわち $\sigma_o = 0$ のときは、滑動力、抵抗力ともに斜面で一様であれば、(a)図のようになり

$$\begin{aligned} \text{安定のとき} & \quad \frac{R-T}{b\sigma} > 1 \\ \text{不安定のとき} & \quad \frac{R-T}{b\sigma} \leq 1 \end{aligned}$$

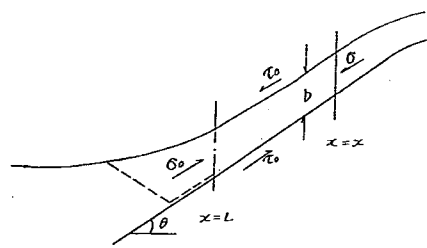


図-2.16 斜面の安定のための要素

TM-86 FT-1 F-38

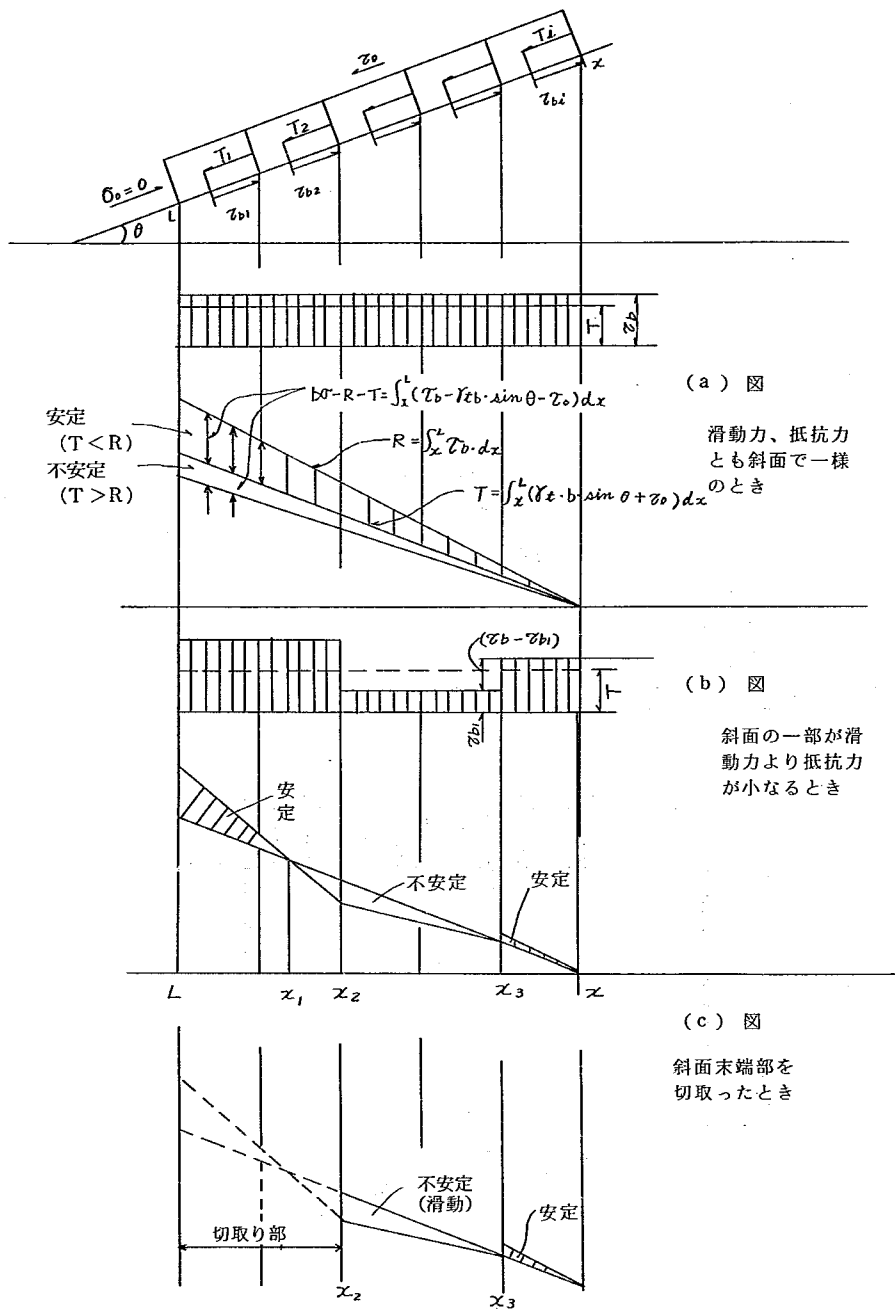


図-2.17 斜面の安定 ($\sigma_0 = 0$ のとき)

TM-86 FT-1 F 39

また、斜面の一部が滑動力より抵抗力が小の場合は(b)図に示すようになる。この図では $x=x_2$ と $x=x_3$ の間で当初の τ_b より τ_{b1} に減少すると、この区間で不安定となり、 x_3 の点では引張りを生じる。また、弾性限界内ではこの $x_1 \dots\dots\dots x_3$ の間では圧縮が生ずる。

次に末端部を切取ったときの状態は(c)図のようになり、 τ_{b1} 、 τ_{b2} の抵抗力が0となったために x_2 — x_3 は不安定で滑動する。しかし x_3 より上部の区間は安定状態にある。このように有限長斜面の滑動応力、 σ は式(2.3)または(2.4)より求めることができ、図解法によっても確かめられることができる。

ii) 斜面末端部に支えがあり、この点の変位はないとき ($u=0$)

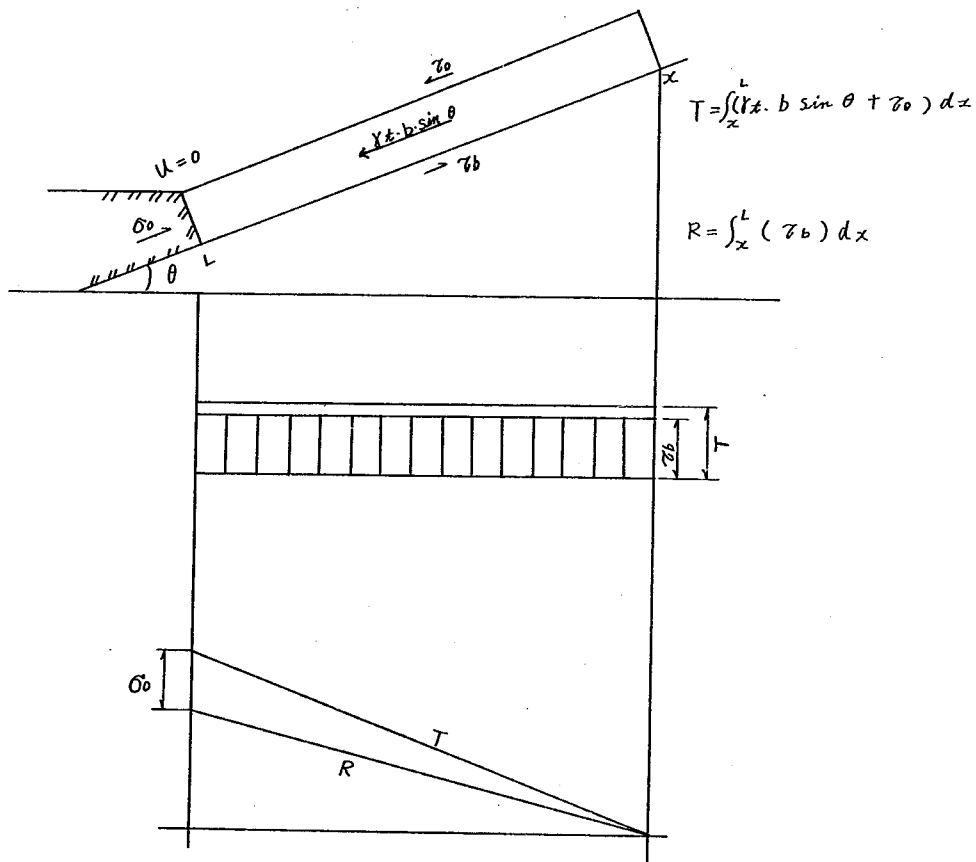


図-2.18 斜面の安定 ($u=0$ のとき)

TM-86 FT-1 F-40

この項では斜面末端に支えがあり、この点における変位がないときの安定についてのべる。この状態は斜面末端部に十分な岩層、または厚く、そして長い土層、もしくは巨大な擁壁のある場合などがこれに相当する。このときの条件式は(2.3)式と全く同様に

$$b\sigma_0 + (L-x)\tau_0 = b\sigma + (L-x) \{ \gamma t \cdot b \cdot \sin\theta + \tau_0 \}$$

$$\sigma = \sigma_0 + \int_x^L \left\{ \frac{\tau_0}{b} - \{ \gamma t \sin\theta + \frac{\tau_0}{b} \} \right\} dx \dots \dots \dots (2.6)$$

となる。これらの関係は図-2.18に示した。

5. 地すべり土塊および境界面の滑材を圧縮せん断変形体とみなした時の変形とその速度

物体が斜面上にあるとき、その自重による斜面方向の力をTとし、その底面に生じる抵抗力をRとしたとき、 $T > R$ であれば完全に滑落する。これは地すべり土塊を剛性なもののみとし、その変形はないものとして取扱えば前4項の説明が適用される。物質は弾性領域内において変形するものであり、地すべりのように斜面の移動、変位を取扱う場合は、これらのことを考慮した状態を想定する必要がある。この項の i) ii) においては土塊と基盤との間にある滑材を一種の弾性体とみなしその変位量を求め、また、iii) においては斜面を構成する土塊を圧縮体と考えたときの条件を示した。

材料は応力によって変位する。またその変位速度は応力のかかる増加速度と比例すると考え、変位量が増大し、遂には破壊点に達するとして取扱った。雪斜面ではしばしば雪崩が発生する。雪崩は斜面上にある雪の滑動力とその抵抗力の関係に支配されるもので、これを観察することは地すべりの研究をする上に少なからぬヒントをあたえてくれる。雪崩は一般に急激な速度をもったものを指すが、最も多い雪斜面の変形は写真-2.1に示したようなクリープ性または圧縮性のものである。写真-2.1は融雪時に斜面末端部にかなり明瞭に発達した圧縮ひだの模様であり、写真-2.2はその接近写真である。地すべりでもこのような圧縮変形を示すケースが少なくないが、地表面には草や木があり圧縮度が小であるために雪斜面ほどに明瞭でない。

これらの写真の現象は雪は圧縮性であるために底面抵抗の減少によって発生したものである。この項ではそれらを別々に取り上げ考察しているが、実際はこれらは切りはなすことができない現象であることを記憶すべきである。いいかえれば、地すべり現象はいくつかの事象の組合わせである。

TM-86 FT-1 F-41



写真-2.1 融雪時の山裾で
みられた雪斜面末端部の
圧縮ひだ

写真-2.2 融雪時の雪斜面末端部
の圧縮ひだの接近写真

i) 境界面の滑材がせん断変形をするとき

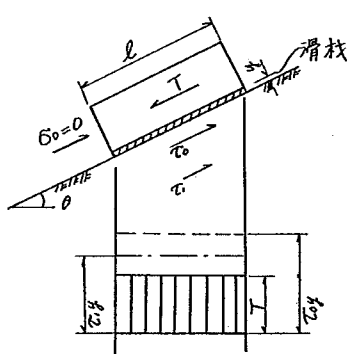


図-2.19
土塊（剛体と仮定）と
基礎との間にある滑材
を介して位置している
とき ($T < \tau_{0y}$)

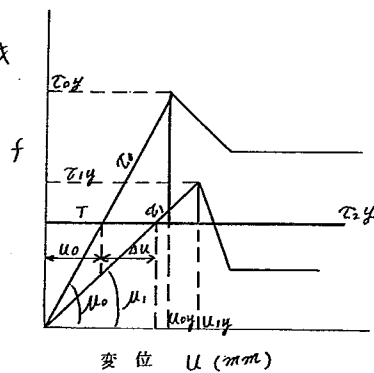


図-2.20
滑材摩擦抵抗力 τ_0 、
 τ_1 と変位 U およ
び滑動力 T の関係
($\tau_0 \rightarrow \tau_1$)

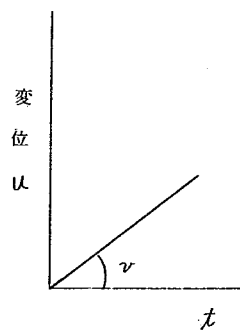


図-2.21
変位 ΔU と時間 t との
関係

i)-(1) 滑動力 T は摩擦抵抗力 τ_0 より小で、 τ_0 が時間経過により τ_1 に減少するときの変位量
速度。

TM-86 FT-1 F-42

図-2.19において剛体である滑動力 T をもつ物体が θ なる角度をもつ斜面上にあり、この物体と斜面の間には摩擦抵抗力 τ_0 の性質をもつ滑材がある。滑材は τ_0 より τ_1 に減少し、 τ_0 、 τ_1 の力と変位の関係は図-2.20に示す。また、 τ_0 より τ_1 の減少は含水比、間隙水圧の増大が考えられこの時の時間との関係は図-2.21に示す。

この条件として

$$T < \tau_1 < \tau_0$$

厳密には上の条件は最大抵抗力を τ_{1y} 、 τ_{0y} とすれば

$$T < \tau_{1y} < \tau_{0y}$$

とすべきである。図-2.20において滑動力 T は変位 u_0 でつり合っている。 τ_0 が τ_1 に減ると、 Δu がここで発生する。粘性率 $\mu = T/u$ とし、 τ_0 、 τ_1 の粘性率を μ_0 、 μ_1 とする。

滑材の厚さ y による変位 u は図-2.22により $u = Ty \tan D$ であるが $y = \text{const}$ とすれば、図-2.20により

$$u_0 = \frac{T}{\mu_0} \quad u_0 + \Delta u = \frac{T}{\mu_1} \quad (\text{ただし } y = 0 \text{ のとき } u = 0) \quad \text{-----} 2.7$$

$$\Delta u = \frac{T}{\mu_1} - u_0 = \frac{T}{\mu_1} - \frac{T}{\mu_0} = T \left(\frac{1}{\mu_1} - \frac{1}{\mu_0} \right)$$

Δu に要した時間をもとすれば図-2.21となり

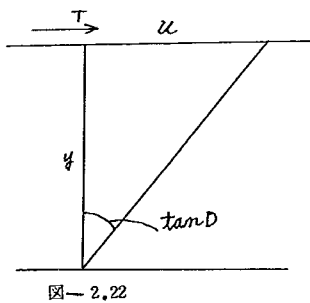


図-2.22

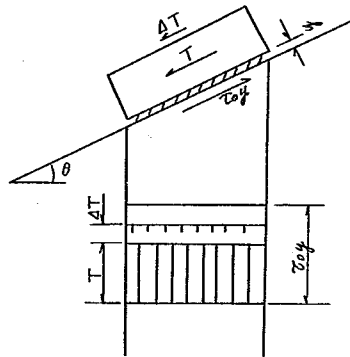


図-2.23
土塊の滑動力 ($T + \Delta T$)
<滑材の抵抗力 (τ_{0y})
のとき

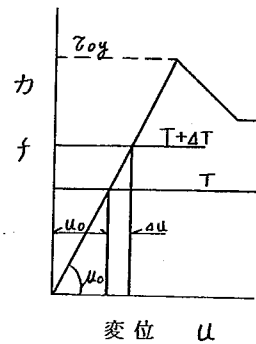


図-2.24
滑動力 $T + \Delta T$ のとき
変位 u の関係

i)-(2) 滑動力 T は摩擦抵抗力 τ_{0y} より小で、滑動力が $T + \Delta T$ となったときの変位量、および速度。

図-2.23において剛体である滑動力 T をもつ物体が θ なる角度をもつ斜面上にあり、この物体と斜面の間には τ_{0y} なる摩擦抵抗力をもつ滑材があり、その力と変位の特性は図-2.24に示す。この

TM-86 FT-1 F-43

場合、滑動力が $(T + \Delta T)$ になったときの変位とその速度をもとめる。前項(1)項は滑材の粘性率 μ_0 が μ_1 になったときを取扱ったが、この項では滑材の性質 μ_0 は一定で、滑動力が $T + \Delta T$ に変化したときの条件についてのべる。図-2.23より

$$\begin{cases} T < \tau_0, \\ T + \Delta T < \tau_0, \end{cases}$$

図-2.24において

$$\begin{aligned} u_0 &= T \frac{1}{\mu_0} \\ u_0 + \Delta u &= (T + \Delta T) \frac{1}{\mu_0} \\ \Delta u &= (T + \Delta T) \frac{1}{\mu_0} - T \frac{1}{\mu_0} = \Delta T \frac{1}{\mu_0} \quad (2.9) \end{aligned}$$

速度 v は

$$v = \frac{\Delta u}{t} = \frac{\Delta T}{t} \cdot \frac{1}{\mu_0} \quad (2.10)$$

すなわち変位速度 $\frac{\Delta u}{t}$ は滑動力の増加速度 $\Delta T/t$ とその粘性率 μ_0 に関係する。

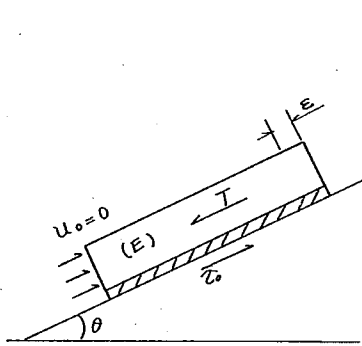


図-2.25
滑動力 $T >$ 抵抗力 R で、
滑動物体は弾性体であり
その末端の変位は零であ
るとき

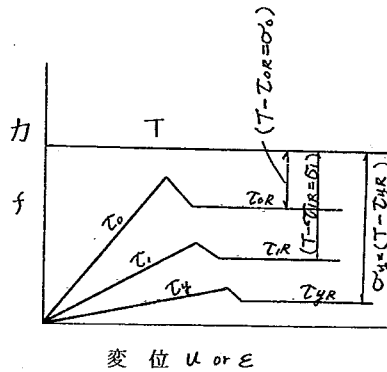


図-2.26
底面抵抗は τ_0 より τ_1
に減じたときの滑動力 T
の関係

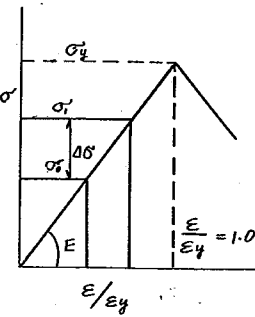


図-2.27
滑動物体の応力 σ と変位
 E/E_y との関係

ii) 地すべり土塊を圧縮体とするときの変位と破壊およびその時間

(滑動力 T は底面抵抗力 R より大で、 R は τ_0 より τ_1 に減じたとき、滑動物体は圧縮性でその末端の変位は零であるときの弾性変形量およびその速度)

前項(1)、(2)においては滑動体は剛性で、その末端は支持なしの条件についての変位およびその速度を求めた。この項では図-2.25のように末端の支持は十分でその変位はないものと仮定したときの条件についてのべる。このような条件は、斜面上にある土塊の末端が十分な擁壁または、剛な土層で支持されているときを想定している。

TM-86 FT-1 F-44

図-2.27において $E = \sigma / \frac{\epsilon}{\epsilon_y} = \frac{\sigma}{\epsilon_y} \cdot \frac{\epsilon_y}{\epsilon} = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot \frac{\epsilon_y}{1} \Rightarrow \epsilon = \frac{\sigma \cdot \epsilon_y}{E} \Rightarrow \sigma = E \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \dots\dots (2.11)$

図-2.26より $\sigma = T - R = T - \tau_{1R} \quad \sigma_1 = T - \tau_{1R}$

図-2.27と上式より $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_0 = (T - \tau_{1R}) - (T - \tau_{0R}) = \tau_{0R} - \tau_{1R}$

$\Delta\sigma$ による増加変位率 $\epsilon = \Delta\sigma \cdot \frac{\epsilon_y}{E} = (\tau_{0R} - \tau_{1R}) \cdot \frac{\epsilon_y}{E} \dots\dots (2.12)$

変位率の増加速度 v は $v = \frac{\epsilon}{t} = \frac{\Delta\sigma}{t} \cdot \frac{\epsilon_y}{E} = (\tau_{0R} - \tau_{1R}) \cdot \frac{1}{t} \cdot \frac{\epsilon_y}{E} \dots\dots (2.13)$

弾性体である滑動体の破壊応力およびその達するまでの時間、 t_y の算定 (2.11) 式より $\sigma = E \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_y}$

破壊は $\epsilon / \epsilon_y = 1.0$ すなわち $\epsilon = \epsilon_y$

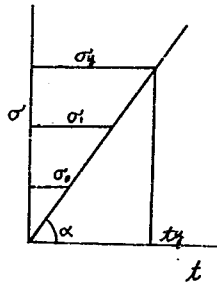


図-2.28 σ/t の関係

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_y} = \frac{\sigma}{E}$$

$$1.0 = \frac{\sigma}{E} \quad \text{すなわち } \sigma = E, \sigma - E = 0$$

図-2.27において滑動体の極限破壊は σ_y として求められているから $\sigma = \sigma_y$ となる時間を求めればよいことになる。

図-2.28において σ の増加速度 α が何んらかの方法で推定できるものとすれば

$$\sigma_y = \alpha \cdot t_y$$

$$t_y = \frac{\sigma_y}{\alpha}$$

図-2.26のように当初 $\sigma_0 = (T - \tau_{0R})$ の状態から破壊までの時間を求めるとすれば

$$t_y \cdot \frac{\sigma_y}{\alpha} = \frac{1}{\alpha} (\sigma_y - \sigma_0)$$

$$\text{これに } T = W \sin \theta \quad \tau_{0R} = (W \cos \theta \cdot \tan \phi + c)$$

$$\frac{\tau_{0R}}{\tau_{0R}} = \beta$$

$$\text{とすれば } t_y = \frac{1}{\alpha} \{ (T - \tau_{0R}) - (T - \tau_{0R}) \}$$

$$t_y = \frac{1}{\alpha} \{ W \cdot \sin \theta - (W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + c) (1 - \frac{1}{\beta}) \} \dots\dots (2.14)$$

TM-86 FT-1 F-45

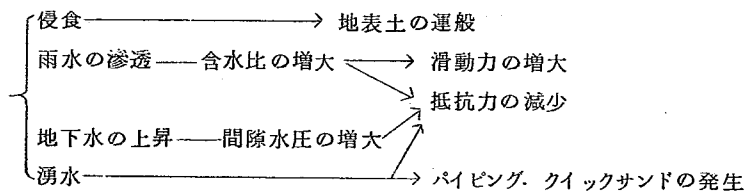
6. 侵食、浸透、地下水などの影響による斜面のつりあい



写真-2.3 崩壊後の斜面にしばしば見られる湧水

斜面の移動とこれにともなう破壊は、その斜面を構成している材料の応力-歪特性と外力との関係によって決まる。土のような自然条件の影響を受け易いものはその応力-歪特性がかわり易く、同時に外力も変化する。このような材料特性、外力を変化さす要因は、この第1章、およびこの章において説明して来たが、その最も大きなものは水、すなわち、降雨、融雪、地下水、湧水などであり、急傾斜地においては風化が考えられる。

山岳などの急勾配の長い自然斜面をみると、風化が激しい荒々しい部分、岩そのものが露出している部分、また、下部の方には土砂が堆積している部分などに別けられ、また中腹には、しばしば湧水などがみられる。このように斜面の構成は単一でなく、複雑な組合わせからなっている。これらの材料をマクロ的に分類すれば、飽和部分と、未飽和部分とに別けることができる。未飽和の土が降水、浸透を受けるとその力学的性質の変化は飽和土に比して急激である。地すべり部の最上部盛土法面、切取面、または急勾配の自然斜面の表層は、これら未飽和土で構成されている。地すべりの中間斜面は飽和された土が大部分であり、急斜面の間隙の多い土に比して降水による性質の変化は少ない。間隙のある未飽和の土に対する侵食、地下浸透水の影響と、飽和土に対するものではその影響が甚だしく異なる。



降雨または融雪水の一部は蒸発し、一部は表面を流下し、一部は地中に浸透する。

未飽和状態において浸透した水はその土の含水量を増大することになり、土の強度を低下させる。

図-2.29は斜面における浸透水の動きを示したもので、浸透した水は地下水、毛管水となり、地下水は重力の作用により土の間隙をつたわり、動水傾度の低い方へと浸透流動する。この地下水の

TM-86 FT-1 F-46

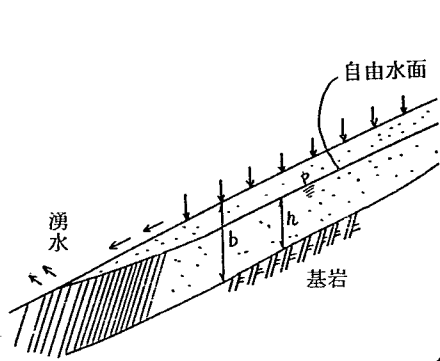


図-2.29 表層における浸透水

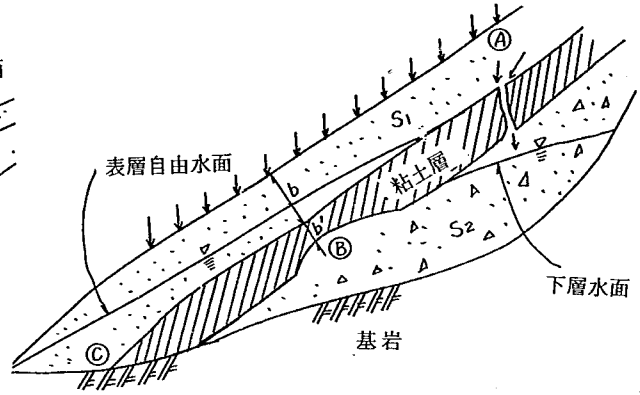


図-2.30 複合層における地下水

一部は地中を流れ、一部は湧水となる。

新潟県の地すべり地帯のうち、急激な地すべりがおこり易い地方は魚沼、糸魚川地方である。このような急激な地域の土質構成は同一土質でなく図-2.30のように粘性土、砂質土が入りこんでいる場合が多い。

地下水、貯留水は斜面の安定を破る働きをするが、斜面は長年月の間安定状態を保ってきたものであり、この量が平年的なものであれば安定を破ることはない。図-2.29のような斜面で異常な降水量のとき、地表水、地下水ともに極度に増大し安定を破るがこのような状態では斜面表層部の崩壊現象となる。しかし、数万 m^3 の崩壊を考えるとときには図-2.30のような複合層をもった斜面を考慮する必要がある。すなわち、図-2.30のような粘土層と基岩、および空隙のある上下の砂層構造をもった斜面を想定するとき、もしも、粘土層のA点が水の滲入を許さない場合は下層のS2層内に水の流入はない。長年月の間に水の侵食作用、または他の原因による粘土層の極部破壊がA点で行なわれたとすればS2層にその年だけ貯留が始まる。この場合にその水圧がB点またはC点を破壊する圧力となれば、多量の崩壊に至る。この斜面全体が急激な破壊現象となる。

これは丁度、酒樽を逆さにしたときに底になった栓が急にその圧力でぬけるような状態となるであろう。

TM-86.FT-1.F-47

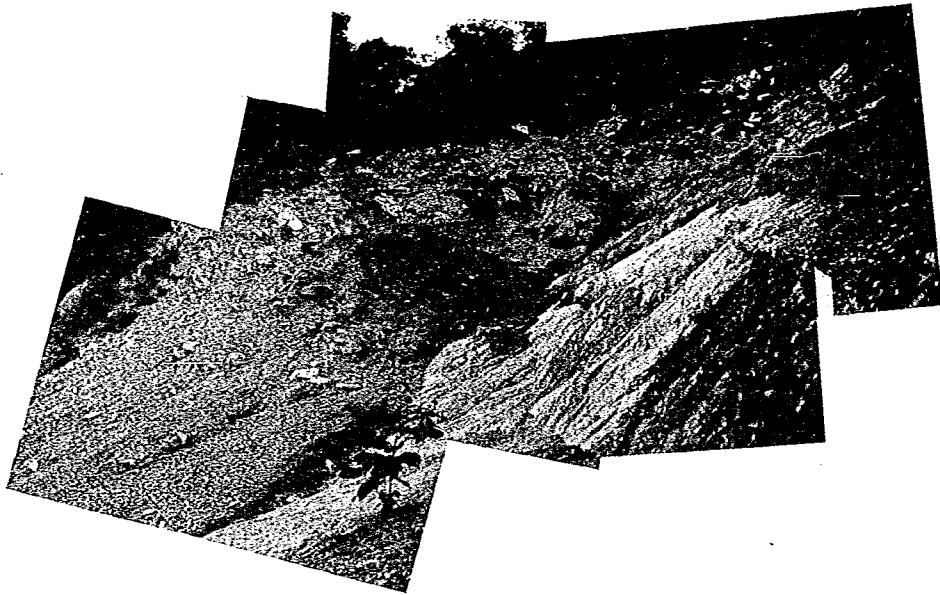


写真-2.4 基岩を境とした斜面の崩壊

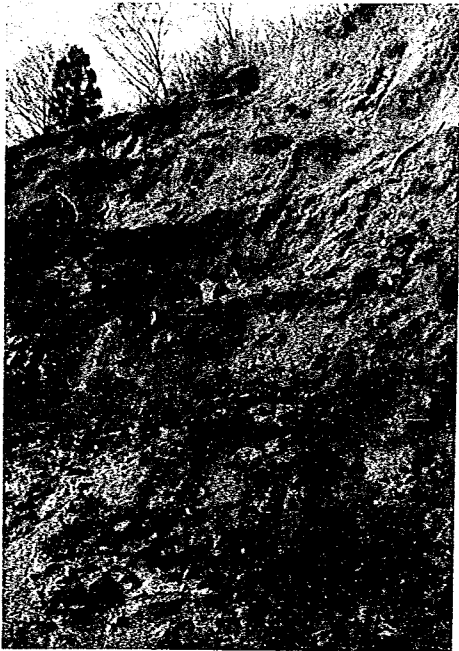


写真-2.5 未飽和斜面の破壊

写真-2.4 は岩混りの表層部が基岩を境として崩れた現象を示したもので、これは前頁の図-2.29に相当するものである。しかし、この岩混りの表層部の材質は均一でなく、粗粒部の多い部分、細粒部の多い部分とが混り合っていて図-2.30に示されるような複合斜面とみなすこともできる。第1章 写真-1.3に示した広神村水沢新田の山くずれは、図-2.30に示したような条件を想定する必要がある。

写真-2.5 は未飽和土の斜面崩壊を示したもので、これも、斜面の下部において図-2.30に示したような下層における貯留水で、斜面が崩れたものと考えられる。

TM-86.FT-1.F-48

写真-2.4に示したようなある境界面ですべるのを急傾斜崩壊の分類では滑落と称し、土研、急傾斜地崩壊研究室による全国的な調査では滑落と崩落とに別けて、滑落が全数の87%を占めていることを報告している。

崩落、滑落の発生形態はこの第2章において斜面の上端部、中間、下端部に別けたとき最も不安定な部分がどこに属しているかという斜面構成によって決まるものであると説明して来た。また、境界面は深さ方向に最もすべり抵抗の小さく、しかもそれが連続していると見なす面であり、この面は密度、透水性、その他の力学的性質の異なる層の間で発生する。これは写真-2.4にあるように必ずしも岩でなくとも良い。同種の土層の中にもせん断抵抗の異なる面があれば境界面となる可能性をもっている。第1章の斜面破壊の写真事例の中でも、このような構造のいくつかを示している。

1) 斜面における水の収支

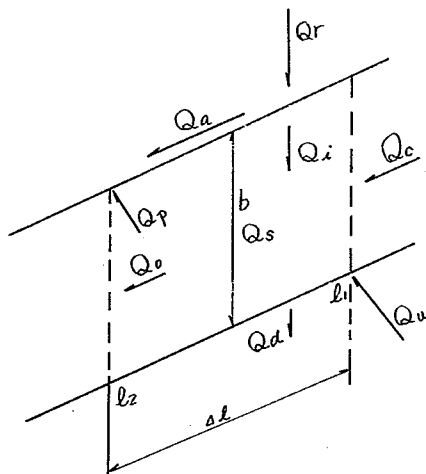


図-2.31 斜面の水の収支

斜面内の水の収支を図-2.31において考える。

- Q_r : 降水量
- Q_a : 表面流出量
- Q_i : 浸透水量
- Q_c : 上部よりの流入量
- Q_s : 断面内の貯留量
- Q_o : 下部への流出量
- Q_d : 下層への流出量
- Q_u : 湧水湧入量
- Q_p : 表面への湧水量
- Q_q : 時間当りの流量

ととしたときは
時間当りの量

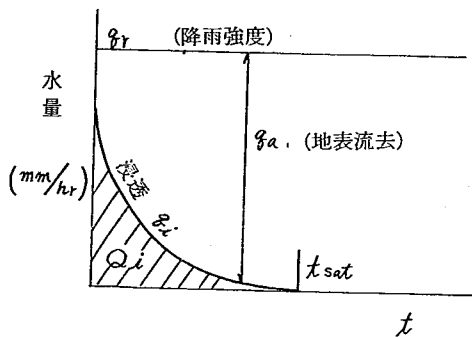


図-2.32 降雨と浸透、流去の関係

降水量と浸透、表面流出量との関係は、(a)降雨の性格、(b)土地の傾斜と面積、(c)土の水吸収力と伝達力に左右される。図-2.32においてある降水強度 g_r のとき、時間当りの浸透量 g_i は土の性質によって異なり、空気間隙量の大きなるほど g_i は大となる。地表流出量 g_a は $(g_r - g_i)$ で、土が飽和した時点 t_{sat} で $g_r = g_a$ となり、全降水量は地表を流去する。この時点から斜面の侵食が増大する。

流入量と流出量の関係を図-2.31の斜面長 al 内において考えると、図-2.33のようになる。流入量 Q_i は時間とともに増大し、斜面 al 内の空気

TM-86 FT-1 F-49

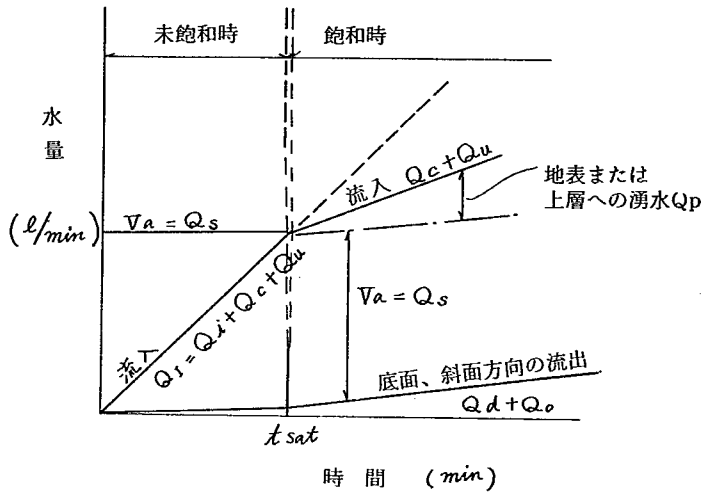


図-2.33 流入量と流出量の関係

間隙を飽和さすまで増大する。流入、滲透と同時に僅かずつではあるが底面、斜面方向の流出が行なわれる。飽和後、流入量 ($Q_c + Q_u$) と流出量 ($Q_d + Q_o$) が等しければ斜面表面よりの湧水は行なわれないが、流入量が流出量に比して大となれば表面湧水 Q_p が発生する。図-2.31 Q_u で示される下層からの湧水も性格的には表面の湧水 Q_p とほとんど同じである。 Q_u は図-2.29のように深い層を伝わって流れてくるために他の流入水に比して時間が遅れて発生する。

滲透水 Q_i 、上部よりの流入量 Q_c によって完全に飽和されているところに、下部からの湧出 Q_u はその量と水圧の如何によっては斜面を破壊する決定的な要因となり得る。

ii) 浸透水を考えた斜面のつり合い

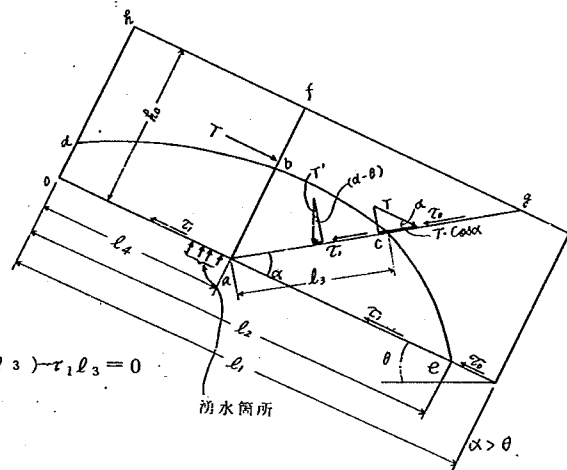
図-2.17においては斜面の滑動力、抵抗力とも一様なとき、斜面の一部の抵抗力が滑動力より小なるとき、また、末端部を切りとったときなどについて、これを図式的にあらわし、この若干の説明をした。また、図-2.18においては末端部に支えをもつ斜面について説明した。このような考え方は滲透水、湧水などの水による斜面のつり合いの場合にも同様な考え方をとることができる。すなわち、降雨による含水比、間隙水圧、浸透水圧の増大は斜面の抵抗力の減少にむすびつく。この抵抗力の減少は斜面全般にわたって一様ではない。このことは図-2.17および2.18に示した考え方をここでも適用することができる。

いま、ここで、図-2.17の(b)における斜面の抵抗力が減少する状態としてとらえてみる。図-2.34において、斜面の一部の箇所(a)付近で湧水があると考える。ここで湧水とおいたが、実際問題にこれをおきかえるときは間隙水圧、または浸透水圧ともみなすことができる。この図-2.34において、破壊線はすべり抵抗の大小によって、a-e線か、a-g線かが決まる。

- a) a-e線を通るとき 底面すべり または層すべり
- b) a-g線を通るとき 受働破壊 または円弧すべり
- c) a-f線を通るもの パイピング現象

TM-86 FT-1 F-50

ここで a-e のすべり
 抵抗 > a-g を通る抵
 抗の条件において、斜面
 のつり合いは d-b-c-e
 の線内が水によって抵抗
 が減少すると考えれば



$$T \cos \alpha - T' \sin (\alpha - \theta) - \tau_0 (b \cdot \operatorname{cosec} \alpha - l_3) - \tau_1 l_3 = 0$$

$$T = (W_a + \Delta W' w) \sin \theta - \tau_1 l_4$$

$$T' = W_b + \Delta W'' w$$

$$W_a = h_0 \cdot l_4 \cdot \gamma t \quad \text{-----} \square a f g o \text{ の初期重量}$$

$$W_b = \frac{1}{2} h_0^2 \cdot \cot \alpha \cdot \gamma t \quad \text{-----} \nabla a f g o \text{ の初期重量}$$

$\Delta W' w$: $\square a b d o$ の増加した水の重量

$\Delta W'' w$: $\nabla a b c$ の増加した水の重量

τ_0 : 浸透水の影響のないときの初期せん断抵抗

τ_1 : 浸透水、間隙水などに影響されたことによって生じたせん断抵抗

図-2.34 受働破壊図

図-2.34 において水による影響範囲 d-b-c-e の形、長さはその斜面の構成、性質によ
 って異なる。

7. ま と め

1. クーロンの土圧論、スエーデンの円弧法は斜面の極限の破壊状態についてのみ論じ、極限破壊以前に生じる圧縮、引張りなどの時間的変化についてはふれていない。この章においてはこれら理論を知る意味において若干の古典的な理論について説明した。
2. Mohr の応力円 Trial Wedge 法は古典的な一般材料の圧縮時における極限破壊状態のつり合いとその破壊の形を説明したものであるが、この方法を斜面の末端部の破壊に導入できることを示した。(図-2.10, 11, 12)
3. 第1章において概念的に斜面の変形、移動速度は急速なものと緩速なものと同分できることを説明したが、図-2.15 によって斜面構成材料の応力-歪関係を a 型、b 型とし、a 型は剛な特性を有するもので完全破壊状態が明瞭なもの、b 型は粘性の特性を有するもので破壊状態

TM-86.FT-1.F-51

が不明瞭なものとし、応力-歪の相関特性からの分類を示した。

4. すべり面、または破壊面の推定は斜面の安定を検討する上で最も重要なことの一つである。クーロン、スエーデンの円弧法およびMohrの円、Trial Wedge法によるすべり面の決定は、その斜面構成が均一なものとしたとき、滑動力と摩擦抵抗力の比が最小となる線を通るとしている。一般的に斜面の安定を検討する上でスエーデンの円弧法が最も多く用いられているが、これは斜面の破壊が円弧の形をとるという推定ないしは事実があるとき始めてその適用の妥当性が生じるが、斜面の破壊が円弧の形を示すとは限らず、種々の形をとることは第1章の事例などを見ても明らかである。

斜面の構成材料は均一ではなく、斜面内部に強度が最も小なる部分があり、これがある連続をなしているとみなすことができれば、この部分を通る滑動力と抵抗力の比が最小となるはずであり、不均一斜面のすべり面、破壊面は、この最小となる面とすることは、クーロンなどの理論と矛盾しない。すなわち、斜面の安定を検討するためには、このようなすべり面に着目する必要がある。

5. すべり面、破壊面は自然斜面においてはその土質、または地質構造の異なる境界面とみなされるケースが多い。この章においてはこのようなすべり境界面上の斜面材料の圧縮、破壊について説明した。

従来、斜面の安定は主として半無限体として論じられているが、実際の斜面は有限であり、また、各部分の状態、滑動力、すべり抵抗力の大きさが異なる。斜面の極限の平衡を各部に分割し、ある部分斜面の滑動力と抵抗力の比が1.0より小であっても、その末端部の抵抗力がこれを支えるに充分であれば、その斜面の平衡を保つ。

斜面末端部に支えのないとき ($\sigma_0 = 0$)、滑動力 σ は次により求まる。

$$\sigma = \int_x^b \left[\frac{\tau_b}{b} - (\gamma_l \sin \theta + \frac{\tau_0}{b}) \right] dx \quad (2.5 \text{式})$$

斜面末端部に支えがあり、この点の変位はないとき ($u = 0$) の滑動力 σ は同様に上式より求まる。これら二つの条件の図式的な説明は 図-2.17, 2.18 に示した。

6. 斜面の極限の破壊をとり扱ったクーロン、またはスエーデンの円弧法などの古典的な説明はその変位、移動を説明することはできない。5項でのべた事柄も剛な物質の極限破壊の条件を示している。地すべり、または盛土の斜面においては、完全破壊に至らぬ変形がみられる。斜面構成材料の斜面方向の滑動力を T 、抵抗力を τ 、その極限の力を τ_y としたとき、極限の破壊状態のみを考えたときは滑動力の増加 ΔT が生じても

$$T + \Delta T \leq \tau_y$$

の範囲内での変形、変位は発生しないと考える。また、ある自然条件などの外的条件をうけて τ が減少したときにおいても

$$T \leq \tau_y - \Delta \tau$$

の範囲内での変形、変位はないものとしてとり扱う。

斜面を不安定にみちびくものは自然条件によるその斜面の性質、状態の変化にもとづくもの

TM-86 FT-1 F-52

であり、これは滑動力の増加 ΔT 、抵抗力の減少 Δr によるものとする事ができる。 ΔT 、 Δr の発生は瞬時に行われるものでなく、ある時間 t を要する。すなわち ΔT 、 Δr は地下水位の上昇によるものとするれば水位 1 m 上がるのにはある時間を要する。ここで滑動力の増加速度 $\Delta T/t$ または抵抗力の減少速度 $\Delta r/t$ を規定することができる。

図-2、19、2-20において土質、地質的境界面の滑材がせん断変形をすると考えたとき、滑材の抵抗力が τ_0 より τ_1 に減少し、粘性率 $\mu_0 = T/u$ が μ_1 となったとしたとき、生じる変位 Δu は $T \leq \tau_{1y}$ の範囲内において

$$\Delta u = T \left(\frac{1}{\mu_1} - \frac{1}{\mu_0} \right)$$

その速度 v は

$$v = \frac{\Delta u}{t} = \frac{T}{t} \left(\frac{1}{\mu_1} - \frac{1}{\mu_0} \right)$$

すなわち、変位、移動速度 v は滑動力 T 、抵抗力の減少速度 $\frac{1}{t} \left(\frac{1}{\mu_1} - \frac{1}{\mu_0} \right)$ より求められる。同様に滑動力 ΔT が増加したことによって生じる変位 Δu は $T + \Delta T \leq \tau_{0y}$ の範囲内において図-2.23、2.24から

$$\Delta u = \Delta T / \mu_0$$

速度 v は

$$v = \Delta u / t = \Delta T / t \cdot 1 / \mu_0$$

すなわち、変位、移動速度 v は滑動力の増加速度 $\Delta T/t$ および粘性率 μ_0 を知るによって求められる。極限の破壊は 簡単に $T \geq \tau_{1y}$

および

$$T + \Delta T \geq \tau_{0y}$$

7. 次に上げる例は、半無限斜面でなく、傾斜板上にあるたわみ性の箱の末端が支えられている状態のとき箱の変位とその速度を求めようとするものである。すなわち、斜面末端が強固な土砂、岩のようなもので支えられているときの斜面の変位量とその速度を求める。これは有限長斜面の状態を示す。

図2.25、2.26、2.27において $T > \tau$ のとき極限抵抗の点の変位を ϵ_y 底面抵抗力 τ_{0R} より τ_{1R} に減少し、斜面の弾性係数 E とすれば

$$\sigma = T - R \quad \frac{\epsilon}{\epsilon_y} = \frac{\sigma}{E} \quad \epsilon = \sigma \frac{\epsilon_y}{E}$$

滑動力 T 、の増加または、抵抗力 R の減少による応力の増加 $\Delta \sigma$ による変位量 ϵ は

$$\epsilon = (\tau_{0R} - \tau_{1R}) \frac{\epsilon_y}{E}$$

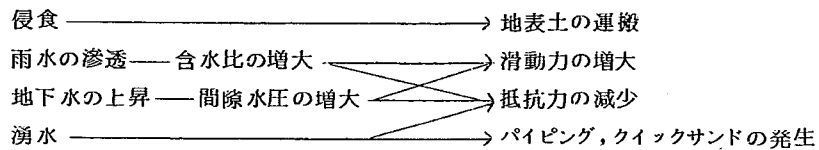
このときの変位速度 v は

$$v = \epsilon / t = \frac{\Delta \sigma}{t} \cdot \frac{\epsilon_y}{E} = (\tau_{0R} - \tau_{1R}) \frac{1}{t} \cdot \frac{\epsilon_y}{E}$$

すなわち、応力の増加速度 $\Delta \sigma / t$ 、または底面抵抗の減少速度 $(\tau_{0R} - \tau_{1R}) / t$ および ϵ_y / E より変位量、およびその速度が求められる。

TM-86 FT-1 F-53

8. 地すべり，崩壊をひきおこす要因のうち，水的作用が最も大である。降水，地下水が斜面の安定に及ぼす作用を上げると下記のようなになる。



間隙水圧の発生が斜面を不安定にすることは良く知られているところであるが，数多い崩壊事例をみると，雨水，または地下水が斜面の空隙部分に自由水，または重力水の形で貯留されたとき崩壊が多く発生しているように考えられる。これは丁度酒ダルを逆さにして水を注入したとき水位がある点に達したとき，底面の栓が一気にぬける状態を想定することができる。これを斜面の崩壊に結びつけば斜面が完全均一とすれば，斜面方向の滲透速度は大となるはずで，水は貯留されなくなる。貯留が行われるとすれば斜面末端の滲透係数は上部のそれよりも小でなければならない。実際の斜面は透水係数の異なる種々の材料で構成されているので，水的作用も複雑であるが，均一斜面と考えるよりも不均一斜面と考えた方が，地すべり，崩壊現象の説明を容易にする。パイピング，クイックサンドなどの現象はある部分からの湧水の発生が行わなければならない。このときの流入量と流出量との関係から湧水の発生の説明を図-2.33 において行った。また，図-2.34においてある斜面の部分の水の貯留増加重量，浸透水，間隙水圧の発生によるせん断抵抗の低下による受働破壊条件を示した。

TM-86 FT-1 F-54

第三章 猿供養寺地すべりと法面切取工事中の
崩壊例について

TM-86 .FT-1 .F- 55

第三章 猿供養寺地すべりと法面切取工事中の崩壊例について

(その1) 猿供養寺地すべり

1. 猿供養寺地すべりの周辺の概要

猿供養寺部落は新潟県中頸城郡板倉町の一角にあり、この周辺一帯は全国で最も地すべりの密度の高い地域である。土木研究所、新潟試験所は猿供養寺の斜面の一部を地すべりの観測地として、その移動量、地質、土質の調査試験を昭和36年以来行なっている。新潟県、中頸城、東頸城の一帯は標高300~500mほどの丘陵地で千枚田と称される段々の小さい区画の田が斜面にそって耕作されているが、この田は、ほとんど地すべりで年間僅かずつ動いているものと考えてさしつかえない。これらの斜面で絶対に動いていない部分を探す方が困難であるともいえる。これらの地すべりの移動量は場所によって異なるが0~20cm位であろう。しかし、年によっては数mに及ぶこともあり、田、畑、人家などに被害の発生がみられる。この地域の農家の土台も長い年月では移動のために狂い、沈下、移動に応じるため土台の石を入れたり、取りはずしたりして調節しているところもある。千枚田や雑木林の間にススキ、カヤなどの群生している斜面をしばしば見ることができがこのような場所はきまって地すべりの活発なところで、田や畑に適当でないので荒れるにまかされている。

この地方の地すべりは相当古くから続いているが、その正確な記録として残っているものに猿供養寺の人柱の古実がある。昭和12年、この部落の一人が耕作していたところ、偶然、古ガメを発見し、その中に坐禅をくんだミイラ状の屍があった。この中にあった古銭を鑑定したところ鎌倉時代のものであったことが判った。(写真-3.1, 3.2参照) 古くからこの部落には人柱の伝説があり、この発見により実在していたことが判明した。その当時、鎌倉時代にも相当大きな地すべりがあったようで、これ以前からも地すべりは続いていたことは容易に想像できる。明治以降の猿供養寺で発生した大きな地すべりは明治30年また、大正12年の関東大震災では活動が大きくなった。

2. 黒色泥岩地帯

新潟県は全国でも最も地すべりの発生の多いところで、これは第1章の図-1.6および図-1.7において既にふれた。この地帯の地すべりは地質構造的あるいは土質力学的な境界面を主体としてすべっているもので、基盤である黒色泥岩とその上部にある厚さ10m未満の粘土層との間が境界面と考えられる。この黒色泥岩は寺泊層に属し、空気中にこれを放置すると約1日位で岩塊が角砂糖状に細かくヒビが入り、除々にその形は小さくなり、この上、降雨などの湿潤をうけると容易に粘

TM-86 FT-1 F-56

土化してしまう。

これは、この岩は主としてモンモリロナイトから構成されているためである。このように、変質しやすい黒色泥岩をもつこの地帯と、地すべりとは密接な関連をもつ。

図-3.1は新潟県の上越地方の44年度に地すべりの発生した14箇所より主として地すべりの主体をなす土質とみなされるものの液性限界-塑性指数の関係である。この図より地すべりの主体とみなされる土の液性限界はほぼ80%から50%の間であり、塑性指数は50%から20%の間にある。統一土質分類によればこれらの土はOH, CHに格づけされる。

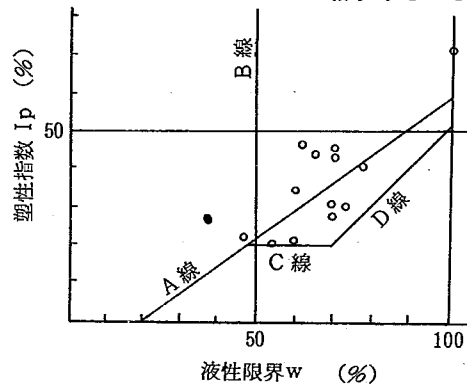


図-3.1 新潟県上越地方の粘性土

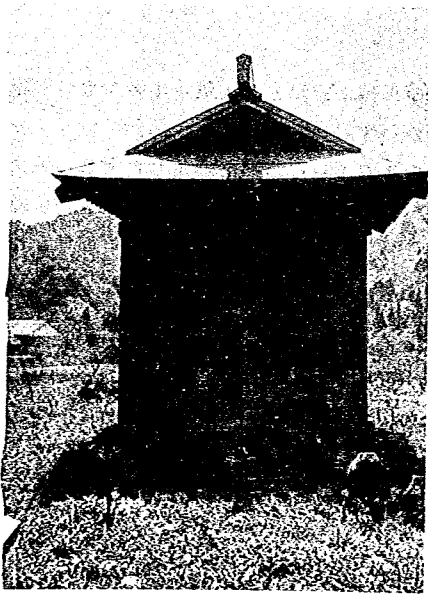


写真-3.1 猿供養寺人柱供養塔

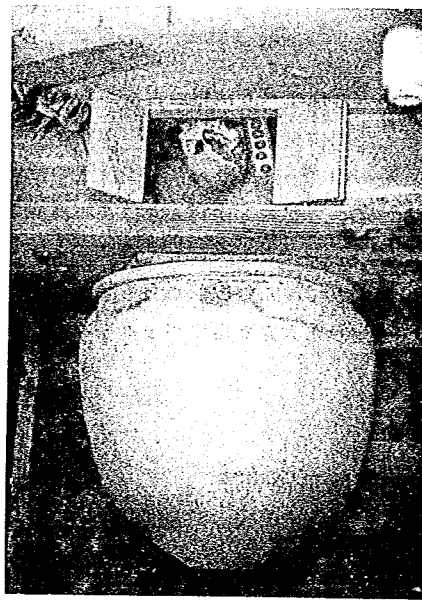


写真-3.2 発掘された土ガメと人骨
(猿供養寺人柱供養塔内)

TM-86 FT-1 F-57

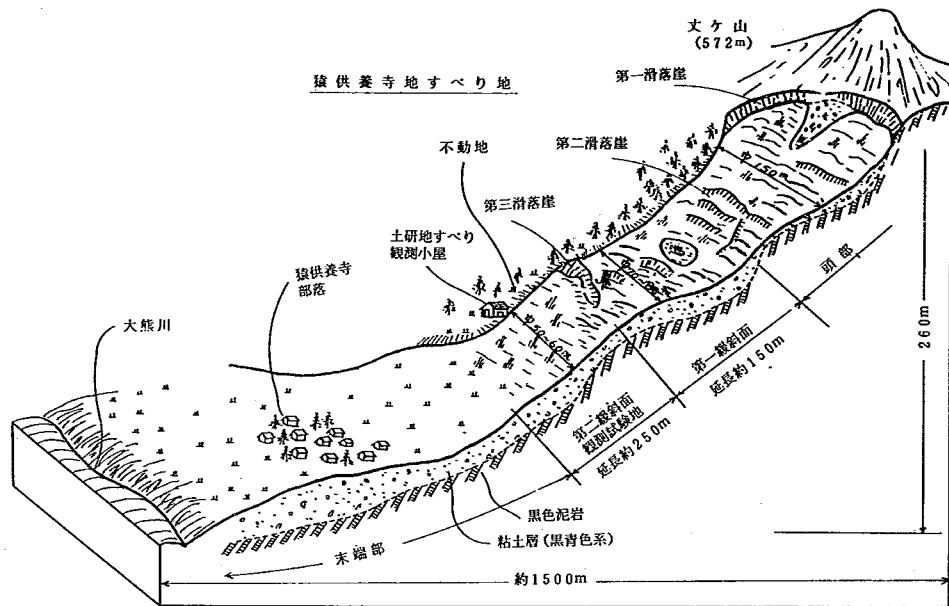


図-3.2 猿供養寺地すべり模式図

3. 猿供養寺地すべりの概要

図-3.2に猿供養寺地すべりの全体の模式図を示した。猿供養寺の地すべりは丈ヶ山(標高572m)より猿供養寺の部落を経て大熊川に達する延長約1.5km、高低差約260mの区域である。丈ヶ山より発する地すべりは東部と西部の2つに分岐し、その中央部には不動地を抱えている。図-3.2に示した地すべりはこのうち西部のものである。丈ヶ山の頂上より第1滑落崖にかけては崩壊の跡とみられる急斜面で、これより下方が年々移動している。頭部は第1、第2滑落崖の間でその延長は約150m、平均勾配は約2°である。この区間は崩積土とみられる粘土化されていない泥岩の小塊を主体としており、安山岩が混入している場合もある。一般の地すべり地と同様にこの頭部の土質構成は荒々しい感じで均一さに欠けている。昭和45年以前はこの頭部の移動はほとんど見られなかったが、45年ごろより活発となり、春の融雪時には無数の横クラックが発生し、その表面移動量も年間3.0mをこす状態である。このように表面が不安定であるため、豪雨、融雪時には第2滑落崖で規模の小さい土石流のような土層の流動化現象をみることができる。

第2滑落崖の高さは約20m、平均勾配は2°である。最近、頭部が不安定になるにともない、この崖の移動も活発化しているが、この移動は、その厚さは約1.0m以内である。

第1緩斜面の延長は約150m、平均勾配は約1°である。第2滑落崖の下に池があったが最近これは埋められつつあり、現在は約10m四方、深さ約30cmとなっている。この第2緩斜面の地すべり層の最大厚さは約15mと推定されている。

TM-86.FT-1.F-58

第3 滑落崖は高さ約10 mで、この頭部に樹令約50年の櫟の木があり、これは以前から孤立した不動地とされていたが最近、地すべりが活発化するにともないこの木が傾斜して来た。地すべり地の不動地は絶対的なものでないことはこの事から四囲の状況の変化により移動することがあり得る。この崖の崩落表面をみると赤茶けた泥岩が主体で、これは傾斜した互層をなしている。この層は黒色泥岩より変質の度は小さいが、泥岩の露出している面は風化にともないボロボロ落ちる。

第2 緩斜面は土研新潟試験所が地すべりの試験地として観測を行なっているところであり、その延長は約250 m、平均勾配は約1°である。この区間の土質構成、移動の詳細については後述するが、その年間移動量は0~20 cm程度であったものが45年ごろより第3 滑落崖の下部で約3.0 m移動がある。

第2 緩斜面の下部である末端部はダラダラとした田が続き、部落を経て大熊川に至る約1.0 kmの区間である。現在、この部落において移動は観測されておらないのでその量は明らかでないが、部落の家々の柱はほとんど直立しているものはないところから、長年月の間には僅かずつ偏位があることは容易に判る。猿供養寺の人柱が発見されたのはこの部落内で、この区間もかつては大きな変動があったものと考えられる。

地すべりの最末端は大熊川で、これは巾10 m位の小川である。この川の上流に沿って兩岸を観察すると、とくに融雪時には岸の土砂が落ちこんでいるのがみられ、融雪時の出水では完全ににどった泥流となってしまう。これはこの地方の土は水に融け易い性質をもっており、また、この川に沿って無数の地すべりが存在していることを示すものである。

4. 土研試験地 (第2 緩斜面) について

土木研究所新潟試験所では猿供養寺地すべりを新潟県上越地方の地すべりのモデルの一つとしてこれの調査観測を昭和37年より行なっている。この猿供養寺地すべりのうち、第2 緩斜面についてはボーリング、試掘、これに伴う土質試験、伸縮計、移動計および三角測量による移動測定などの調査を行ない、その地すべりの発生移動機構の解明に当たっている。

この第2 緩斜面の模式図を図-3.3に示した。第3 滑落崖から延長約250 m、両側に林、および田にはさまれた巾約50~60 m、勾配約1°の区間である。昭和45年以前は第3 滑落崖の上部は移動が僅かであり、第3 滑落崖を境にしてその上部と下部とは移動が連続的でなく切れていたが、最近、これが連続した動きを示すようになった。第3 滑落崖頭部にある櫟の木は不動地とされていたが、最近ではこの木も傾いてきて、移動している。

地すべりの両側の不動地の境には縦クラックが、この区間を通して明瞭に見られ、地すべりはこの巾で起っていることを示している。地すべり斜面の表面の移動量は季節により異なる。移動の激しい時には表面に数多くの横クラックが見られる。土質構成の詳細については後述するが、この基盤は黒色泥岩で、その上に厚さ約5.0 mの崩積粘土層があり、この泥岩と粘土層の境界面には厚さ2 cm程度のグリス状をした軟粘土層があり、この境界を境にして動いていることを歪計、試掘など

TM-86 FT-1 F 59

によって確かめることができた。

この地域は冬期間、積雪4~5mに達し、これらの雪荷重、または融雪水が地すべりと密接に関係している。

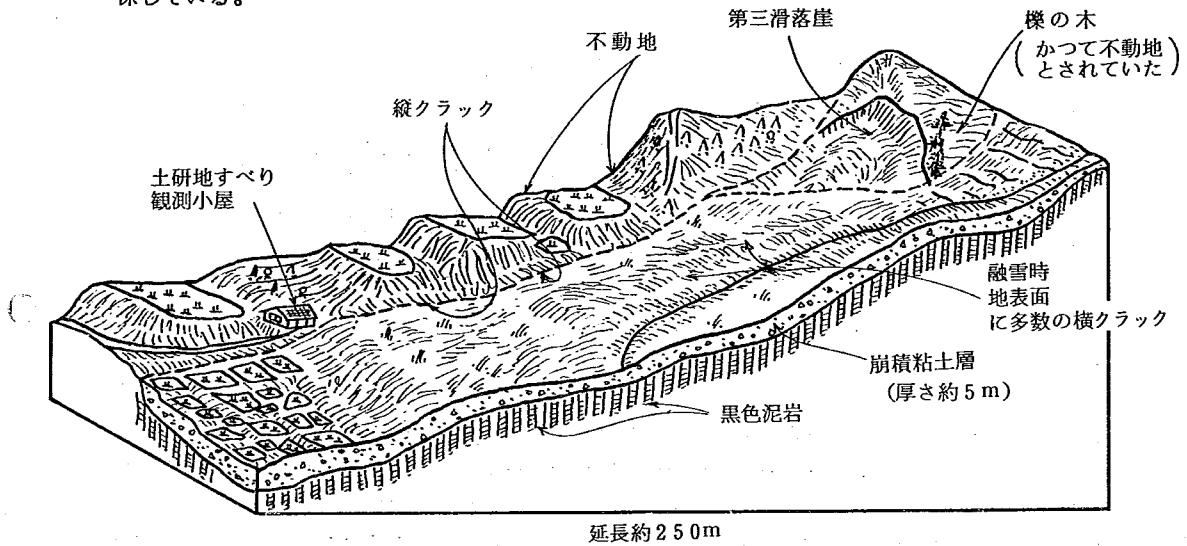


図-3.3 猿供養寺 第2緩斜面(土研試験地)の模式図

5. 試験地の土質構成

第3滑落崖より下方約250m区間の試験地は地表勾配約10°、この構成は図-3.4に示したように地表面1.0~2.0mは有機質を含んだ粘性土で、その下には崩積粘土が3.0~4.0mの厚さをなしている。基盤の泥岩との間には厚さ2.0~5.0cmのネトリしたグリス状のすべり粘土が介在していることが手掘りによるピットから判った。

表-3.1に深さごとの土質一般物理試験結果を示す。この表から粒度分布は地表に近い程、砂分が多く、深さ1.5~2.5mの間では砂・シルトの合計は60%以上を占めている。これに対して崩積粘土層では粘土分が多く50%台である。基岩はシルト分が最も多く70%以上である。

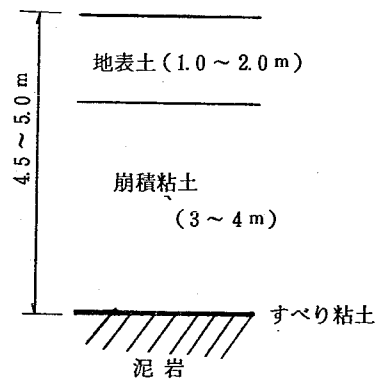


図-3.4 試験地の土質構成

TM-86 FT-1 F-60

また、自然含水比は、表土、崩積粘土とも40%内外で、基岩は約25%である。液性限界は60~80%の範囲にある。

深さ m	粒度による土の分類	粒度 %			コンシステンシー			比重	自然含水比	γ_s
		砂分	シルト分	粘土分	L.L	P.L	P.I			
1.5	粘土	23.0	37.5	39.5	64.2	25.06	39.14	2.690	42.14%	1.83
2.5	〃	20.0	45.5	34.5	64.7	26.15	38.55	2.652	37.94	1.84
3.0	〃	8.5	39.5	52.0	81.2	23.75	57.45	2.715	35.94	1.87
4.0	〃	5.0	41.0	54.0	81.0	26.21	54.79	2.686	40.81	1.80
基岩	シルト質ローム	19.5	73.0	7.5	63.0	17.82	45.18	2.621	25.67	

表-3.1 試験地内の各深さの一般物理試験結果

表土は崩積粘土に比して砂分が多く、かつ有機質に富んでいるため、崩積土よりは若干透水性をもつものとみられるが、崩積粘土の透水係数は 10^{-8} cm/sec 以上のもので不透水粘土とみなしてよい。ただ、一般の地層において小さい資料の透水試験によってその層全体の透水性を決定することは危険であり、この崩積粘土においても詳しく観察すれば非常に微細な毛細管的な水みちがあることは否定できない。まして前述のようにこの層は移動しているため、それにつれた内部クラックも発生しているはずであり、この中で水の移動があることも想像できる。

崩積粘土の強度

猿供養寺の地すべり頭部から末端部を通じて、その層の粒度構成は頭部ほど角片の多い泥岩礫が多く、また粘土分が少ない。末端部ほど粘土分が多い。これは一般の地すべりにも見られる一般的傾向である。すなわち、崩壊現象においては流動性の異なるものほど末端部までおし流されるためである。

基岩である黒色泥岩は風化をうけやすい性質であることを先にのべたが、この崩積粘土もまた風化変質されやすい。この土塊を室外に放置しこれを観察すると、日光により表面に亀裂が容易に発生し、降雨をうけると塊がとけて流動性になり、こぶしはほとんど抵抗なく貫入することができる。

図-3.4の崩積粘土の強度を求めることは地すべりの機構を解明するのに最も重要なことの一つである。このため、一軸圧縮強度試験、スエーデン式貫入試験、プレッショメータによる強度試験などを行なった。また、間接的調査として電気抵抗、弾性波探査もあわせて行なった。

一軸圧縮試験結果の一例を次頁図-3.5に示す。

TM-86 FT-1 F-61

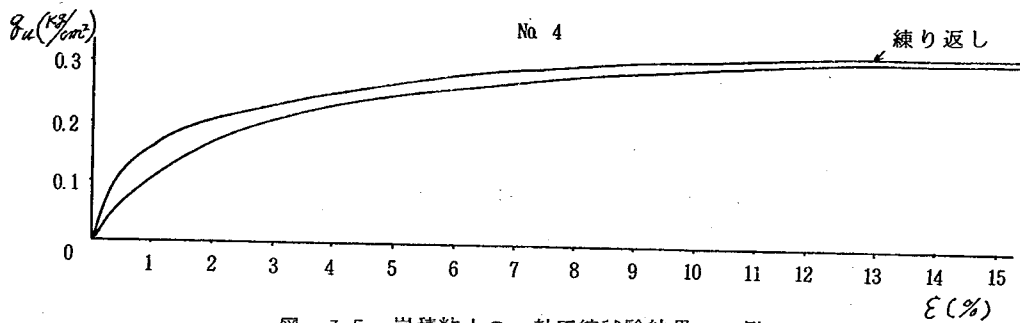


図-3.5 崩積粘土の一軸圧縮試験結果の一例

プレッショメータによる現位置強度試験

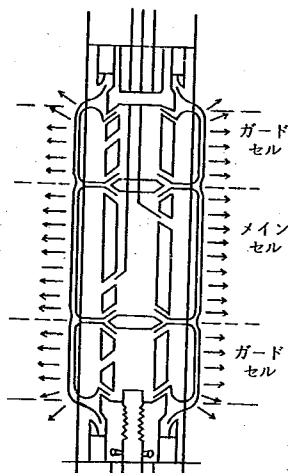


図-3.6
プレッショメータのメインセルおよびガードセル

地すべり地内の土層の性質は岩塊やその他のものが混入しているため、室内実験的な力学試験の値を直ちに用いることに疑問がもたれている。このため猿供養寺地すべり土層内でその力学特性を現位置試験より求めようとして、プレッショメータによる試験を行った。

プレッショメータはボーリング孔などを利用して、これを地中に挿入し、ゴムチューブにガス圧力を用いて送水し、その水量の増加量を測定して、圧力と地盤の変形との関係調べる試験装置である。

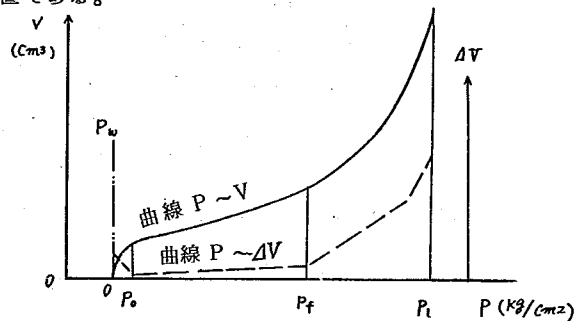


図-3.7 容積変化量と圧力との関係の一般図

このプレッショメータの測定はメインセルの容積変化量とこれに要した圧力を計測するもので、図-3.7に示した

ような曲線が得られ、 P_0 :初期圧、 P_f :流動圧、 P_l :極限圧、はP- ΔV 曲線の変曲点から求められる。メナールは、図-3.7において P_0 から P_f の間では非可逆的ではあるが、実用的にその変形が直線的であるところから、変形係数Eを求めている。

$$E = 2(1 + \mu) (V_0 + V_m) \frac{dp}{dv}$$

TM-86 FT-1 F-62

- E: 変形係数 (Kg/cm²)
- μ_1 : ポアソン比 (0.3 と仮定)
- V_0 : 測定管の初期体積 (CC)
- V_m : 注入水量 (Po ~ Pf 間の中間点の水量)(CC)

各測点の測定結果より上式から得られた変形係数、Eを図-3.8に示した。この図からEは地表からの深さが大になるにつれて、大となり、また、C-1測点は第3滑落崖の直下附近で崩壊した乱された土が多いのでこれを除けば深1.5m、3.0mともに斜面下方にゆくにしたがってEは増大する傾向にある。

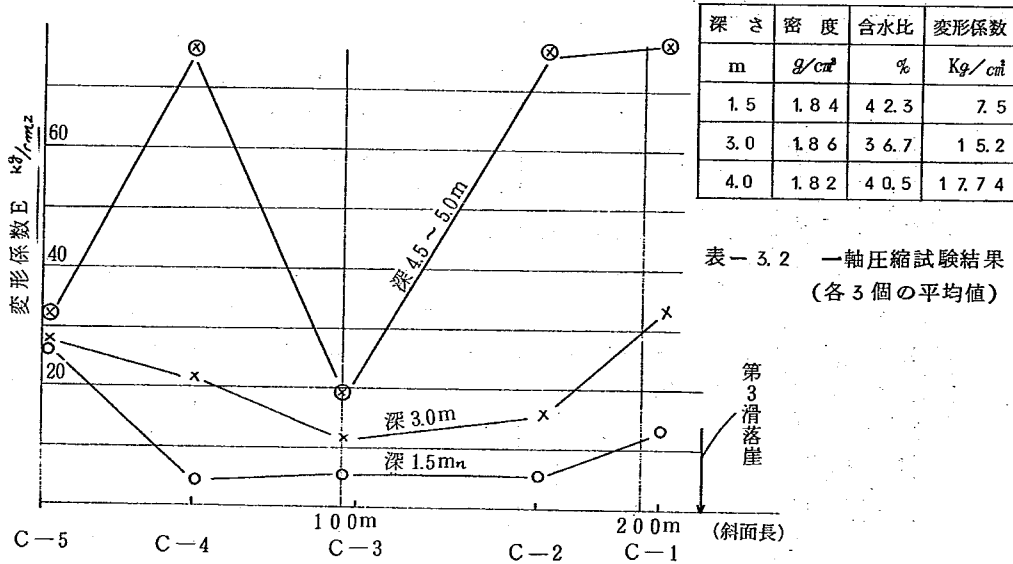


表-3.2 一軸圧縮試験結果
(各3個の平均値)

図-3.8 各測点の変形係数
(プレッショメータによる)

表-3.2は試掘孔からの試料を成形し一軸圧縮試験を行ない、このとき、ひずみ15%に対応する強度の $\frac{1}{2}$ におけるひずみより得た変形係数である。この表-3.2プレッショメータの値と図-3.8一軸圧縮試験の値とを比較すると、これらは深1.5m、深3.0mにおいては近い値を示している。

TM-86 FT-1 F-63

TM-86.FI-1.F.64

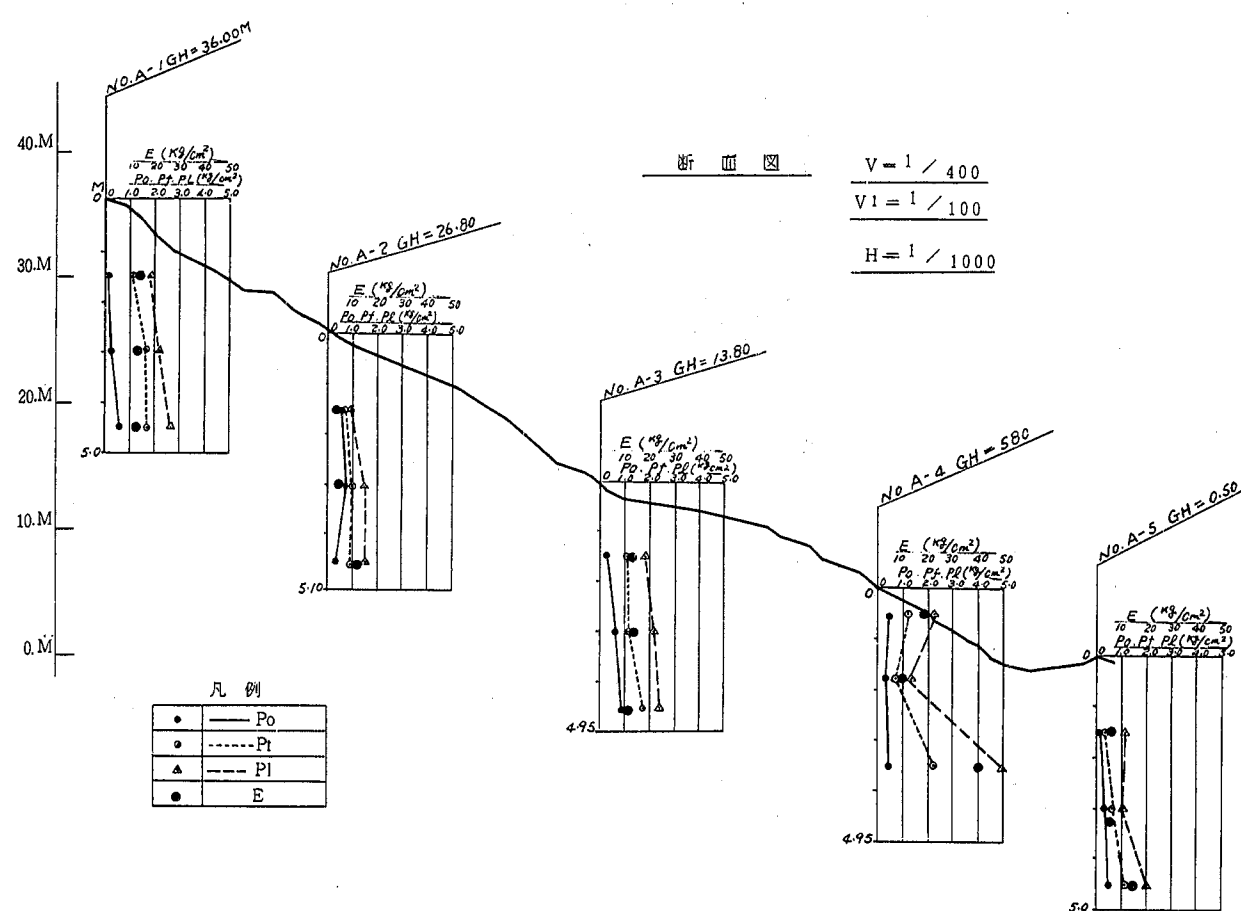


図-3.9 第2緩斜面におけるプレッショメータの値 (A. 1~A. 5線)

55
 6
 F
 1
 F
 F
 8
 8
 M-1

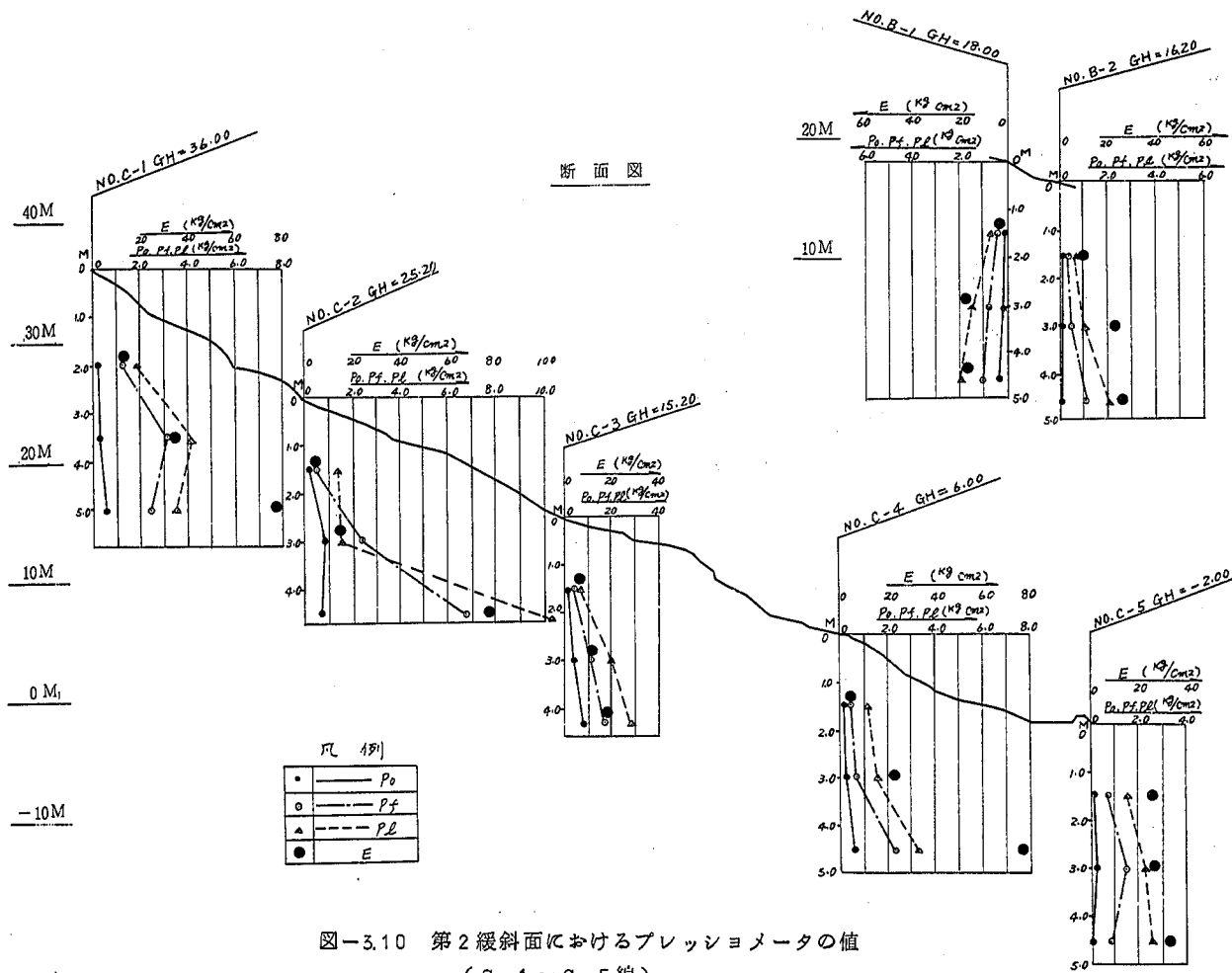
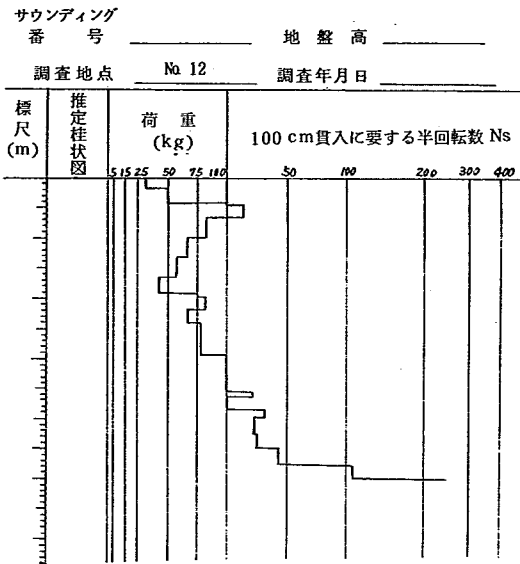


図-3.10 第2緩斜面におけるプレッショメータの値
 (C. 1 ~ C. 5 線)

スウェーデン式貫入試験

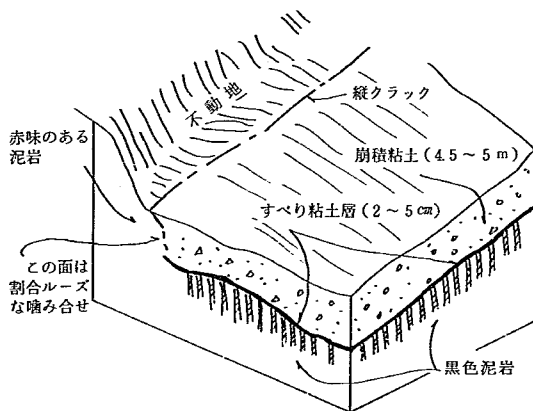


試験地内の基盤までの深さを簡単に調査するにはスウェーデン式の貫入試験法は有効である。これは地すべり土層が割合軟かく、基岩との境が明瞭にあらわれているためである。その調査結果の一例を図-3.11に示す。この図において標尺5 m 近くで荷重が極端に増加しているが、この線が基岩である泥岩を示している。

図-3.11 スウェーデン式貫入試験結果

6. 試験地のすべり面について

試験地の第2緩斜面においては土質その他の調査がかなり綿密に行なわれている。機械ボーリングでは観察を詳しく行なうことができないために、鉄棒を用いた直径1.5 mのライナープレートで基岩に達する試掘孔を掘り、各深さごとの土質試験用の不攪乱資料を採取した。



この試験地(第2緩斜面)の土層の概要は図-3.12に示す通りで、移動層である崩積粘土が厚4.5~5 mにあり、基盤泥岩との境にネットリとしたグリス状の厚さ2~5 cmの粘土がある。このすべり粘土はこの緩斜面のどこの試掘孔でも存在が確認されている。

図-3.12 試験地(第2緩斜面)の土層模式図

TM-86 FT-1 F-66

すべり粘土はこの試験地内の底盤では確認されているが、地すべり両側の不動地との境のところではこの粘土がはっきりせず、岩塊または土塊のルーズな状態である。この部分の地表面には不動地の境に連続的な縦クラックが四季を通してみられる。写真-3.3はすべり粘土部を切断した露出断面である。この部分は手で容易に動かすことができる。この写真は二段になっているすべり面の存在を示したものである。ただ、このすべり粘土が底面全面に厚さ数cmで存在することはその強度からみて肯定することはできない。何故ならこのような軟粘土は崩積粘土荷重をささえることはできないからである。

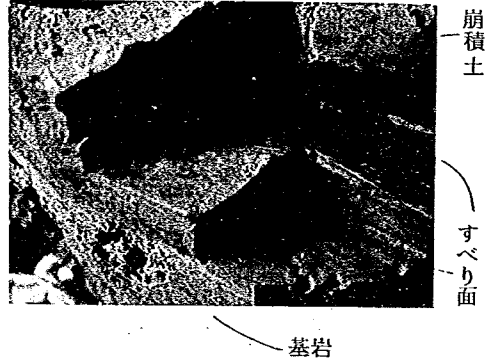


写真-3.3 すべり粘土部の切断露出面

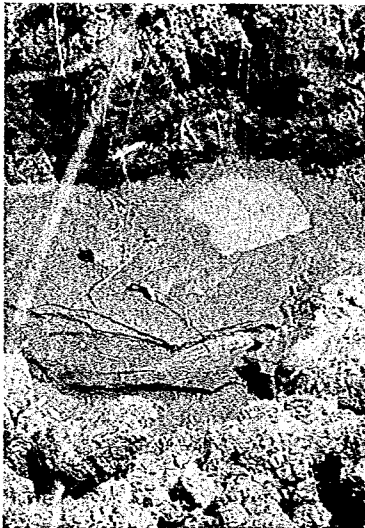


写真-3.4 糸魚川附近の地すべり地表面に噴出した超軟粘土



写真-3.5 猿供養寺地すべりのすべり粘土

写真-3.4は糸魚川附近で地すべりがあり、このとき地表面のところどころに見られた内部から噴出したと思われる超軟粘土である。また写真-3.5は試掘調査孔の底面から得られたすべり面の粘土である。この2つの写真の粘土とも青灰色の軟かいグリス状の粘土で酷似していることは興味深い。新潟地震の際に栃尾市附近の丘陵地上の地表面からも同様な粘土が噴出したことをある地すべり技術者はこの写真を見て指摘している。このことは新潟地震で問題となったクイックサンド現象とあるいは関連があるかもしれない。

TM-86 FT-1 F-67

すべり粘土の生成原因はある地すべり研究者達の間で興味の対象となっているが、このようなセン断され易い面は割合固結した頁岩または泥岩層内にも容易にみられる。頁岩は沈積によって生成されたもので、その層状節理は規則的である。この猿供養寺の基盤泥岩と崩積粘土とはその生成に時間的な差があるため、このような面が出来ると思えることはさして困難でない。

すべり粘土の強度について

地すべり斜面の安定解析を行なうにはすべり面でのセン断抵抗力を知る必要があるが、従来この強度を求めるために厚さ数cmの粘土をとり出し、成形して力学試験を行ってきたが、すべり面の観察によると、すべり面下部と泥岩との境界面での強度が問題となり、すべり面粘土の強度を測定することに疑問を感じたので、新しい試みとして図-3.13に示すような不攪乱のサンプリングを行なうために直径1.5mのライナープレートで地すべり地に建て込み、すべり面粘土を夾在したブロックサンプルを採取した。純粹セン断試験機で試験を行なうためにこのサンプルを直径1.5cm厚さ5cmに成形した。試験は図-3.13に示したようにサンプルABCをADEF、BCHGの板で固定し、上載荷重をかけ、AB・CD面では拘束せずに固定板を水平にずらせて毎分1%の歪速度ですべり面下部と泥岩との境界面でのセン断させ、その強度を測定した。試験後すべり面より粘土を可能な限り薄くはぎとり、その含水比を測定した。また現場採取したサンプルは泥岩と粘土との境界面にやや凹凸がみられるので含水比を適当に調整した粘土を崩積土と泥岩にはさんでサンプルを作り、すべり面附近のモデルと考え、現場採取したサンプルと同様な試験を行なった。この試験の結果A・B両タイプおよびモデル化した試料のセン断強度-歪曲線を図-3.14に示した。

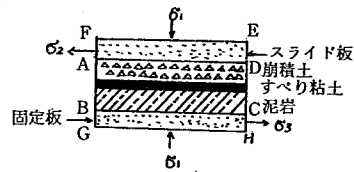


図-3.13

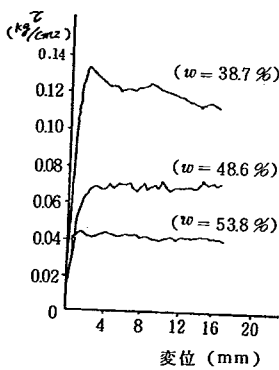


図-3.14

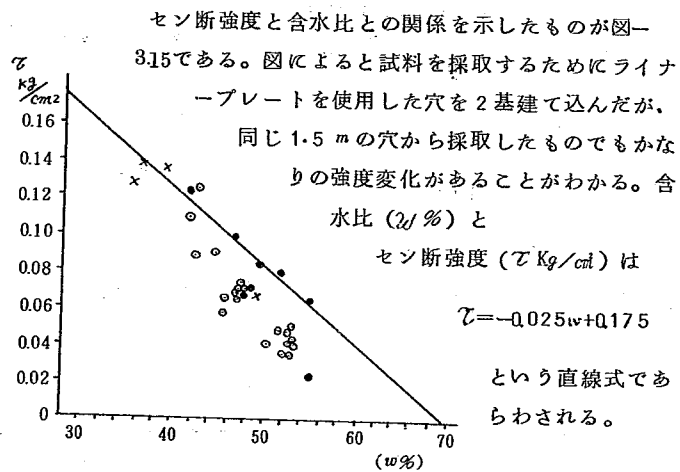
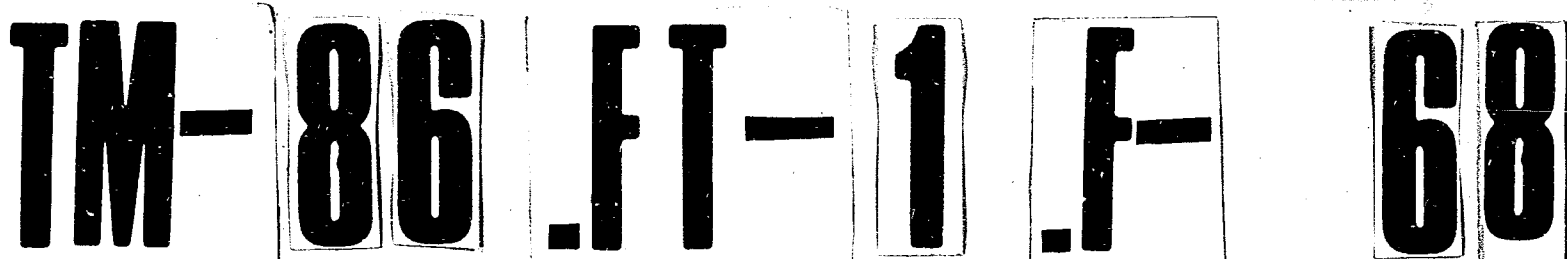


図-3.15



またすべり面粘土の自然含水比は40~50%であるが、液性限界は70%程度であり、そのときのせん断強度がほとんど零となっていることは興味深いことである。

7. 試験地における移動量について

i) 移動計による測定

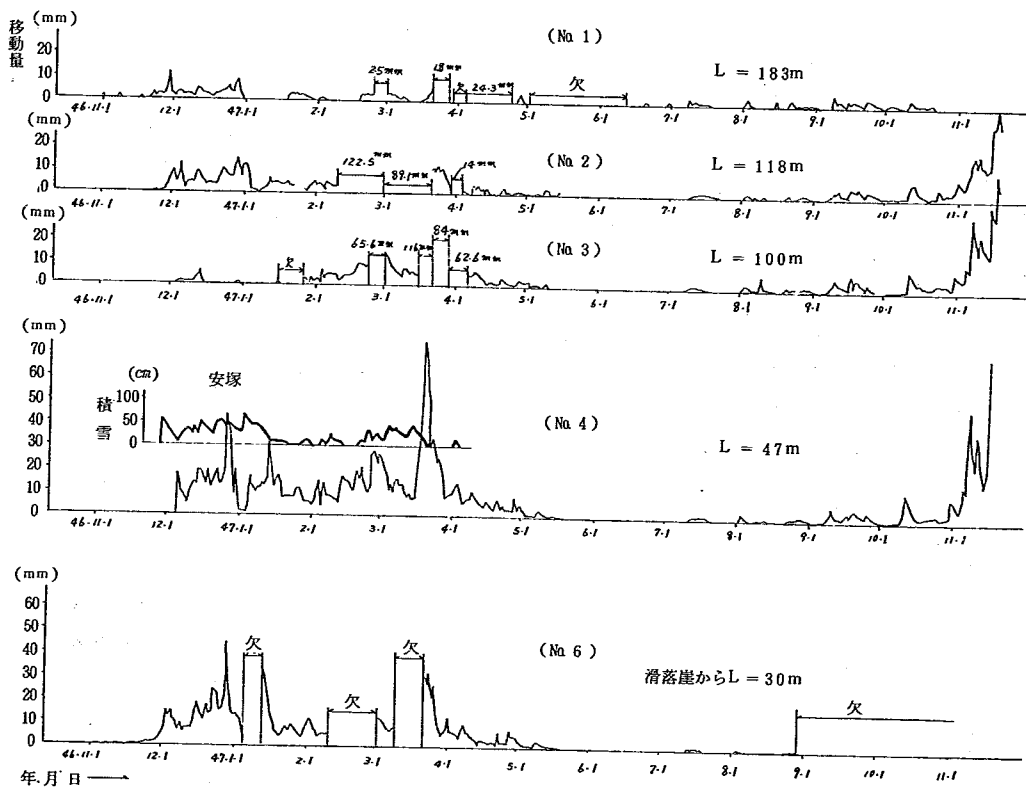


図-3.16 移動計による日移動量

TM-86 FT-1 F-69

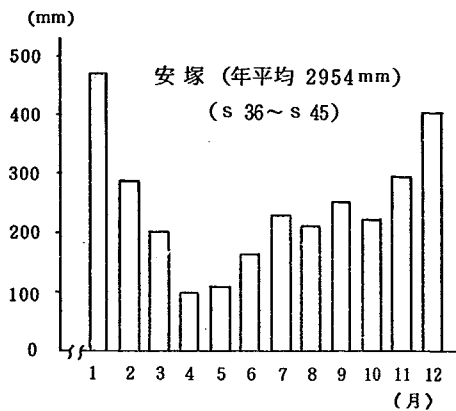


図-3.17 月別10ヶ年平均降水量

移動計は試掘孔を掘り、基岩内にワイヤーを固定し、ビニール管内を通して地上まで上げ、地表面の記録計によってその移動を測定しようとするものである。この場合、地すべり土層はビニール管と同一に移動しているとみなしている。

この移動計による昭和46年11月より47年11月に至る移動量を図-3.16に示した。この年は100年に一回という極めて少ない雪量であって、これを平常の年に適用することはできないが、12月より5月までの間の冬および春の初めに動いている。この移動量は年々異なっているが一つの傾向を示すものである。また、図-3.17に月別10ヶ年の平均降水量を示した。

ii) 三角測量による計測

試験地(第2緩斜面)内に移動観測用杭を昭和45年9月に数10本設置しこの移動量のある期間ごとに測定している。図-3.18にその杭の配置を示した。また、図-3.19にその縦断的關係を示した。

図-3.20は移動量を縦軸に対数目盛にとり、斜面上の位置を横軸にかいたものである。この図は昭和45年9月を移動量0とした。この図により、頭部にゆく程その移動量が大きくなる。

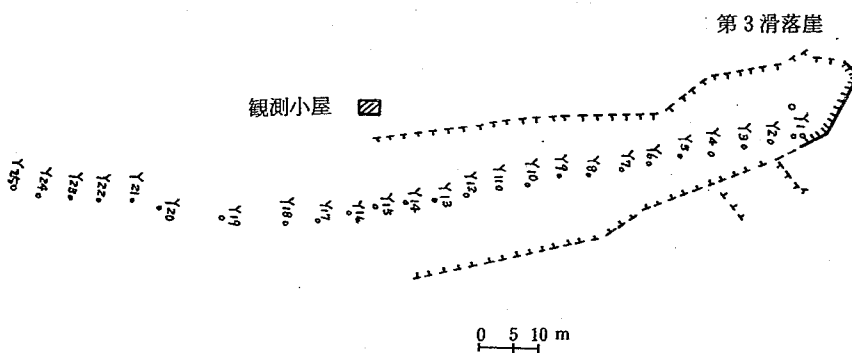


図-3.18 三角測量用移動杭の配置図

TM-86 FT-1 F-70

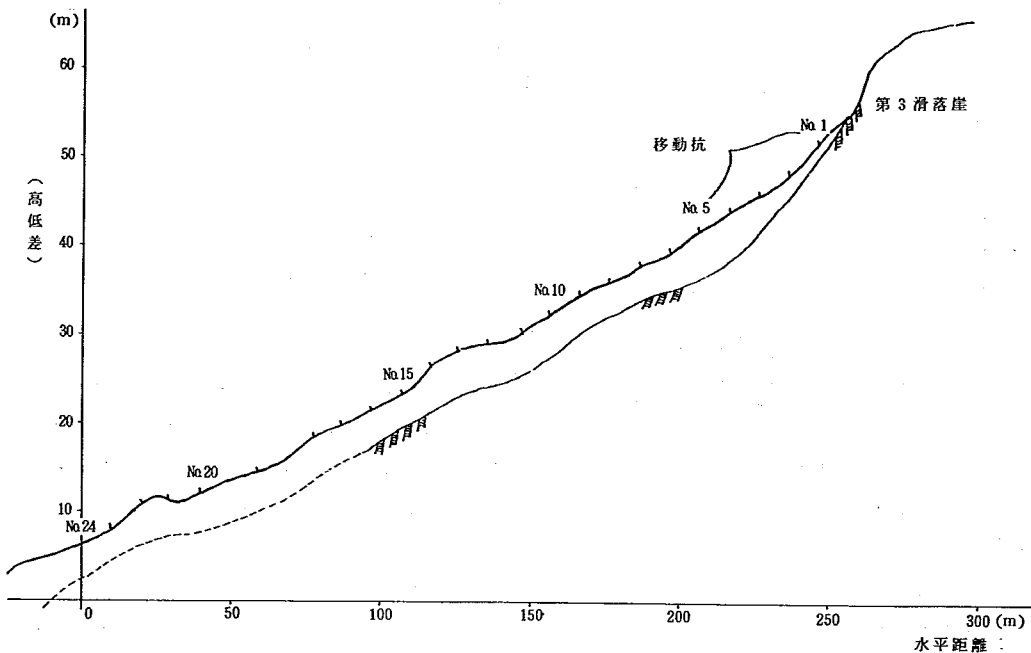


図-3.19 第2 緩斜面縦断面図

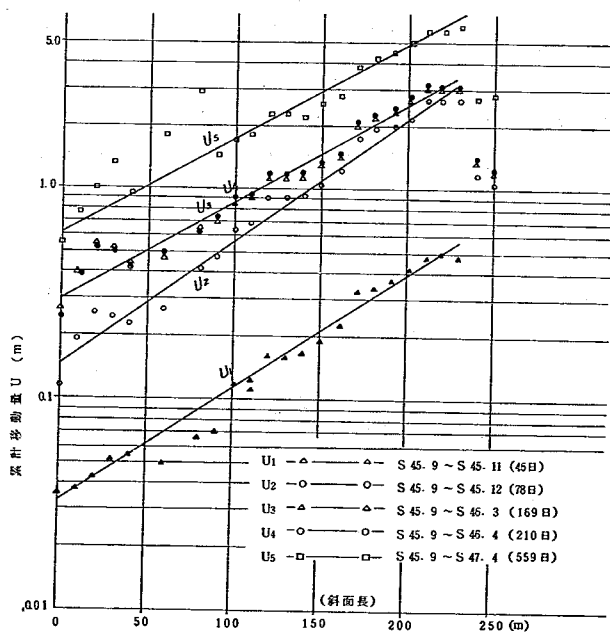


図-3.20 移動量と斜面長の関係

TM-86 FT-1 F-71

測定			累計移動量 u (m) L : 斜面長
自	至	期間日	
45.9	45.11	46	$u_1 = 0.03 \times 1.0123 L$
◇	45.12	78	$u_2 = 0.145 \times 1.0135 L$
◇	46.3	169	$u_3 = 0.292 \times 1.0108 L$
◇	46.4	210	$u_4 = U_3$
◇	47.4	559	$u_5 = 0.61 \times 1.0104 L$

表-3.3 累計移動量の式

図-3.20 で示すように斜面頭部では昭和45年9月から昭和47年4月までの約1年7ヶ月の間に約5mの移動がありこれに対してその末端部では1.0m未満の移動しかない。

累積移動量と斜面長の関係は片対数目盛ではほぼ直線関係にありこれを式になおせば表-3.3に示した指数関数の式が求まる。表-3.3の式より各期間の移動量は $U_i = (u_{i-1} - u_i)$ から求まり、これらの関係は図-3.21に示した。これらの一般式は $U = c \cdot a^L$

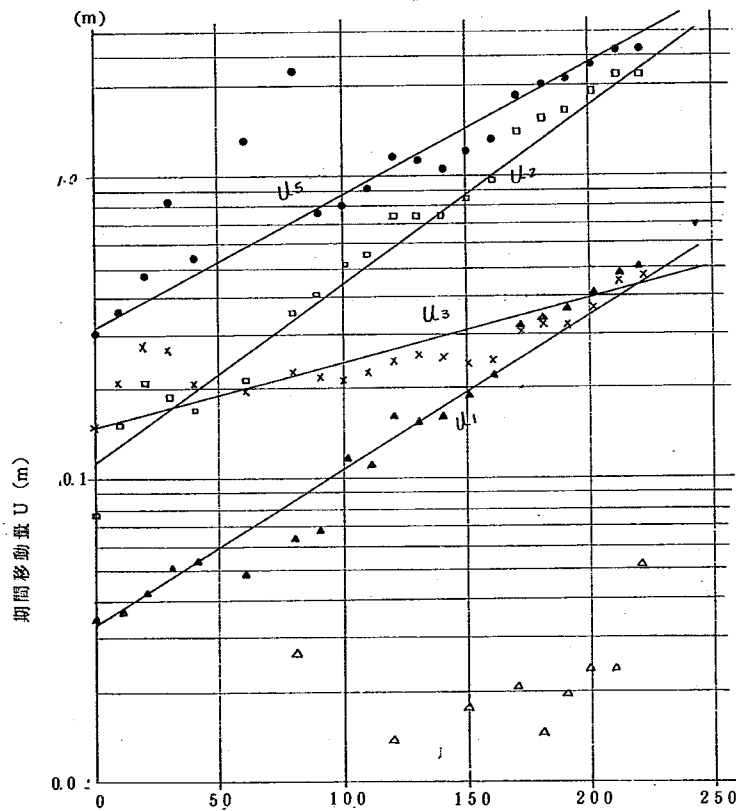


図-3.21 各測定期間内の移動量と斜面長の関係

これから各位置における歪は

$$\epsilon(\%) = \frac{CaLi - CaLi - i}{Li - Li - i} = \frac{C(aLi - aLi - i)}{Li - Li - i}$$

(ここに Li は任意の斜面位置)

この式より斜面長25mごとの歪量および歪速度 $\dot{\epsilon}$ を求めた。その結果を表-3.4に示す。この歪速度と斜面長の関係を、図-3.22に示した。

TM-86 FT-1 F-72

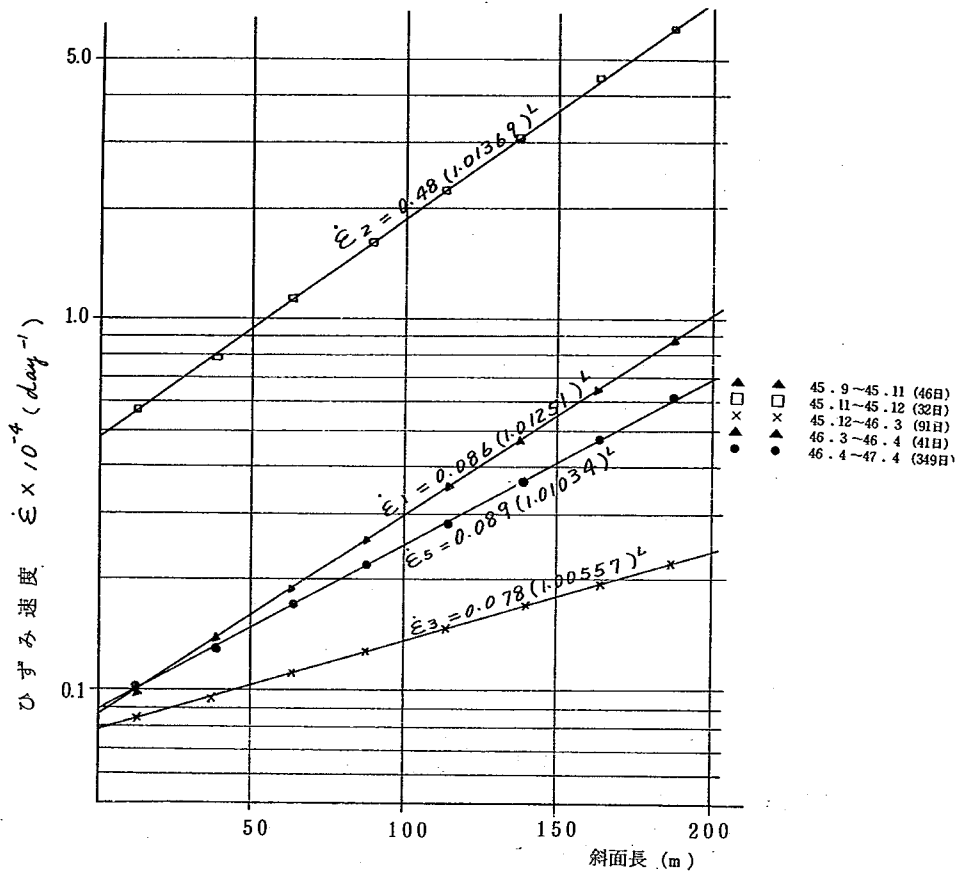


図-3.22 斜面長と歪速度の関係

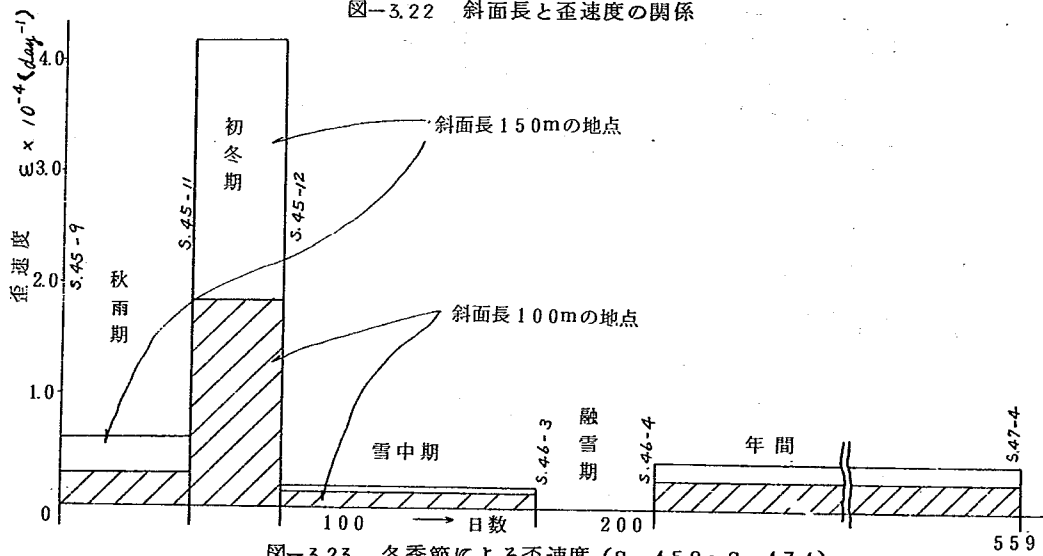


図-3.23 各季節による歪速度 (S. 45.9~S. 47.4)

TM-86 FT-1 F-73

図-3.22 において斜面長と歪速度は指数関数的に比例することが明らかとなった。

ただ、斜面の勾配や底面の摩擦抵抗は完全に均一でないために、ある短かい区間内では圧縮や引張りをうけていることを記憶にとどめる必要があり、これらの歪速度は平均的な数字とみなすべきであろう。図-3.23 は斜面長 100 m、190 m の歪速度を縦軸に、日数を横軸にあらわしたもので、この図から地すべりの移動は明らかにその気候と密接に関係していることが判る。北陸地方の秋の長雨は 10 月から初まり、やがてミゾレとなり、12 月初旬まで続く。また、3~5 m の積雪は 3 月中旬ごろより融け出し、山間の小川はこの時期より増水する。これを融雪期と称した。

	測定期間			L: 斜面長 (m) U: 移動量 (m) 移動量の式	ヒズミ量 ϵ 、ヒズミ速度 $\dot{\epsilon}$ (day)																	
	自	至	日数		斜面長(m) ϵ or $\dot{\epsilon}$	200~175 175~150 150~125 125~100 100~75 75~50 50~25 25~0																
						ϵ	$\dot{\epsilon}$	ϵ	$\dot{\epsilon}$	ϵ	$\dot{\epsilon}$	ϵ	$\dot{\epsilon}$	ϵ	$\dot{\epsilon}$							
秋雨期	45.9	45.11	46	$U_1 = 0.033 (1.0123)^L$	$\epsilon 1 \times 10^{-2}$	0.400	0.299	0.218	0.160	0.118	0.087	0.064	0.046	$\dot{\epsilon} 1 \times 10^{-4}$	0.868	0.648	0.473	0.351	0.256	0.188	0.138	0.100
初冬期	45.11	45.12	32	$U_2 = 0.112 (1.0133)^L$	$\epsilon 2 \times 10^{-2}$	1.960	1.440	1.000	0.720	0.512	0.368	0.248	0.184	$\dot{\epsilon} 2 \times 10^{-4}$	6.125	4.500	3.125	2.250	1.600	1.150	0.775	0.575
雪中期	45.12	46.3	91	$U_3 = 0.147 (1.0050)^L$	$\epsilon 3 \times 10^{-2}$	0.200	0.173	0.151	0.132	0.115	0.100	0.833	0.076	$\dot{\epsilon} 3 \times 10^{-4}$	0.220	0.190	0.166	0.145	0.126	0.110	0.092	0.084
融雪期	46.3	46.4	41	$U_4 = 0$																		
一年間	46.4	47.4	349	$U_5 = 0.318 (1.0102)^L$	$\epsilon 5 \times 10^{-2}$	2.120	1.640	1.280	0.980	0.760	0.590	0.453	0.352	$\dot{\epsilon} 5 \times 10^{-4}$	0.607	0.470	0.367	0.281	0.218	0.169	0.130	0.101

表-3.4 各期間における各地点の歪速度

TM-86 FT-1 F-74

8. 移動量から求めた歪速度について

前第7項において、第2緩斜面の各期間ごとの移動量から、その歪量、歪速度をえた。この結果移動量はその季節によって異なり、移動量、歪速度は斜面上部にゆくに従って大となり、これは指数関数的に増加することが明らかとなった。これら歪速度の関係から斜面の今後の変形、移動量、ないしは破壊の時期等を推定することができれば好ましいことであるが、このためにはすでに第2章で説明したように、斜面の各部の構成材料の性質が明確にとらえられることが望ましい。すなわち、斜面のどの部分が滑動部分となり、どの部分が受働部分となるか、そしてこれらの滑動力と滑動に対する抵抗力とを求めること、および、これらの弾性、もしくは塑性的性質を計測することなどが可能であれば今後の変形、もしくは移動量を推定することが可能となる。

これがためには以上のような要素を測定できる手段が開発されなければならない。これまでの説明の中で、すべり面は異なる土質間の境界面において発生するとして来たが、これらの境界面は直線的な勾配をもつものではなく、微細にこれを検討すればかなりの凸凹をもった面となるであろう。これが必然的にある長さをもつ斜面の滑動力、抵抗力の値に影響する。ゆっくりした地すべりは微妙な滑動力と抵抗力の差によって変形、ないしは移動を生じるので、円弧すべりなどの斜面安定計算に用いられているような、室内試験より求められたせん断抵抗値をそのまま用いることは甚だ危険であり、まして、地すべりのような自然斜面においては自然条件の降水などによってその値が変化するので、この取扱いは慎重を要する。この章において猿供養寺地すべりのすべり粘土の強度について説明して来たが、この値が室内試験より求めたものであれ、現場試験からのものであれ、それは全数を確実に代表している値といえるためには相当多数の試験を行わなくてはならず、實際上、多くの困難がともなり、第2章の斜面のつり合いの項での滑動力と抵抗力から変形、破壊について説明を行なったが、これを完全に適用するためには多くのそして確実性のある計測手段をもたなければならない。

現在、我々もつ計測手段で最も確実で、しかも信頼性のもてるものは移動量の計測である。また、猿供養寺の第2緩斜面のすべり厚さはほぼ一定であるので、斜面方向の滑動力とこれの弾性係数（または変形係数）をほぼ求められる。将来は歪速度の解析はレオロジーなどを適用することが考えられるが、第2章において斜面の時間に関する変形、移動、破壊はその点にかかる応力の増加速度によるとしたので、次にこの関係について述べる。

各期間における歪速度と応力の増加速度の関係

猿供養寺の地すべりの歪速度は図-3.2.2、表-3.4に示したように斜面の各点および各期間により差があるが、1日当り 10^{-4} の単位であり、その動きは非常に緩慢である。この時点においては図-3.1.2に示した斜面の崩積土の極限圧縮、またはせん断破壊強度まで達していないと考えることができる。すなわち、この崩積土は圧縮応力をうけ圧縮またはクリープ変形領域内とみなすべきであろう。斜面の変位は斜面内の応力状態の変化によって発生するものであり、この応力状態

TM-86 FT-1 F-75

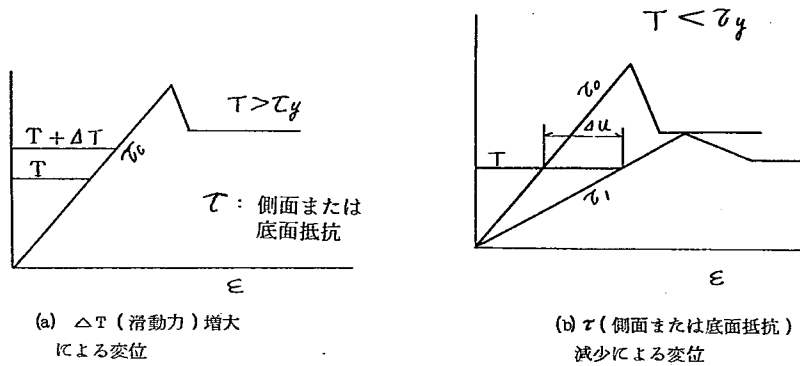


図-3.24 猿供養寺地すべりの変位の要因

の変化は降雨、融雪、地下水などの自然条件に大いに左右されることはすでにのべて来た。

猿供養寺第2緩斜面の変化を促がす応力の関係をここに上げてみると、図-3.24に示す幾通りかの現象を考えることができる。これらの詳しい説明はすでに第2章でとり上げたが、その中で、 $\sigma = T - R$ の関係から変位破壊が決定できることを説明した。すなわち、図-3.24で ΔT の増大、 τ の減少を示したが、これによって斜面内部に $\Delta\sigma$ が発生する。この第2緩斜面での ΔT の発生は図-3.3に示す第3滑落崖上部より土砂がこの斜面に崩れ落ちてくること、または積雪荷重などが考えられ、また、 τ の減少としては、図-3.12に示される側面、底面抵抗の減少が考えられる。ことに、この図の不動地に接する側面は割合ルーズなみ合せであって、容易に滲透水が侵入できる。この外、地下水の増加による底面抵抗を減少させるアップリフトの影響もあろう。また、重要なことは崩積土の表層部の弾性係数の減少も考えられるが、ここでは無視する。

以上のように、この斜面の変位をおこさせる幾つかの条件が考えられるが、これらは長年月にわたる斜面のつり合い状態の移り変わりに大いに左右されるもので、これらの条件は単独に発生するものでなく複合するものである。これはその年その年によって変位状態が同じでないところからも容易に説明がつく。

ΔT の増大、 τ の減少を斜面内部における $\Delta\sigma$ の増加としてとらえ、次にこの問題についてのべる。前述のように、この斜面の変位は崩積土の圧縮変形領域内の $\Delta\sigma$ によるものと規定した。レオロジー的な見方は材料はある荷重をうければ瞬

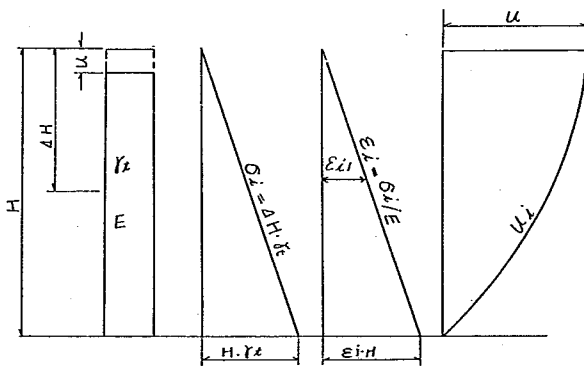


図-3.25 角柱の自重による圧縮変位

TM-86 FT-1 F-76

間的な変形のみでなく、時間経過とともに変形が進行することをのべているが、ここでは完全弾性体（フック体）として荷重により瞬間変形をするものと規定する。すなわち、変形は時間的なおくれがなく荷重の増加のみによって生じるものとした。これは、自然斜面のような極めて不均一な材料で構成されているものに直ちにレオロジー的手法を適用することは、材料の試験、または計測方法が未だ不十分な現在の時点では多くの困難をともない、問題の解釈を複雑にすると考えたからで将来は試験、計測手段の向上にともないレオロジー的考察が採り上げられる可能性がある。

圧縮変形の基本的概念を助けるために図-3.25に圧縮性の角柱を自立させたときのひずみを考えてみる。単位巾をもつ高さH、密度 γ_t の柱において、 ΔH の点の応力 σ_i は

$$\sigma_i = \Delta H \gamma_t$$

各部のひずみ ϵ_i は、弾性係数をEとすれば

$$\epsilon_i = \sigma_i / E$$

ΔH における歪量（圧縮量） u_i は

$$u_i = \int_H^{H-\Delta H} (\epsilon_i) dH = \frac{1}{2} (\epsilon_H + \epsilon_{\Delta H}) (H - \Delta H)$$

図-3.25の右端に各点におけるひずみ ϵ_i 、および圧縮量 u_i を示した。

ここで、猿供養寺の地すべりにおいては、ひずみ ϵ 、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 、変形量 u 、および変形係数としてのEが観測、測定されている。図-3.26で、ある勾配をもつ斜面上の圧縮変形を考

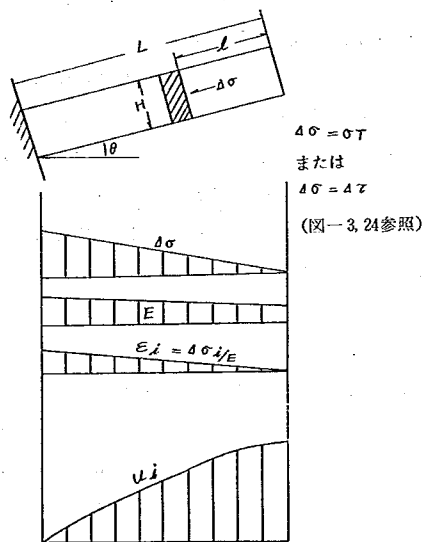


図-3.26 斜面上の圧縮性の角柱の変形

えてみる。この問題はすでに第2章でのべてあるが第2章においては応力 σ が既知で変位、または移動量を求める問題を取りあつた。地すべりの正当的な研究は外的条件から発生する応力との関係をつかみ、これによる変位、ないしは破壊時点をもとめることにあるが、斜面内部の応力状態を計測する手段が未だ確立していないし、かつ、これが一般化していない。前述のように、一般の地すべりの計測は、移動量を求めているにすぎず、これより経験的判断で将来の予測を行なおうとしているにすぎない。幸い、猿供養寺の地すべりにおいては、ひずみ速度、斜面の構成材料の変形係数をえられたので、これから斜面内部に発生する応力 $\Delta\sigma$ を求めて将来の地すべり解析の手がかりをあたえようとした。すなわち、図-3.26において、E、 ϵ_i より $\Delta\sigma$ を求めようとする。

TM-86 FT-1 F-77

図-3.2.7に猿供養寺第2緩斜面における $\Delta\sigma$ を求めるための諸元を示した。勾配 $\theta=10^\circ$ 、密度 $\gamma_t=1.8\text{ t/m}^3$ 、崩積土の深さ $H=5.0\text{ m}$ 、とすれば、斜面長、単位長さの滑動力 $T_i=H\cdot\gamma_t\cdot\sin\theta=1.56\text{ (t/m)}$ である。また、斜面各部の変形係数 $E\text{ (t/m}^2\text{)}$ は、斜面長210m、160m、0mの点においてそれぞれ50、100、200(t/m²)とし、この中間の点は、以上の数を結んだ点の値をとることとした。なお、実際の第2緩斜面の延長は250mであるが、ここで210mとしたことは、図-3.3の第3滑落崖より落下してくる土砂の性質は非常に乱されているのでこの影響範囲を約40mとしたため、250mからこの40mを差引いた210mの区間に限定した。

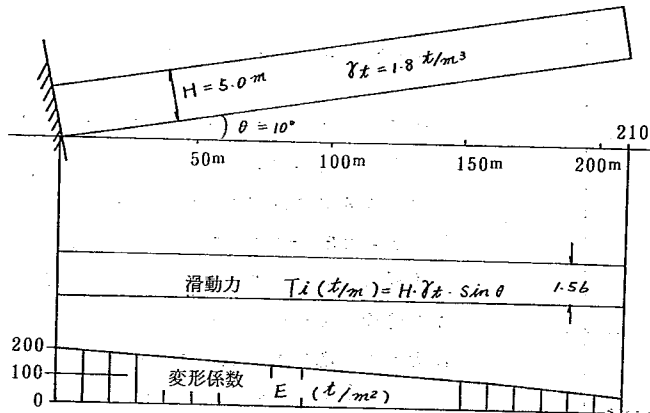


図3-27 猿供養寺第2緩斜面の滑動力および変形係数の値

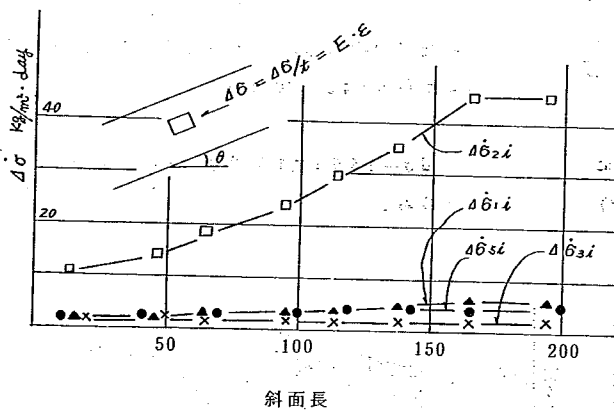


図3-28 斜面各部における応力の増加速度
 $\Delta\sigma\text{ (t/m}^2\cdot\text{day)}$

次に表-3.4 各期間における各地点のひずみ速度、および図-3.2.7 猿供養寺第2緩斜面の滑動力および変形係数の値より斜面各部における単位面積および単位斜面長ごとについて応力の増加速度、増加応力量について計算を行ない、その結果は、図-3.2.8~3.3.2に示した。

図-3.2.8は斜面各部における応力の増加速度 $\Delta\dot{\sigma}=\frac{\Delta\sigma}{t}$ 、図-3.2.9は増加応力 $\Delta\sigma$ 、図-3.3.0および3.3.1は単位斜面長ごとの応力の増加速度 $\frac{\Delta\sigma}{t}\cdot H$ 、図-3.3.2は単位斜面長ごとの増加応力 $\Delta\sigma\cdot H$ をそれぞれ示した。これらの図の中で、 $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_5$ の数字で示したサフ

イクスは、各測定期間の $\epsilon_1, \epsilon_2, \dots, \epsilon_5$ のサフィックスに対応するものである。

次に各図に示した $\Delta\dot{\sigma}=\frac{\Delta\sigma}{t}$ 、 $\Delta\sigma$ 、 $\frac{\Delta\sigma}{t}\cdot H$ 、 $\Delta\sigma\cdot H$ を求めた方法について説明する。

$$\Delta\dot{\sigma}=\frac{\Delta\sigma}{t}=\epsilon\cdot E$$

ϵ : 表-3.4より求める

E : 図-3.2.7より求める

TM-86 FT-1 F-78

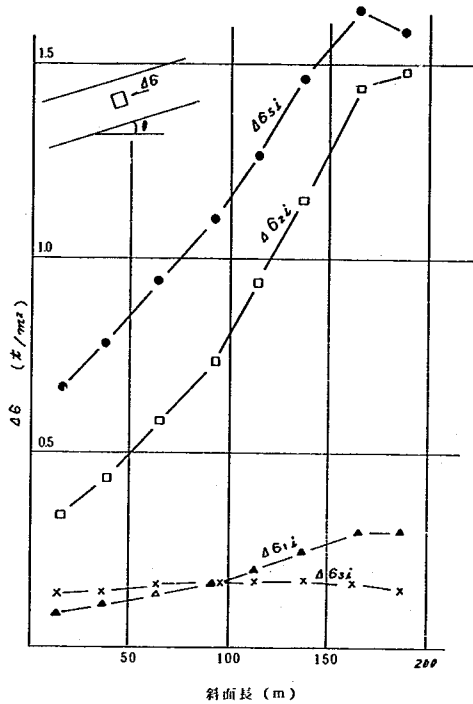


図-3.29 斜面各部における各期間に発生した増加応力 $\Delta\sigma$ (t/m^2)

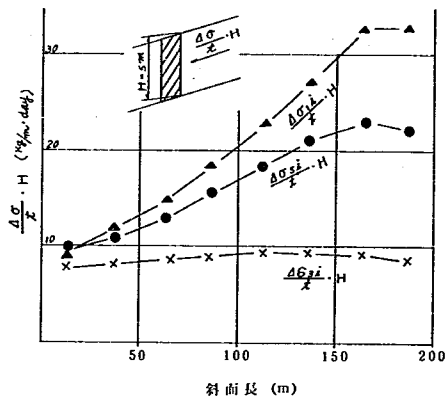


図-3.30 斜面各部における単位斜面長ごとの応力の増加速度

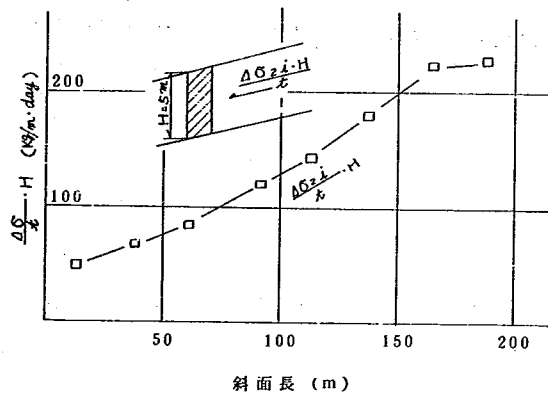


図-3.31 ϵ_1 に対応する単位斜面長ごとの応力の増加速度

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma \times t \quad t: \text{表-3.4に示す日数}$$

$$\frac{\Delta\sigma}{t} \cdot H = \Delta\sigma' \cdot H \quad H: 5\text{mとした}$$

$\Delta\sigma \times H$ は上式より容易に求まる。

次に斜面長 200m ~ 175m の間のそれぞれの計算例を示す。

表-3.4より, ϵ_1 に対応するひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.868 \times 10^{-4}$

変形係数は図-3.27において $\frac{1}{2}(200 + 175)$ の斜面長のところから, $E = 75$ (t/m) をうる, 応力増加速度 $\Delta\sigma'$ ($kg/m \cdot \text{day}$)

$$\begin{aligned} \Delta\sigma' &= \dot{\epsilon} \cdot E = 0.868 \times 10^{-4} \times 75 \\ &= 0.651 \times 10^{-2} \\ &= 6.51 \text{ (kg/m} \cdot \text{day)} \end{aligned}$$

期間内の増加応力 $\Delta\sigma$ (t/m^2) は, 表-3.4 から $t = 46$ 日であるから

$$\Delta\sigma = 0.651 \times 10^{-2} \times 46 = 299 \text{ t/m}^2 \text{ をうる。}$$

TM-86 FT-1 F-79

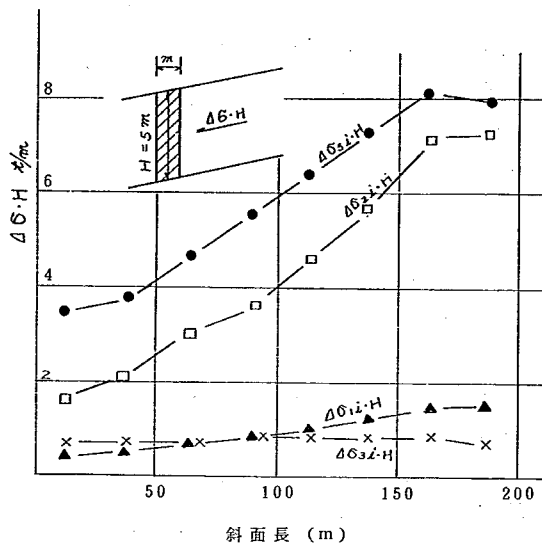


図-3.32 各測定期間内に発生した
単位斜面長ごとの増加応力

図-3.30, 3.31に示した単位斜面長
ごとの応力の増加速度 $\frac{\Delta\sigma}{t} \cdot H$ ($\text{Kg}/\text{m} \cdot \text{day}$)
は $\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma}{t} = 0.651 \times 10^{-2}$, $H =$
 5 m であるから

$$\begin{aligned} \frac{\Delta\sigma}{t} \times H &= 0.651 \times 10^{-2} \times 5 \\ &= 0.0326 \text{ (t/m} \cdot \text{day)} \\ &= 32.6 \text{ (Kg/m} \cdot \text{day)} \end{aligned}$$

図-3.32に示した単位斜面長ごとの増加
応力 $\Delta\sigma \cdot H$ (t/m) は、上の値に $t=46$
日をかけて

$$\begin{aligned} \Delta\sigma \cdot H &= \frac{\Delta\sigma}{t} \times H \times t = 32.6 \times 46 \\ &= 1.49 \text{ (t/m)} \end{aligned}$$

をうる。

図-3.28より応力の増加速度は、約 $1.0 \sim 50.0$ ($\text{kg}/\text{m} \cdot \text{day}$) の比較的小さい強度範囲を示し
 ϵ_2 の初冬期に対応するものが最も大である。これに対し、図-3.29の各期間内の増加応力は、
 $0.1 \sim 1.6$ (t/m)の範囲にあり、 ϵ_5 に対応するものが最大である。これは ϵ_5 の期間が349日と
他に比して非常に長いことに起因する。だが、 ϵ_5 の応力増加速度 $\Delta\sigma$ は図-3.28において他に
比して小である。

単位斜面長ごとの応力の増加速度は、図-3.30, 3.31に示すように ϵ_2 に対応するものが最
も大で、 ϵ_3 に対応するものが最も小である。 ϵ_3 は45年12月より46年3月までの雪中期のも
のである。なお、 ϵ_4 は移動、変位量はゼロであった。これは融雪期に相当する。

図-3.32の単位斜面長ごとの増加応力は、図-3.30, 3.31と同じ傾向を示し、増加応力の
範囲は $0.5 \sim 8.0$ (t/m)にある。この数字は側面、底面抵抗の減少、または頭部の荷重増によるも
のとみなすことができる。

このように各ひずみ速度より求めた応力の増加速度は非常に小さく、例えば図-3.28において
 $\epsilon_1, \epsilon_3, \epsilon_5$ に対応する $\Delta\sigma$ は、日当たり約 $5 \text{ Kg}/\text{m}^2$ の増加、単位斜面長では、図-3.30に示すよ
うに日当たり約 $1.0 \sim 3.0 \text{ Kg}/\text{m}^2$ の増加となっている。

これらの数字からみて地すべり斜面はわずかなつり合いが失われることによって移動、変位が
生じているといえる。

将来は、外的条件より斜面の応力状態の変化を推定する方法が導かれる必要があるが、地すべり
は、降雨、融雪などの影響を直接的にうけず時間が経過して始めてその影響が発生する。しかも斜
面長が数kmという長さになるため、これら全体のバランスを考慮に入れなければならない。この

TM-86 FT-1 F-80

ため今後、数多くの現場における資料が整備されなくてはならない。この猿供養寺の地すべりの移動量の測定結果と、季節ごと、または降雨量との相関性は、その期間内ではある程度認められないこともないが、別の年の資料ではまた違った相関がえられるように甚だやっかいな問題で、これは地すべりの移動、変位は一つ一つの独立事象と相関するものでなく、数多くの事象の帰結として、地すべりの変位が発生すると考えなくてはならないことを示している。

9. ま と め

猿供養寺の地すべりの調査は北陸地方の地すべりを説明するための一つの資料として昭和35年度より行なわれてきた。昭和35年度ごろは地すべりの調査方法もあまり確立しておらず、まず、計測手段の開発から始めなければならず、このため幾つかの試行錯誤もくり返された。現在では当然の事象のように考えられていることが、それが真実か否かの議論があったりした。たとえば、この章の中でのべた崩積土と泥岩との間にすべり粘土があり、この境界面で地すべり移動が行なわれているということは、この猿供養寺の調査で始めて判ったのであるが、当時は一つの驚きとしてとらえられた。

ここに、地すべりの移動量を U 、自然条件(降水・気象など)を N 、土質・地質・植生構成を S 、斜面の縦断、横断的な材料構成を L とすれば、一般式として次のようにあらわすことができる。

$$U = F(N, S, L \dots\dots\dots)$$

移動量 U は、 N 、 S 、 L およびその他の要因と複雑にからみ合った結果生じるもので、従来の多くの研究は移動量と自然条件との相関性を追求してきたきらいがあるが、この報告では特に斜面構成材料の力学特性および斜面全体のバランスについて力を貸したつもりである。

この報告の中でのべられた要点をつぎに掲げる。

- (1) この地すべりの母体は黒色泥岩であり、この泥岩は風化の影響をうけやすく、空気中では容易に破碎され、泥化する。
- (2) 猿供養寺の地すべり延長は約1.5 kmで、頭部、中間緩斜面、末端部の3部に大別でき、頭部ほどその勾配が大である。
- (3) 頭部の勾配は約20°で、その斜面構成材料は岩塊などを多く含み、空隙量が多く荒々しい感じのもので構成されている。このような場所では降水が容易に滲透しその強度が低下する。この部分では降雨、融雪の影響は直接的で、斜面を不安定にする働きをする。この場合、急

TM-86 FT-1 F-81

激な崩壊，土石流の形をとることが多い。この部分の表土は比較的厚さが小で1.0～2.0 mでこの表土が運搬されるとその基岩が風化をうけ表土を生成する。

- (4) 中間緩斜面部は図-3.2に示した頭部と末端部にはさまれた部分で，その勾配は約 10° ～ 15° である。第1緩斜面の崩積土の泥岩までの深さは一定でなく，1.0～15.0 mの範囲にある。
- 第2緩斜面の土質構成は図-3.4のように崩積土の深さは4.5～5.0 mでこの下部に泥岩があり，これらの境界面におっとりしたグリス状のすべり粘土が1.0～2.0 cmの厚さで存在している。この両緩斜面とも崩積土は一種の圧縮的な変形をしているが，その移動量が大きくなると各部の移動量に差が生じるため横クラックが発生する。
- (5) 部落を含む末端部の表土部は井戸などによる観測では1.0～2.0 mあり，その勾配は極めて小である。
- (6) 斜面1.5 kmの各部の移動量は頭部ほど大で，下部に至るほど小であり，これらの移動量は初冬，融雪時に大となるが，その量は年によって変わり一定でない。
- 第2緩斜面の移動量は昭和45年ごろまでは年間20～30 cmであったが，これ以降は3.0 m以上に達している。
- (7) 移動量，およびその速度は頭部を除き斜面全体のつり合いによって定まる。たとえば，頭部より流入した土砂は第1緩斜面にとまり，これが滑動力を増大しこの斜面の不安定化を促す。
- (8) 第2緩斜面の昭和45年9月より昭和47年4月に至る間の移動量，ひずみ速度は図-3.21，および3.22に示すように上部ほど大で下部は小であり，移動量と斜面長とは指数関数的関係がある。ひずみ速度はその測定期間によって異なるが，この範囲は $(0.1\sim 5.0) \times 10^{-4}$ (day $^{-1}$)にある。
- (9) ひずみを発生させる応力の増加速度 $\Delta\sigma$ は， ϵ および E を現場の測定値から $\Delta\sigma = \epsilon \cdot E$ の関係から求めることができる。これらの値は図-3.28に示したように各期間によって異なるが1.0～50.0 (Kg/m 2 ·day)の範囲にある。
- (10) 単位斜面長ごとの応力の増加速度 $\frac{\Delta\sigma}{L} \cdot H$ は図-3.30および3.31に示したように各期間の差が大であるが，その範囲を示せば約1.0～200 (Kg/m 2 ·day)にはいる。すなわち，この値の大小は，地すべり地内の側面，底面抵抗の減少または荷重増分とみなすことができる。
- (11) 外的な自然条件と移動量の関係は甚だ複雑で，移動は自然条件およびこれによって生じる斜面構成材料の力学的変化に起因するが，一つだけの要因と移動量と直接的に相関づけることは困難である。

TM-86 FT-1 F-82

(その2) 道路の法面切取工事作業中の急激な崩壊事故について

1. はじめに

最近土木工事の大型化と急速化にともない工事中に事故が発生して、作業員に死傷をあたえることも少なくない。ここで報告する崩壊事故は国道117号、新潟県、北魚沼郡川口町牛ヶ首附近通称塩殿峠、㌠101附近で、国道改良工事中突然法長約20mの切土がくずれ作業員のうち、死者3名、重軽傷者3名をだした。この事故については現在、警察当局が取調べ中であり、その責任の範囲についての解釈がまだついていない。この報告では、事故全般の原因について明確に断定するところまで至っていないが、警察当局に土研、新潟試験所として提出した範囲にかぎり、ここにのべる。

2. 崩壊箇所の概要

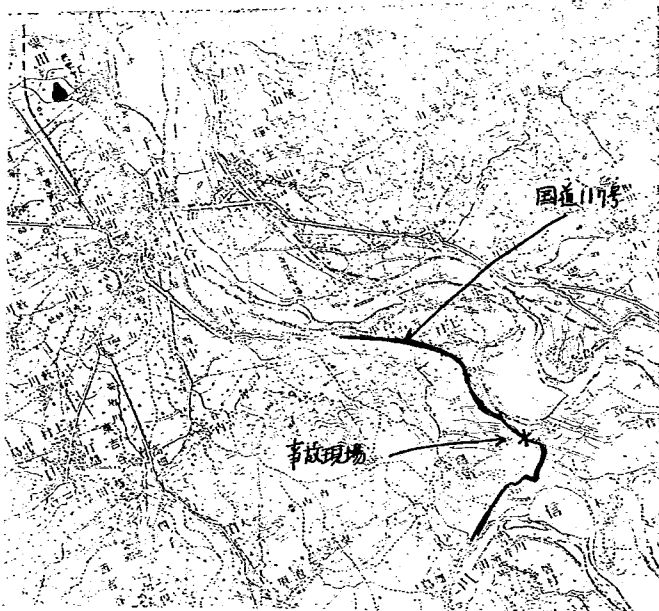


図-3.3.3 崩壊箇所 位置図

崩壊箇所は図-3.3.3に示すように小千谷市～十日町市間の川口町地内 国道117号 工事測点 ㌠100～㌠105間の約100mである。ここは信濃川の蛇行している箇所に接している丘陵であり、急峻な部は多くない。

図-3.3.4は崩壊箇所の平面図である。

写真-3.6は事故発生前の切取工事中のもので、図-3.3.4の測点㌠99附近から㌠100の方に向ってうつしたものである。この区間の㌠101, 102, 103, 104の横断は図-3.3.5～3.3.8にそれぞれ示した。

TM-86 FT-1 F-83

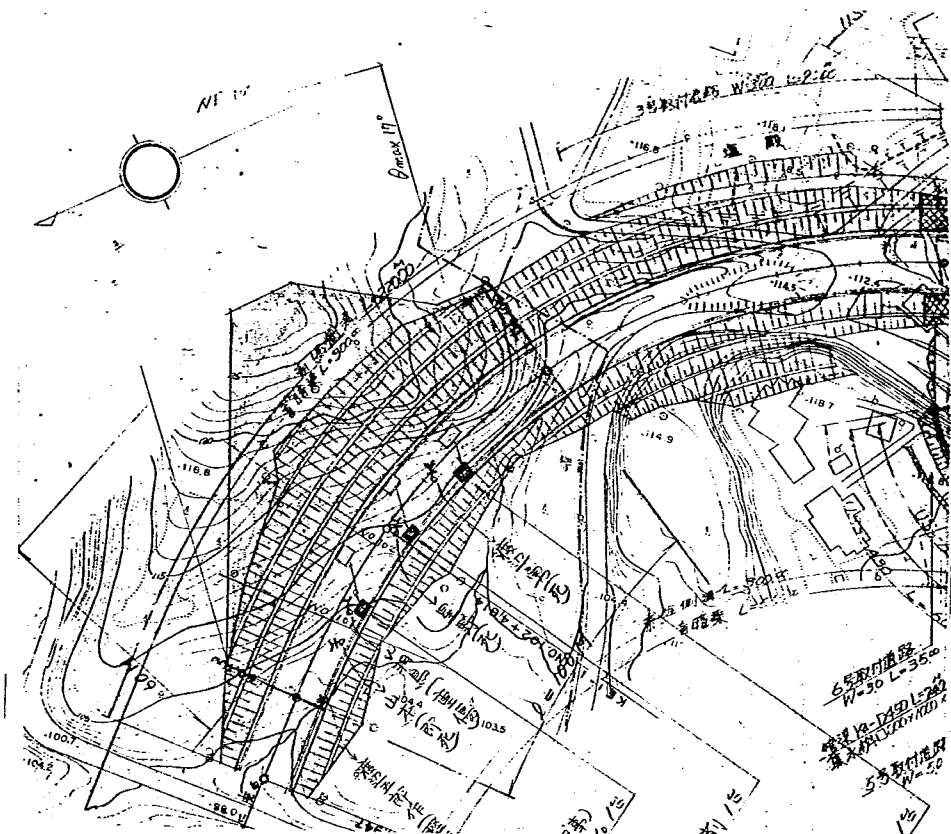


図-3.34 崩壊箇所 平面図 S=1/1,000

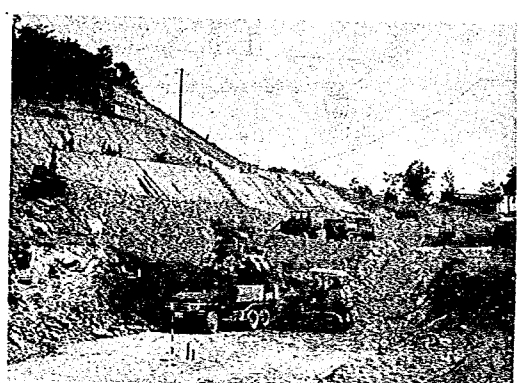


写真-3.6 事故前



写真-3.7 事故後 右端に小さく見える
崩壊は47年6月18日発生

TM-86.FT-1.F-84

图-3. 35

No 101 GH=102.530
FH= 96.560
CA= 203.9m²

图-3. 36

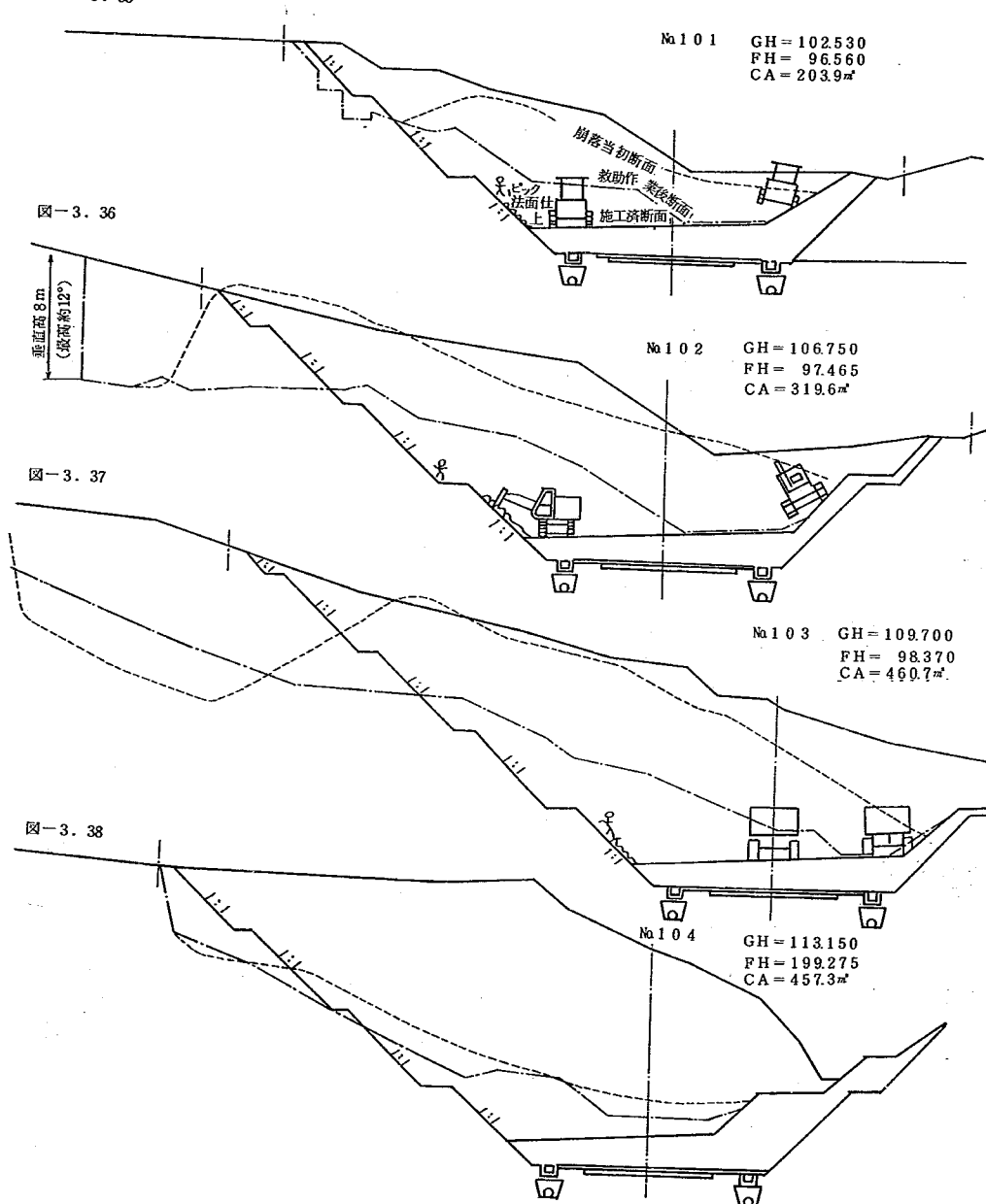
No 102 GH=106.750
FH= 97.465
CA= 319.6m²

图-3. 37

No 103 GH=109.700
FH= 98.370
CA= 460.7m²

图-3. 38

No 104 GH=113.150
FH= 199.275
CA= 457.3m²



TM-86 FT-1 F-85

図-3.35～3.38の横断図において法面は1:1の勾配に切り取り、直高5 mごとに1.0 mの小段をつける構造としている。事故発生当時は、道路中心線附近においてF・Hより約1.5～2.0 mまで掘削しつつあり、法面はほぼ完成に近く、小段の最下部あたりを、整形していたものと考えられる。切取完成時における法長は、 $\#101$ 、 102 、 103 および 104 において、それぞれほぼ、21、27、36、30 mの予定であった。

3. 被害の状況

この崩壊において工事施工者の従業員のうち、死者 3名、重軽傷者 3名をだし、この外、建設用機械のうち、パワーショベル、トラクターショベル、ダンプトラック各1に被害があった。

これらの作業時の位置および発掘時の位置は、図-3.34の崩壊箇所平面図に示した。

4. 崩壊斜面の土質構成について

この箇所においては、 $\#103$ の切取が最も大で、その法長は図-3.37に示すように約36 mである。この位置の斜面の土質構成は、事故以前の工事中の写真から判断すると、地表部粘性土系の表土が1～3 mの厚さがあり、その下部は灰色系の頁岩または泥岩とよばれる厚い層からなっている。故に崩壊はこの頁岩が主体と考えられる。この灰色頁岩は崩壊上部をみると層状になっていて、2～3 mの厚さの層が積みかさなっている。また崩壊最上部では鉛直状のジョイントがみられる。なお層の傾斜は $N10^\circ E$ 最大傾斜角は 17° であった。層と層のかさなり目は非常に薄く、これをボーリングなどによる調査で発見するのは非常に困難であったろうと思われる。また、この層理がサンプリングで発見できたとしても、その傾斜方向、連続状態などは狭い面積の中で数多くのボーリングを行ない、これらのサンプルをつなぎ合わせる解析を行わなければならなかったと考えられる。ダム基礎の岩盤調査などとは異なり、国道の改良計画調査では狭い面積の中で、数多くのボーリングを行ない、これの解析を行なうという手法は殆んど、採られていない。

次に、事故後、この灰色頁岩の性質について、そのすべり抵抗、圧縮強度、浸水乾燥の影響などを室内的に試験したので、以下にのべる。

TM-86

86

FT-1

1

FT

86

a) 一軸圧縮強度

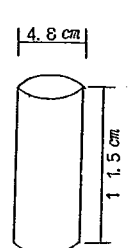
種別	サンプル No.	一軸圧縮強度 Kg/cm ²	弾性係数 Kg/cm ²	備考
自然含水比 (約22%)	1	20	751	
	2	17	649	
	3	16	666	
空气中乾燥 2日後	a	73	4,250	
	b	78	2,396	
		平均 18	平均 700	
		平均 75	平均 3,323	

表-3.5 頁岩の圧縮強度

表-3.5. 図-3.39は崩壊箇所の主材料である頁岩を直径4.8cm、長さ1.5cmに整形し、一軸圧縮試験を行なった結果である。この図表より、自然状態の含水比約22%の強度は平均18Kg/cm²で、試料を整形後、2日間、空气中に放置した後の一軸圧縮強度は、平均75Kg/cm²であった。すなわち、2日間程度の空気乾燥をうければ、その強度は約3倍増加することを示している。この試料の整形作業はさして困難でなかった。このことは自然含水比では岩内部にクラック、節理の発達は少ないとみなしうる。

この頁岩の一軸圧縮試験による弾性係数は、表-3.5のように自然含水比のとき、平均700Kg/cm²、2日間空気乾燥後では、平均3,323Kg/cm²であった。

これらのいずれの試料も、図-3.39に示すように破壊のピークは明らかで、かなり剛的な性質をもっていることを示している。

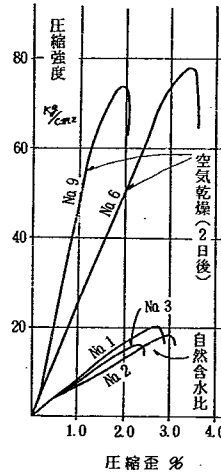


図-3.39 頁岩の圧縮強度-歪

TM-86 FT-1 F-87

b) - 1 岩の乾燥、浸水による性質の変化についての観察

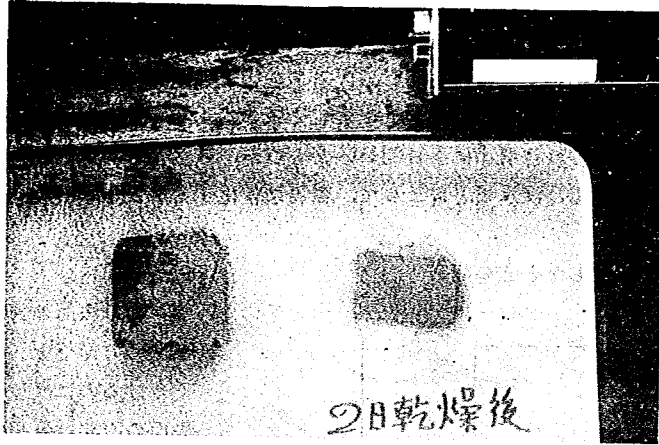


写真-3.8 浸水直後

写真-3.8の右側が、空气中2日間放置しておき浸水させたものであり、左側は岩塊よりとり出し、直ぐ浸水させたものである。浸水後6時間経過すると、写真-3.9のように右側は崩壊し軟弱化し、浸水2日間経過すると、写真-3.10のように右側は完全に水に溶けた状態となるが左側は依然、その形をあまり変えない。

一軸圧縮試験 (4-a)
自然含水比の岩塊よりとり出した強度よりも、2日間乾燥させた強度が大である結果をえたが、これは現場の観察よりえられた概念と異っている。このため、ここでは、試料の片を2日間空气中で乾燥したものと、岩塊からとり出した直後のものとを同時に浸水させ、その結果を観察してみた。

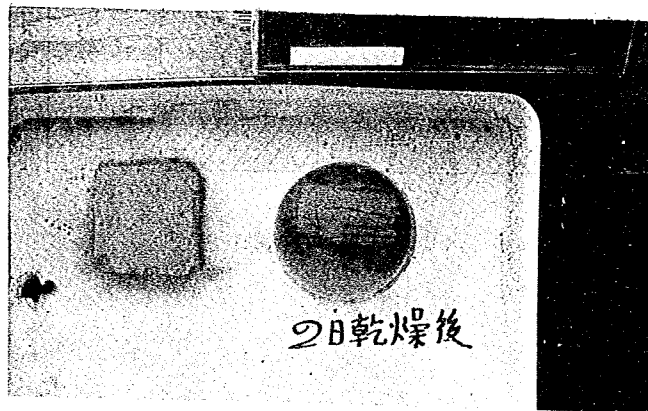


写真-3.9 浸水後 6時間経過

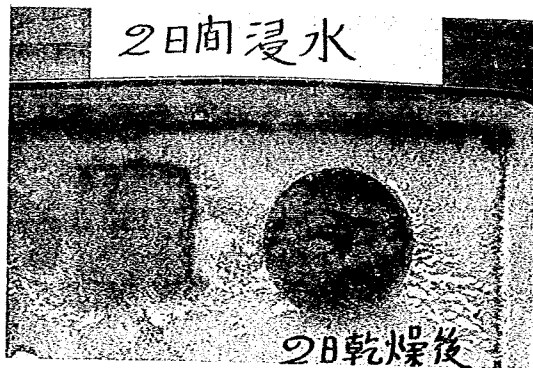


写真-3.10 浸水後 2日間経過

TM-86 FT-1 F-88

これらの試料の軟化を調べるため、セルロイドの30cm定規を立てたところ、その自重のみで、右側の試料では試料厚45mm完全に貫入したが、左側の試料では表面の3mmのみの貫入を示したにすぎない。

この試験の観察結果より切取法面は掘削によって露出され、太陽・空気などによる乾燥をうけるが、その後、降雨による加水によって急速に軟化されることを示している。

すなわち、(4-a)で述べた一軸圧縮強度は空気中に2日間おいたものが、自然含水状態のものよりも大となっているが、この材料は、降雨、浸水などによって、容易に軟化することを示している。

b) -2 試料を半浸水、排水をくり返したときの観察

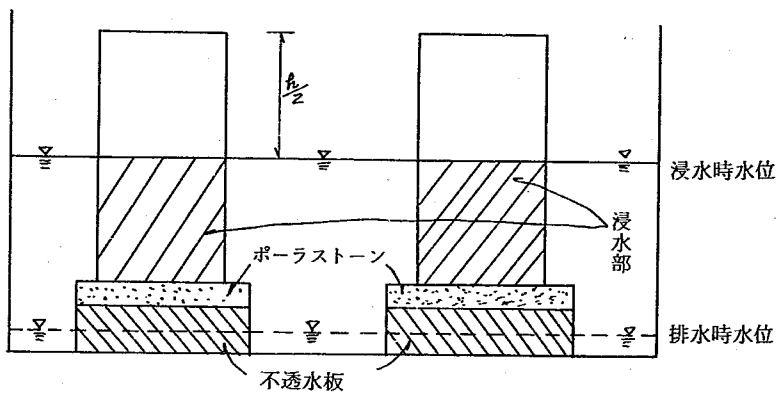


図-3.40 くり返し浸水 試験の説明

切取り法面の表面は乾燥の影響を、多くうけるのに反して法面の内部は湿潤状態となることが多い。この試験では、このような状態を想定し、また、短時間で観察できるように浸水、排水をくり返してみた。図-3.40はその試験の浸水時の状況を示したもので、表3.6には供試体の形状密度を示した。

	h (cm)	φ (cm)	A (cm ²)	V (cm ³)	S (cm ³)	γ _t (t/m ³)
No 1	15.1	上 6.475	32.95	497.5	307.18	2.05
		中 6.47				
		下 6.50				
No 2	14.855	上 6.40	32.40	481.3	299.69	2.05
		中 6.42				
		下 6.46				

表-3.6 くり返し浸水試験の試料寸法、密度

TM-86 FT-1 F-89

浸水条件は下記のように行なった。

経過時間 (hr)	0	7	14	21	38	64
		浸水	排水	浸水	排水	浸水

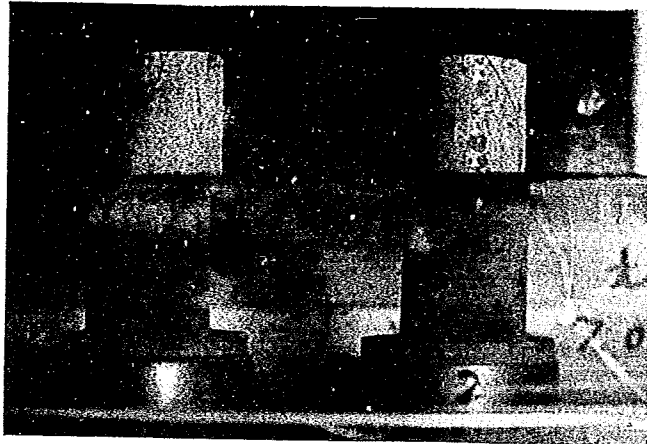


写真-3.11 7時間後 (側面)

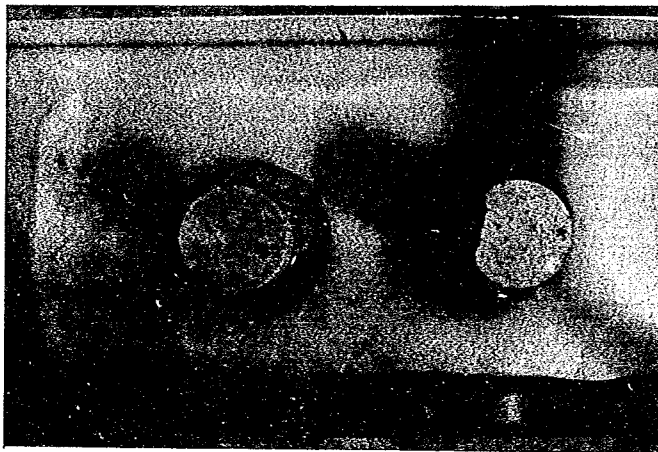


写真-3.12 7時間後 (上面)

写真 3.11, 3.12 は浸水 7 時間後の状況で、その頭部にはすでにクラックが発生していることが認められる。また、写真 3.13, 3.14 は 2 4 時間後のもので、乾・湿をくり返し、クラックが著るしく成長した。いずれにせよ、この試料は外的な条件、乾燥、浸水などの影響を大きく受ける性質をもっている事が、一連の試験で明らかとなった。

このため掘削、切取り直後はたとえ安定であっても、その後の外的条件で、不安定となる可能性を秘めているといえる。

TM-86 FT-1 F-90

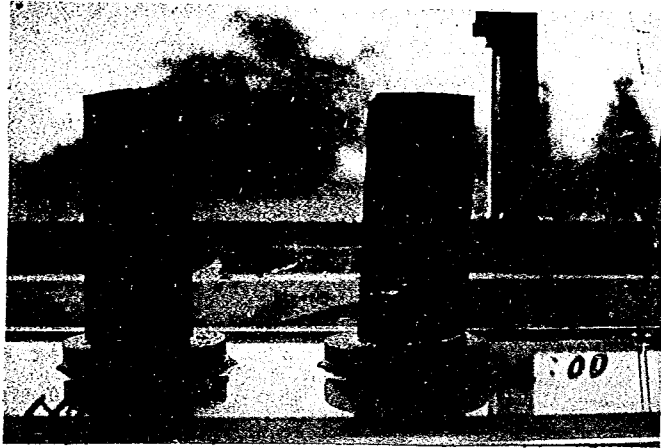


写真-3.13 24時間後 (側面)

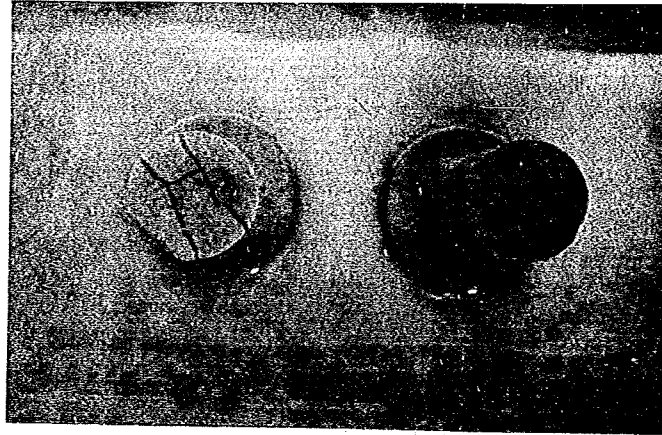


写真-3.14 24時間後 (上面)

TM-86

FT-1

F-91

5. 層の節理間のすべり抵抗試験

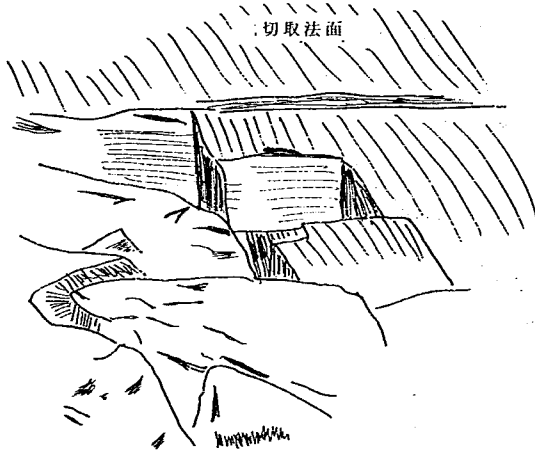


図-3.41 切取法面より層状頁岩の滑脱のスケッチ

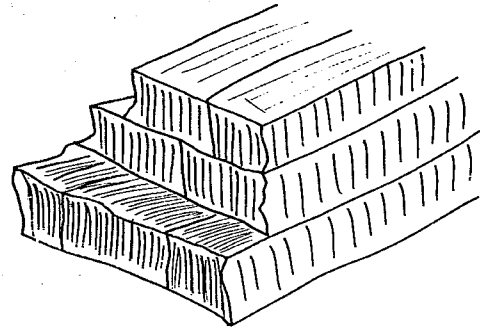


図-3.42 層状節理

図-3.41 はある切取法面より層状の頁岩が滑脱し、その法面が崩れた状況をスケッチで示したものである。これは、図-3.42のように規則的な層状節理があって、その一部が滑りだしたものと考えることができる。自然状態での頁岩自身の強度は、一軸圧縮試験の項ですで述べたように相当あり、岩層内での破砕は容易に行なわれるとは考えられず、ここですべり出し、または、破壊が行なわれるとすれば、図-3.41、3.42に示したように層間の境界面で発生するものと考えられる。

このような理由から現場の岩をもち帰り、すべり抵抗試験を行なった。この試験は、図-3.43に示す要領で行なった。写真-3.15に、その実施状況を示した。この上下の移動用箱の中に試料の接触面積 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ になるように整形しこれを石膏で固定させた。この試験においては接触面において自然含水比とみなされる22%と、人為的に湿潤させた状態の含水比100%の二つの条件を作り、試験を行なった。

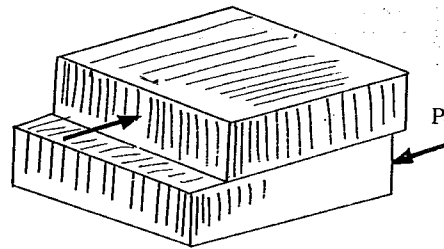


図-3.43 すべり試験の説明

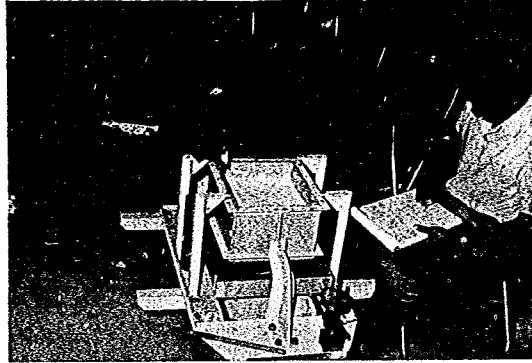


写真-3.15 すべり試験測定状況

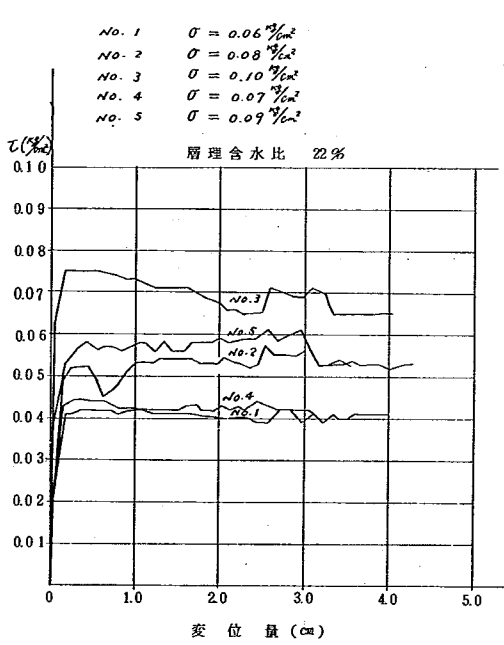


図-3.44 すべり抵抗試験……(1)

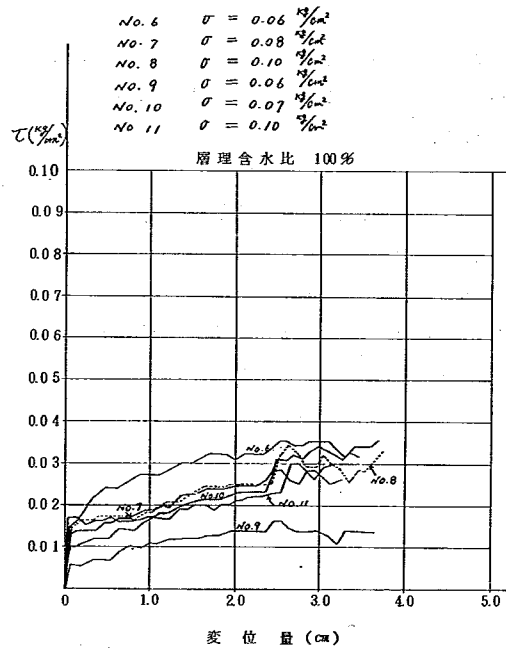


図-3.45 すべり抵抗試験……(2)

TM-86 FT-1 F-93

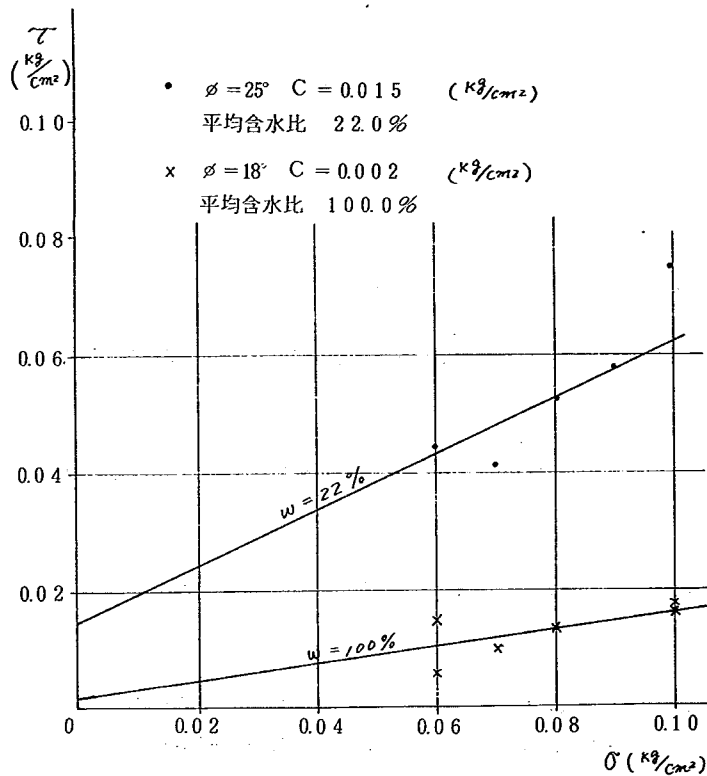


図-3.46 すべり抵抗…… $\tau \sim \sigma$ の関係

規則であることを考慮に入れ、これらの試験値を判断する必要がある。

図-3.46のすべり抵抗値は荷重と相関性があり、含水比22%のとき $\tau (\text{kg/cm}^2) = 0.015 + \sigma \tan 25^\circ$ 、100%のとき $\tau (\text{kg/cm}^2) = 0.002 + \sigma \tan 18^\circ$ となった。現地の層と層の接合面の含水比は22%と100%の間にあると考えられるので、そのすべり抵抗値は図-3.46において、上下の線の間位置するものであろう。

図-3.44、3.45は各荷重条件における変位量とすべり抵抗の試験結果である。平均含水比 約22%の図-3.44においては1~2%程度の変位量でピークを示すが、図-3.45の含水比の大なる試料では一旦、すべり抵抗のピークがあらわれた後、漸増する傾向がある。

図-3.46は接面の含水比22%と100%の、荷重とすべり抵抗の関係を示したもので、当然のことながら、含水比の大なるものすべり抵抗は小である。

現場の層と層との間は、実験室におけるように単純ではなく、その接合面は不

6. ま と め

この報告は崩壊についての観察、試験をもととしてその概要をのべたものである。この中からその要点を以下にまとめてみる。

- (1) 崩壊箇所は発生当時、路面計画高より約1.0～2.0 m上部を掘削中であり、また同時に切取法面も整形中であった。
- (2) 降雨は、その当時、殆んどなかった。
- (3) この箇所の主構成土質は、黒灰色頁岩で、その上部には若干の礫層があった。
- (4) 頁岩自体の一軸圧縮強度は、自然含水比状態で、約18Kg/cm²、室内にて2日間空气中乾燥後のテストでは、約75Kg/cm²となった。
- (5) 層と層の境界面における室内試験によるすべり試験では微小な変位量、約1.0～3.0mmで、そのピークがあらわれる。
- (6) この頁岩は乾・湿などの気象条件により軟化、破碎され易い。ことに法面の表面部ではそのおそれが多分にある。
- (7) 崩壊現象は、一軸圧縮試験、すべり抵抗試験の応力-変位量の関係から非常に急激であると推定される。すなわち、これらの試験においては、非常に小さな変位量で破壊を示している。
- (8) 切取調査段階において、ボーリングその他の方法で岩のすべり方向、すべり抵抗を詳しく調査したとしても、この附近の層の傾斜は場所、場所によって方向が異なり、これの判定は非常に難しい。事故後のボーリング調査によって、その傾斜方向を求めようとしたが、ボーリング方式が回転式のため判断することができなかった。

TM-86

FT-1

F-

95

切取法面，崩壊時の連続写真

地すべり，崩壊現象を目撃することは，その現象が急速であればある程，非常に難かしい。ことに，これを写真にとることは不可能に近い。ここに示した崩壊時の連続写真はある国道の切取り現場で，写真法面の前後は崩壊し，この法面だけが残っていたもので，筆者が，一週間前にみた法面の頁岩のジョイントに非常に僅かの変位があるように見えたので，現場担当者の佐田建設の早部氏に依頼し，この法面の真正面にテントを張り，これにカメラを据えつけて，また法面の頁岩のジョイント部にはダイヤルゲージを取付け，この読みはトランシットで行なうようにした。

スタートは昭和47年7月11日より初め，2日後の7月13日，午前6時ごろより変位が上り始め9時半ごろ崩壊し，これの連続写真撮影に成功した。

この法面は勾配1:1，5mごとに1mの小段をもうけたもので，図-3.47のように高さ約12mまで掘り下げ，約1ヶ月位放置されていた。法面の構成は法上部が砂礫層，その下部が頁岩で，前項「道路の切取工事 ……」の図-3.42に示したような層状節理の割合規則的な構成であった。

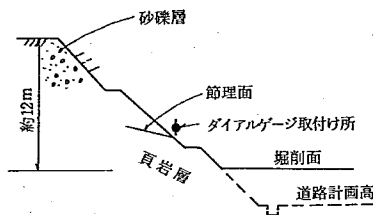


図-3.47 切取断面

図-3.48は頁岩層状節理のジョイント部にとりつけたダイヤルゲージの読みで，7月11日に0.4mm変位し，7月12日9時ごろより変位のスピードが連続的になって来たが，7月13日の6時までの間に2.1mm動いたにすぎなかった。

しかし，6時を境として急激な変位をみせるようになり，9時までの3時間3mmの変位があり，この後，崩壊し，ダイヤルの読みとりは不可能とな

った。写真-316~321は崩壊のスタートからの連続写真であり，この間約30秒であつたらうと考えられる。写真-322はダイヤルゲージの取付けを示した。

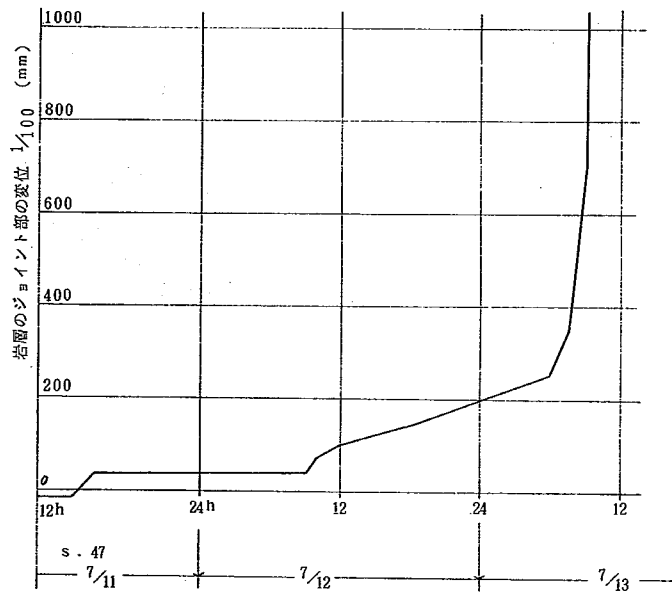


図-3.48 崩壊時のジョイント部の変位

TM-86 FT-1 F 96



← 写真-3.16

切取高 約12m

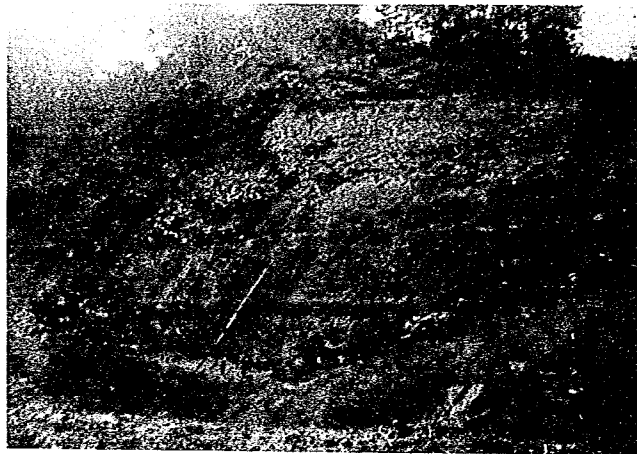
上層 砂礫層

下層 頁岩

手前の崩壊は約1週間前に発生したもの

写真-3.17 →

中間部のジョイント部のせり出しが明瞭になってきた。



TM-86.FT-1.F-97



← 写真—3.18
上層部がジョイントを境として滑り出してきた。
また、滑り面あたりに亀甲状のクラックがみられる。

写真—3.19→
頁岩層が層にそって滑落し上部の砂礫層がこれにかぶさるように崩れる。



TM-86 FT-1 F-98



← 写真-320

砂礫層が頁岩を覆うように崩壊

写真-321→

切り取り1:1の勾配は姿を消し、また、砂礫層は完全に頁岩を覆い、一見この崩壊は砂礫層の崩壊のように見える。



TM-86 FT-1 F-99



← 写真-3.22
頁岩層状節理のジョイント
部に取りつけられたダイア
ルゲージ（変位観測用）

TM-86 FT-1 F-100

第四章 急傾斜地の崩壊と親不知地区の状況

TM-86 FT-1 F-101

第四章 急傾斜地の崩壊と親不知地区の状況

1. 急斜面の崩壊

急斜面における崩壊、落石も地すべりの発生原因と全く同様に斜面を構成している土塊、または岩塊は、重力の作用によりたえず下方に運動させようとする力をうけ、同時にこれを阻止しようとする抵抗力を有しているが、この両者のつり合いが何んらかの原因で破れたときに発生する。

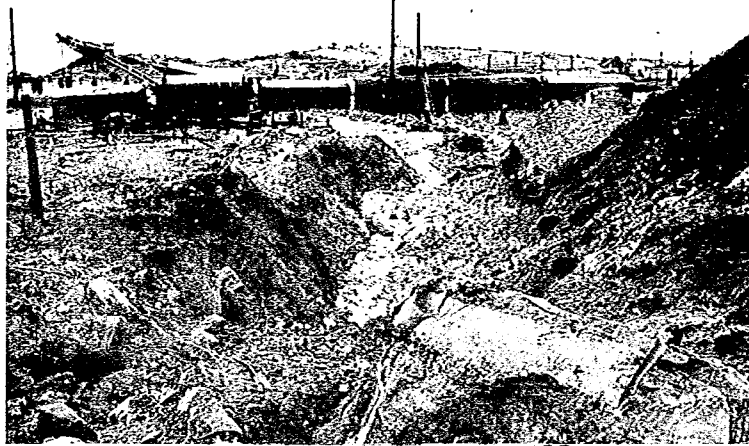


写真-4.1 落石覆の崩壊による被害
(静岡県大崩地区)

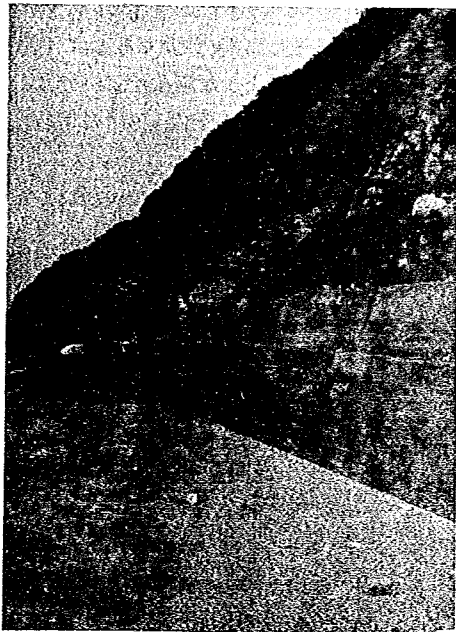


写真-4.2 道路上への落石
(新潟県親不知地区)

第2章図-2.13および図-2.14において急速度の斜面破壊と、緩慢、断続的な移動を示す斜面を示したが、一般的には前者を崩壊、後者を地すべりと呼称している。崩壊、地すべりの定義については未だその定説は確立していない。このことについても、第2章のはじめの項に既にのべた通りである。ただ、アメリカの山くずれ調査委員会の崩落(Fall)、滑落(Slide)、流動(Flow)の外観的な分類は非常に参考となる。これらの崩落、滑落、流動などの現象は単独で発生するときと、複合して発生する場合があるので、この判定は難しい。

写真-4.1、4.2に示したような、落石、急激な斜面破壊現象は急傾斜の崩壊と呼称することができるが、このような単独または単純な現象は斜面長が割合短かく、その勾配も急なところに発生する。図-2.17および

TM-86 FT-1 F-102

図-2.18において斜面の安定はそれを構成している全体としてのつり合いによって決まることを説明したが、急斜面における破壊もこれらの説明が適用される。

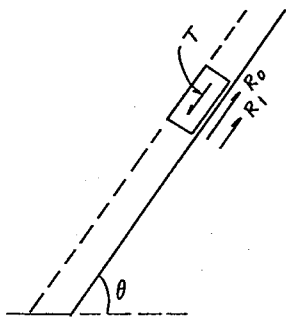


図-4.1 崩壊の原理

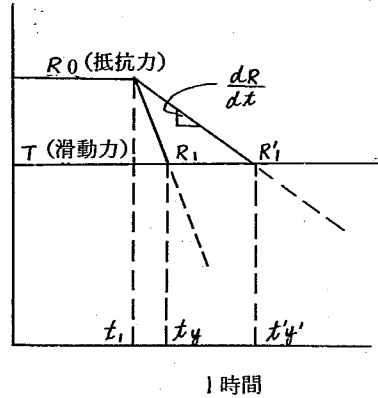


図-4.2 滑動力, 抵抗力と時間の関係

図-4.1に示す土塊または岩塊、あるいはある厚さをもつ層の重量 W による斜面方向の滑動力 T と、これを阻止しようとする抵抗力 R とを考えると、図-4.2のように $R > T$ のとき安定であるが、抵抗力 R は風化、降水などによる含水比の増大などで減少し $R \leq T$ となり不安定となる。この図で R の減少速度を $\frac{dR}{dt}$ としたが、この速度の大なるほど不安定に至る時間 t_y が少である。これは斜面の構成、降水などに支配される。一般に急傾斜におけるがけ崩れのような急激な斜面では、風化、降水などの影響を、地すべりなどの緩傾斜地よりも直接的にうけ易い。台風、集中豪雨のたびにがけ崩れの被害が多発するのはこのためである。

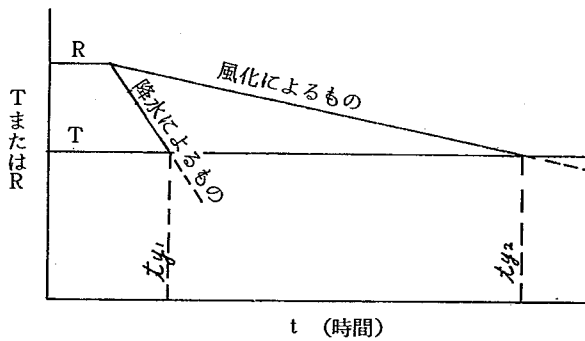


図-4.3 抵抗力 R の風化、降水による減少と時間の関係⁵¹⁾

図-4.3において斜面構成材料の風化による抵抗力の減少は、降水によるものよりも除々に進行し、この場合の t_y となる時間は甚だつかみにくい。これに反して集中豪雨、台風などの降水により抵抗力が減少し、 t_y に至る時間は風化に比し短時間である。

— 風化によるもの —

岩、土塊ともに長年月の間には風化作用を受け、除々にその性質をかえてゆく。C.D.Ollierは風化を、物理的なもの、化学的なもの、生物(植物、動物、細菌など)によるもの、鉱物の結晶の形などによるものに分類している。風化とは地表面近くの物質の破砕と変質であり、新たに課せられた物理的条件に、よりよく平衡する生

TM-86 FT-1 F-103

	%
頁岩	52
砂岩	15
花コウ岩	15
石灰岩	7
玄武岩	3
その他	8

表-4.1 地球地表の岩石の占める割合⁵¹⁾

親不知地区は、堆積岩である石灰岩、凝灰岩、火成岩である花コウ岩、安山岩などから構成されており、これらの地層は海岸線に斜交する多くの断層によってモザイク状に切られて、その風化が発達している。

頁岩、泥岩または礫まじり土はその風化の進行が速い。このことはこれらの地層の切取り表面より観察することができる。

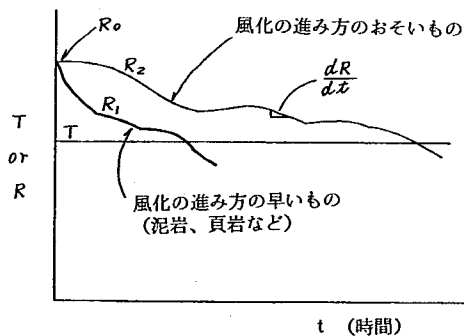


図-4.4 風化の進み方

成物を作り出すことである。

表-4.1は地球表面を覆う岩石の種別の占める割合をしめしたものである。堆積岩は一般に砂岩、頁岩およびレキ岩のような碎屑岩と、石炭および石灰岩のような有機質起源の岩石、石灰華、チャートおよび岩塩のような化学的起源の岩石とに分類される。

火成岩の代表的なものを上げると、花コウ岩、流紋岩、セン長岩粗面岩、セン緑岩、安山岩、斑レイ岩、玄武岩などである。

変成岩は既存の岩石の変質によるもので、火成岩あるいは堆積岩が圧力または熱、あるいはその両者によって変質したものである。

表-4.1を以上の堆積岩、火成岩、変成岩の分類によれば、堆積岩は全体の75%を占め、変成岩その他の岩石はほんのわずかの地域をしめしているにすぎない。



写真-4.3 花コウ岩の風化

しかし、花コウ岩や石灰岩の風化の進行は遅い。落石などの現象はこのような風化によるものとすれば、これは図-4.4に示すように抵抗力 R_1 は R_2 に比してその減少度が大であり、 R_1 は頁岩、泥岩などをさし、 R_2 は花コウ岩、石灰岩などとみなすことができる。この抵抗力減少度 dR/dt の関係をj知ることが斜面の予知に結びつくことになるが、現在、このような測定値は極めて少ない。ただこの報文の117号線の切取現場の箇所で頁岩の風化実験について若干ふれて

TM-86 FT-1 F-104

いる。

花コウ岩はその風化が遅いとして来たが、写真-4.3に示すように同一断面においても進行しているところと進行していないところがあり、落石などはその境界のところに発生することが多い。また、このようなところでは石は甚だ亀裂に富んでいるので、乾燥、湿潤によって抵抗力が減少し落石を促す要因は常に存在することになり、これを降雨などに限定することはできない。このように考えれば、落石の予知ということは甚だ困難で、このような斜面は避けるか、充分その表面を被覆するしかない。

2. 親不知地区

親不知地区は新潟県西頸城郡青海町、国道8号線、勝山から市振に至る延長約12kmの区間で、この付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非常に急峻となっている。この区間は糸魚川-静岡構造線の西側に位置し、数度の造山運動による地殻変動があり、地層はもまれ、国道を含む山腹斜面には割目、薄い粘度を狭んだ小規模断層を数多くみることができる。地質もこの12kmの区間に数種類のものがあり、甚だ風化している層もあり、これらの地層の発達は水平方向のみでなく、垂直的にも存在している。

以前はこの地区の道路も、他の一般の場合と同じように山腹を割り道路を作ったにすぎなかったが、最近道路上の崖からの落石、崩壊を防止するための洞門、スノーシールドなどの建設が盛んに行われている。しかし、これらの構造物の上の崖は殆んど裸出したまゝであり、これらの斜面ではしばしば災害が発生する。こゝに発生する災害の種類は、地形、地質の特殊性を有する落石、崩壊、地すべり、土石流、表面浸食、雪崩など、山地災害のほとんどを含んでいる。ことにこのうちの落石、小規模の崩壊は年間を通じて幾回か発生しており、大規模な崩壊地すべり、土石流は何年に1回という確立で発生している。

i) 親不知地区の災害

親不知地区で発生した昭和40年以降の落石などの小規模なものを除いた災害を表-4.3に示す。この表から、昭和40年より昭和46年までの6ケ年に7回の大規模な災害が発生している。この外、全面交通止めに至らなかった小規模な崩壊、たとえば2~10㎡のものは

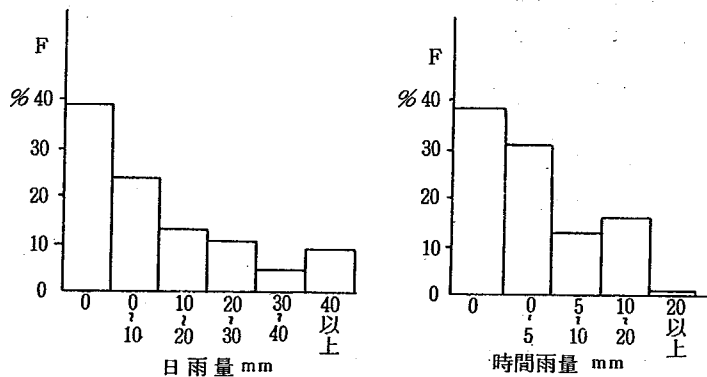


図-4.5 昭和43、44年 2年間の落石発生頻度と雨量との相関

TM-86 FT-1 F-105

毎年4～5回発生している。このように、災害多発箇所は全国にも類をみない危険箇所である。大量の土砂崩壊は、台風、集中豪雨の発生しやすい8月ごろが多く、他の月ではその規模は比較的小さい。

図-4.5は昭和43,44年の2年間の落石発生頻度と雨量との相関を示したものであるが、日雨量の全然ないときに落石の頻度が多く、これは風化の進行過程のものとも見ることができる。

発生年月日	災害種別	気象状況	災害規模	交通確保状況	備考
40. 10. 29 1	土砂崩壊	最大日雨量 89.9mm	崩壊土砂量34,000m ³ 土量 (路面上堆積土) 発生回数14日間	40. 11. 8-41. 1. 15 不通日数 70日間 但し12/16-1/15 国鉄旧トンネル借用し 交互通行可とした。	子不知地区 登山道門-向山スノー シェード 死亡 1人
40. 12. 1					
44. 8. 9	局地豪雨に伴 なう土砂崩壊 土石流	最大時間雨量 68mm 連続降雨量 178mm	崩壊土石流 59ヶ所 線路被害 2ヶ所 崩壊土砂量 34,000m ³ (路面上堆積土)	44. 8. 9-44. 8. 15 不通日数 7日間	登山-花巻 14km間
44. 8. 16	土砂崩壊	最大時間雨量 28mm 連続降雨量 135mm	土砂崩壊 3ヶ所 崩壊土砂量 650m ³	44. 9. 16-44. 9. 17 不通日数 2日間	44. 8. 9災害の大竹沢 外
45. 6. 15	土砂崩壊	最大時間雨量 8mm 連続降雨量 39mm	崩壊土砂量 1,000m ³	10°15'-12°30' 不通時間2×15'	向山スノーシェード 大峯洞門)間
45. 11. 22 1	土砂崩壊 (1回目) (2-3回目) (4回目)	最大時間雨量 3mm 連続降雨量 17mm 最大時間雨量 8mm 連続降雨量 59mm	土砂崩壊 1ヶ所 崩壊土砂量 700m ³ 50-100m ³ 3,000m ³	45. 11. 23-45. 12. 7 不通日数 15日間 (当該ヶ所及び浄土伎 入洞門施工期間)	大峯地先 死亡 1人 傷者 6人
45. 11. 23					
45. 12. 22	落石	最大時間雨量 6mm 連続降雨量 48mm	落石(大) 1m ³ 10数個 (小)人頭大	45. 12. 22-45. 12. 25 不通日数 4日間 (防護ネット応急 復旧期間を含む)	大峯地先
46. 6. 12	土砂崩壊 落石	最大時間雨量 8.5mm 連続降雨量 141mm	崩壊土砂量 1ヶ所 30m ³ 落石 径50cm 大4ヶ	9°30'-12° 不通時間2×30'	浄土地区(崩壊) 大峯地区(落石)

表-4.3 親不知地区(国道8号線)における災害



写真-4.1 昭和44年8月 親不知において鉄道、国道を埋めた崩壊

TM-86 FT-1 F-106

図-4.5において、落石と雨量とは、その相関性がうすいので、図-4.6, 4.7において、昭和45年3月および4月における風速と落石との関係を示してみた。

例年3月、4月は季節風の多い乾燥する時期で、この図から、大体風速のつよい日と落石箇所数に一種の相関があることがうかがえる。

すなわち、キレツの多い風化した岩はその接触している部分で落下が阻止されているが、一般にキレツ内は粘土などの粘着力が働いていて、これが乾燥によって接触面積が減少し、抵抗力が減少することが原因の一つとして考えられる。また、風の力によって石をハガすことも当然考えられる。

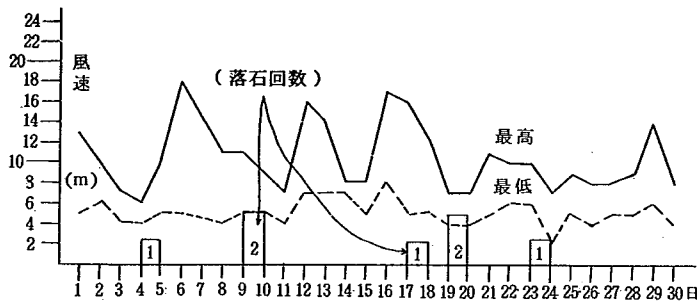


図-4.6 昭和45年3月の風速(最高, 最低)と落石回数

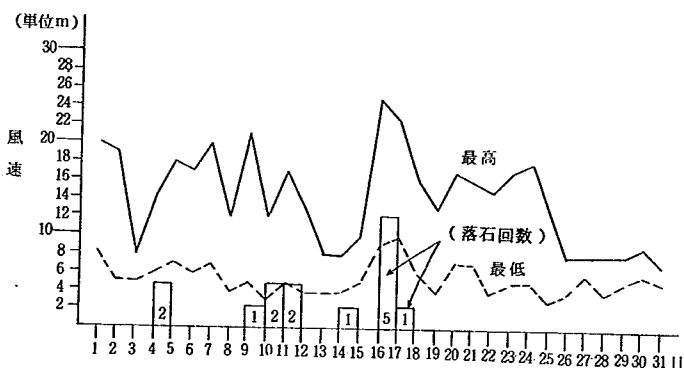


図-4.7 昭和45年4月の風速と落石回数

ii) 親不知地区の地層

親不知地区の斜面は、主として凝灰岩安山岩、花コウ岩および石灰岩、または蛇紋岩などから構成されており、これらの地層は斜交する多くの断層によってモザイク状に切られており、破碎風化が進んでいる。このため大小様々の崩壊、地すべり性のものが見られる。

図-4.8, 4.9には親不知地区の斜面において行ったボーリング柱状図を示す。このボーリングは垂直またはある傾斜角をもつ方向に行なったものであるが、一

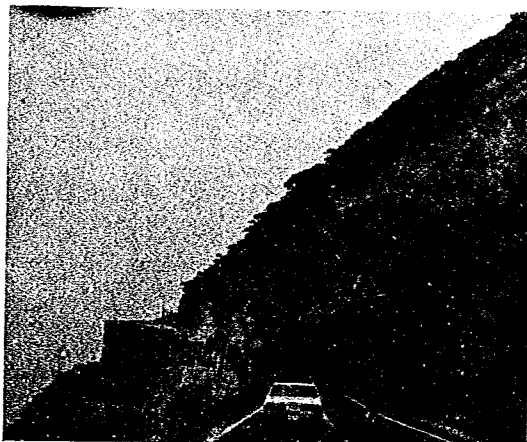


写真-4.2 親不知地区の斜面と洞門

TM-86 FT-1 F-107

浄土 No 1

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	角礫	風化層	軟	黒褐色
2				
3		極南		乳灰色
4	角礫	凝灰岩	軟	黒褐色
5				灰褐色
6				
7				
8			極硬	
9				
10	角礫	混り風化層	軟	黒褐色
11				灰褐色
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

浄土 No 2

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	砂礫	混り	軟	赤色淡茶褐色
2				
3	砂礫	混り	軟	
4				
5	砂礫	混り	硬	
6				茶褐色
7	砂礫	混り	軟	
8				
9				
10	砂礫	混り	軟	黒褐色
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

大峰 No 3

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	礫	凝灰岩	軟	黒茶色
2				緑色
3				
4				
5				
6				
7	礫	風化花崗岩	硬	乳灰色
8				
9				
10				
11	礫	混り風化層	軟	
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

大峰 No 1

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	粘土	角礫(白灰岩)		茶色
2		混り粘土	軟	
3				
4				
5				白灰色
6				
7				
8	礫	凝灰岩	硬	黒茶色
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

大峰 No 2

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	粘土	凝灰岩		
2		強風化花崗岩	軟	乳灰色
3				黄褐色
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

勝山 No 1

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	砂礫	混り	軟	黄褐色
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

勝山 No 2

標尺	地質記号	分類	硬軟	色調
1	礫	凝灰岩	軟	乳灰色
2				
3		風化花崗岩	硬	乳灰色
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12	礫	混り風化層	軟	黄褐色
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

図-4.8 観不知地区 各洞門付近の斜面ボーリング柱状図

TM-86 FT-1 F-108

地 質 柱 状 図

調査名 観不知崩壊地調査三段溝

施 主 建設省土木研究所新潟試験所

調査地名 新潟県西蒲原郡西海町

施工業者 応用地質調査事務所

地点番号	No.1号孔	総コア数	18.61	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	東西	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	地下水試験有無	無	使用機器	UD-5
日平均掘進長	5.00 m	各種施工機名			

4層高	5地質記号	6分	7硬	8色	9記	10孔内水位	11標準貫入	12孔	13ケーシング	14ストレーン	15コア長	16コア採取率	17送水	18層	19土質試験	20土質試験位置	21標準貫入試験位置	22各種試験結果	23深	
1.00	C			黄灰色	粘土分を全く混入せず固結性が強い。最大粒径6cm 平均粒径3.5～4.5cmで比較的硬質な礫である。		100				100	100							1	
	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い。1.5m付近まで径2～3cmの礫を多く混入し、また径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弾性に採取され、観察で強く押しても容易にはつぶれない。2.20m以下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。		74			84	100		30							2
	C			灰黒色	4.00m付近までコアが礫状に採取される。Lmax = 7cm 平均粒径3～4cm 4.00mより5.50m付近までは礫状コアとして採取される。岩質は安山岩である。Lmax = 12cm 平均径5～7cm クラックが多い。		75			71	100		35						3	
	B			黄緑灰色	5.50m以下8.90m付近まで比較的良質な岩層でありLmaxは25cm程度のものである。平均コア長は15cm程度である。		0			75	95		30						4	
	A			暗緑灰色	8.90m付近より上部と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		50						5	
	B			暗緑灰色	特に1.000m～1.875m及び1.250m 1.300mまでの間はクラックが多く平均粒径が3～4cm程度である。					40	89		45						6	
	C			暗緑灰色	1.300m～1.400m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 安山岩					81	85		20						7	
	B			暗緑灰色	1.500m～1.600m間は非常にクラックが多く1.550m付近までは粒径2cm程度に採取される。					72	97		40						8	
	C			暗緑灰色						74	97		25						9	
	B			暗緑灰色						81	85		55						10	
	C			暗緑灰色						48	90		40						11	
	B			暗緑灰色						70	91		30						12	
	C			暗緑灰色						21	100		80						13	
	B			暗緑灰色						64	94		35						14	
	C			暗緑灰色						35	92		80						15	
	B			暗緑灰色						73	100		30						16	
	C			暗緑灰色						63	100		30						17	
	B			暗緑灰色						37	100		30						18	
	C			暗緑灰色						100	100		30						19	
	B			暗緑灰色						38	92		25						20	
	C			暗緑灰色						59	100		20							
	B			暗緑灰色						74	74		40							
	C			暗緑灰色						40	85		60							
	B			暗緑灰色						65	83		55							
	C			暗緑灰色						60	75		60							
	B			暗緑灰色						54	100		55							
	C			暗緑灰色						35	78		55							
19.00																				

図-4.9 観不知 三段溝のボーリング結果

TM-86.FT-1.F-109

覧してもいかにその風化破碎の度合いが激しいかが判る。どのボーリングの柱状図をみても、強固な基岩らしいものを認めることができず、むしろ、下層にゆくにしたがって軟かいとみられるものもある。

これらの層のほとんどは、ボーリングの際注水しても、漏水が甚だしかったと記されている。

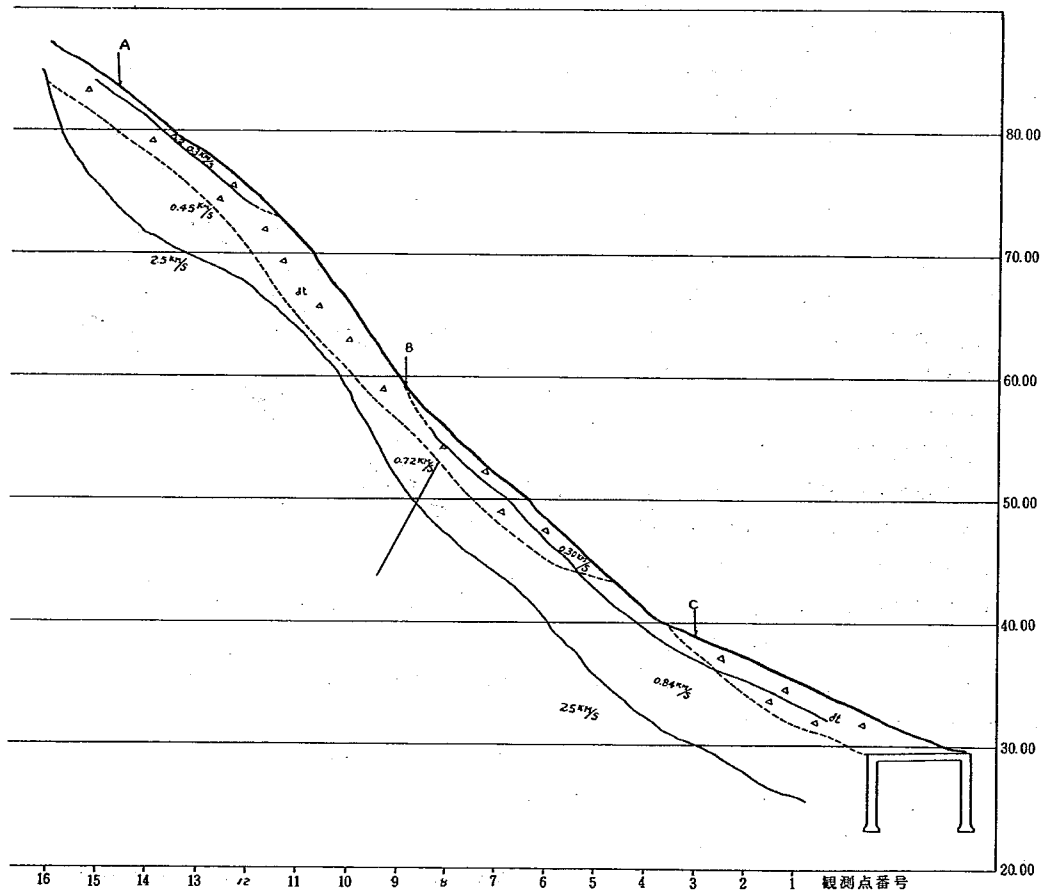


図-4.10 親不知三段滝附近横断図

TM-86.FT-1.F-110

iii) 大型セン断試験機による崩積土の強度試験

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-4.11

このよう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滞水を始め、その境界面にそって流下し始める。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、洞川-歌川間、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。

崖壁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。

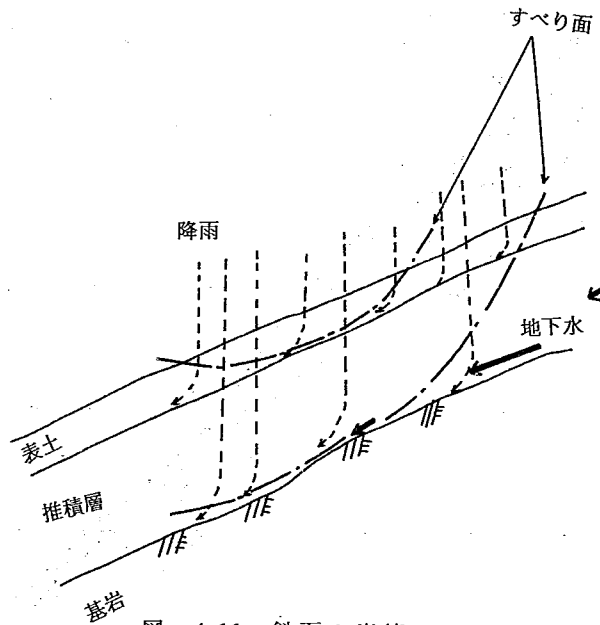


図-4.11 斜面の崩壊

レキ混りの土の模式図は図-4.12

のようになっており、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。

この現象は斜面を構成する地質、土質の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

TM-86 FT-1 F-111

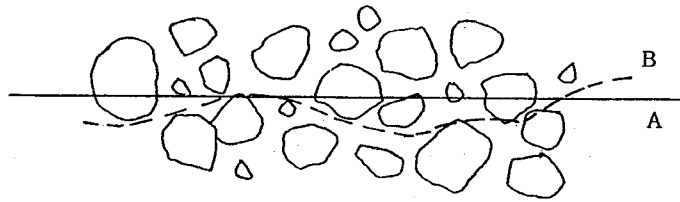


図-4.12 レキ混り土のセン断

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、破碎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。

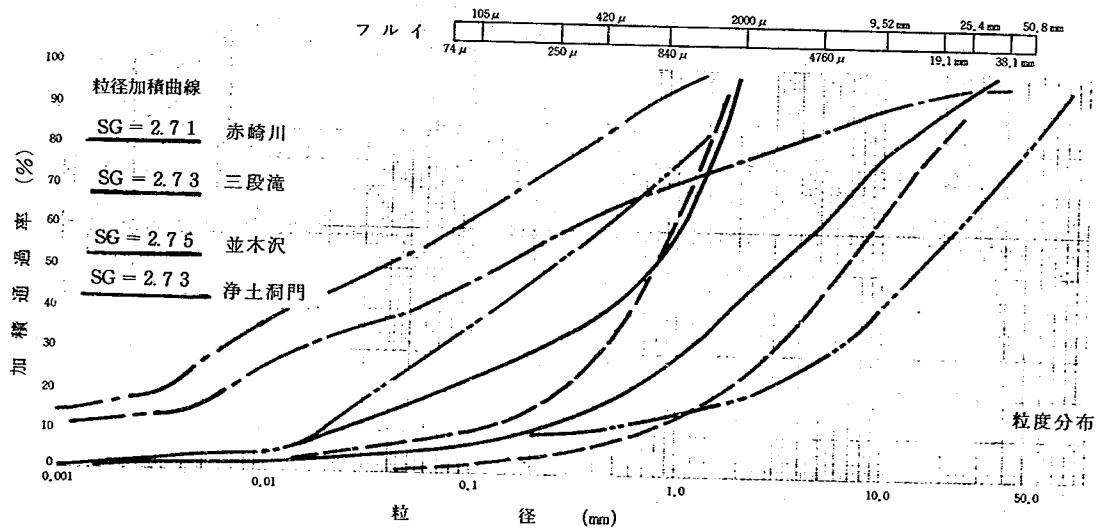


図-4.13 粒度分布

TM-86 FT-1 F-112

(セン断試験方法)

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-4.14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 100 mm 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ない、最後に試料を詰めた状態で水槽に水を入れ、約 16 時間 (1 晩) 放置後、試験を行なった。
4. 上部セン断箱と下部セン断箱の間隔は 3 cm である。(図-4.14 の d)
5. セン断速度は、1 mm/min である。
6. 含水比測定は、粒径約 2 mm 以下のものを採取して測定した。

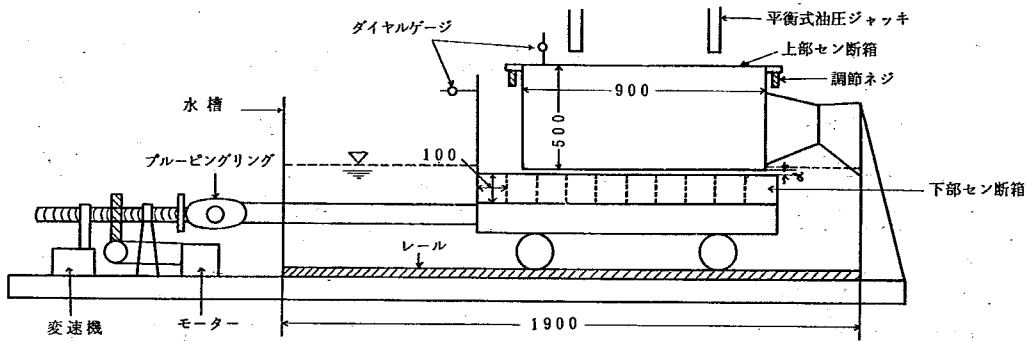


図-4.14 大型セン断試験機略図

TM-86 FT-1 F-113

せん断試験結果

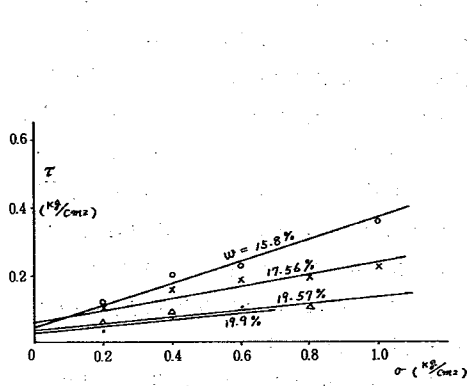
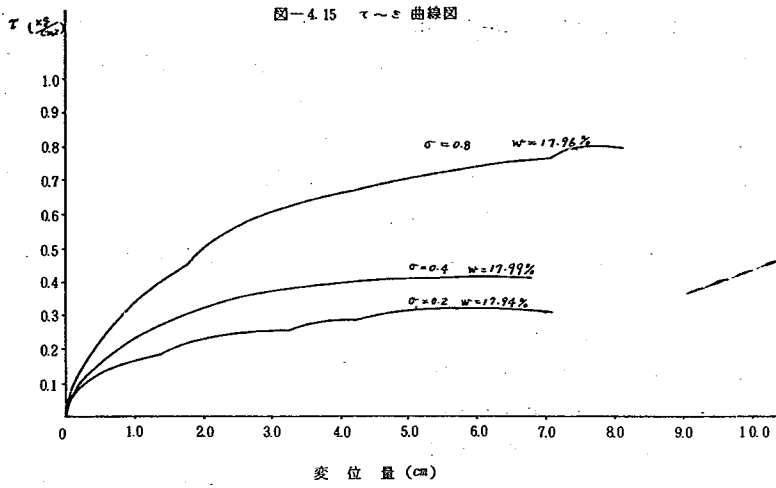


図-4.16 並木沢付近

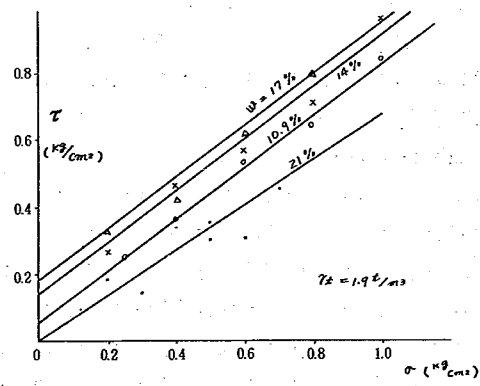


図-4.17 浄土門付近

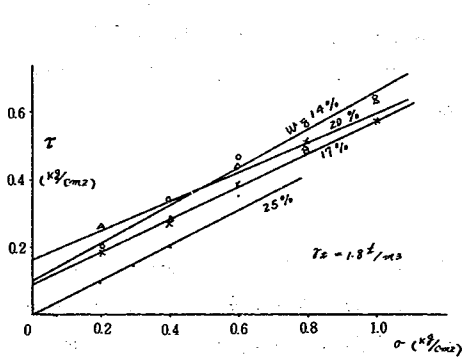


図-4.18 赤崎川付近

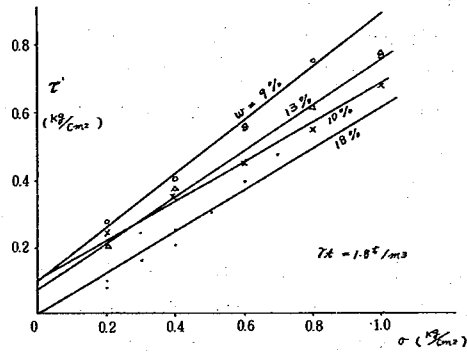


図-4.19 三段滝門付近

TM-86 FT-1 F-114

(レキ混り土のセン断試験結果のまとめ)

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セン断試験機を用いてセン断試験を行った。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セン断箱と下部セン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、それに伴うセン断強度との関係を問題にした。

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. 浄土洞門附近 $S = -0.017W + 1.04$
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-4.11に示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、そのため素因の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、それに土質の因子、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。

3.まとめ

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。しかし自然斜面の現象、その危険度、予知、

TM-86 FT-1 F-115

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ないという、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も属している。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。

親不知附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てみると、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、石と斜面との間にあ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うか、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つ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°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。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て、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

TM-86 FT-1 F-116

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が、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ときが多い。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。道路管理当局者としては斜面の安定性をまず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。

TM-86 FT-1 F-117

第五章 地すべり、崩壊の室内実験とその考察

TM-86 .FT-1 .F-118

第五章 地すべり、崩壊の室内実験とその考察

(その1) 室内地すべり発生装置とその観察測定結果について

1. 地すべり発生装置の目的

年間、1～2mの遅い速度の地すべりの移動量についての観察測定例は、かなり多くあるが、人命財産などに大きな被害を生じる急激な地すべり、又は、斜面の滑動崩壊についての測定例は非常に少ない。当初より、安定状態にある斜面を選び、崩壊に至るまでの過程を、調査することができれば好ましいことであるが、その箇所が必ずしも崩壊するとはいえず、成功の確率は低い。自然斜面の滑動は、土質構造、気象など複雑な因子がからみ合って発生するもので、いきおい発生原因は統計的手法を用いて推量を下す傾向にある。

斜面の安定又は、滑動を論ずる際にはしばしばこれを単純化して解析を進めるが、この発生装置の目的は、先に述べたように安定状態より滑動、崩壊に至るまでの状況の観察を行い、単純化された土質構造の中での運動機構の解析を図り、漸次、複雑な因子の実験をかさね、斜面の滑動の対策工法についての研究もあわせて行なおうとすることにある。

なお、この室内地すべり発生装置の外にこの章のその(2)において水を用いた。崩壊発生装置の実験結果を説明してある。

2. 過去における斜面破壊実験の種類

盛土などの斜面の実験的研究のために、いくつかの装置がそれぞれの目的によって考案されているが、その種類を大別すれば下記ようになる。

1. 人工降雨によるもの(土研、土質研究室、防災センター(未竣工))
2. 斜面内部に水圧をおくるもの(鉄研、その他)
3. 斜面上部に载荷をするもの
4. 一定勾配斜面中にうすい軟弱層を作り滑動させようとするもの
5. 震動台上に盛土し、震動による影響を調べようとするもの(Seedなど、および防災センター)

3. 本実験装置の説明

本装置は、写真-5.1および図-5.1に示すように長さ3.0m、巾1.0m、深さ0.5mの両面ガラスの箱が主体でこの箱は、この下部に設けられているモーターによって駆動する、ギヤージャッキで最高速度2.6%minに上下することができる。箱の底面には間隔20cmごとに横方向に、高さ3cmのL型が櫛型に配置されている。もしこのL型钢が底面にない場合は、土は鉄板の上ですべ

TM-86 FT-1 F-119

ってしまう。この鋼によってこれを防いだ。この装置の当面のねらいは、上越地方の地すべり、ことに当所の猿供養寺地すべりに見られる上部の滑動層と基岩の間にはさまれた厚さ数cmのすべり粘土を含むような土層構造についての挙動を観察するものである。即ち、箱の底面の高さ3cmのL型の上面2cmまですべり粘土を敷き、その上部には滑動土を50cm入れる。このように試料を箱に詰めモーターによって箱に傾斜をあたえることによって、試料の滑動状態を観察することができる。又現在は両側のガラス面と試料とは付着しないよう隙間をもうけ滑動は二次元的に、解析できるよう考案されている。

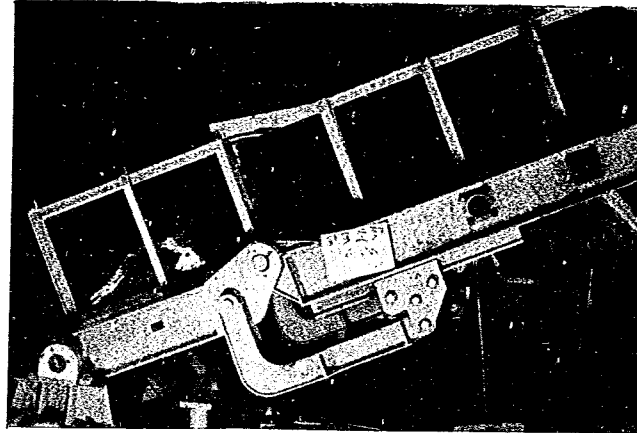


写真-5.1 地すべり発生装置

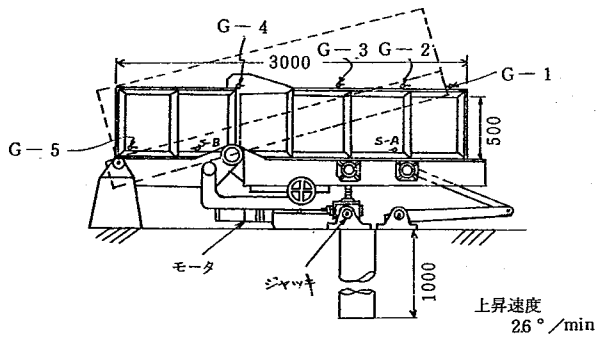


図-5.1 地すべり発生装置

この関係を図-5.2に示す。一般的に滑動力 T は $W \cdot \sin \theta$ で示され、 ΔT は上部よりの崩壊土砂、積雪、一樣な水の浸透または斜面上の盛土などが考えられる。2.9よりこの場合の変位量 Δu は

$$\Delta u = (T + \Delta T) \frac{1}{\mu_0} - T \frac{1}{\mu_0} = \Delta T \frac{1}{\mu_0}$$

また、このときの速度 v は ΔT になるのにも時間要したとすれば

将来は側面抵抗を加味した三次元的なすべりの実験に移行する方針である。

4. 装置の力学的モデル

第2章 5 i-2) において滑動力 T は摩擦抵抗力 $\tau_{0,y}$ より小で滑動力が $T + \Delta T$ となったときの移動量および速度について説明した。

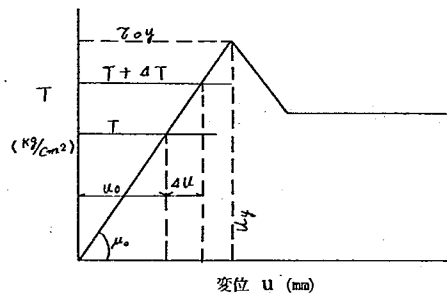


図-5.2 装置の力学的モデル

TM-86 FT-1 F-120

$$v = \frac{du}{t} = \frac{dT}{t} \left(\frac{1}{\mu_1} - \frac{1}{\mu_0} \right)$$

となり、変位速度 $\frac{du}{t}$ は滑動力の増加速度 $\frac{dT}{t}$ とその粘性率 μ_0 に支配されることを説明した。また、滑動力 $T+4T'$ が τ_{0s} の荷重になったとき破壊し、その場合の変位は u_s であることも説明した。図-2.28において破壊までの時間 t_s は

$$t_s = \frac{1}{\alpha} \{ T - \tau_{0s} R - (T - \tau_{0s} R) \} = \frac{1}{\alpha} \{ W \sin \theta - (W \cos \theta \cdot \tan \phi + c) (1 - \frac{1}{\beta}) \}$$

5. 実験条件

実際の斜面の各部の抵抗力 τ は一様でないことはすでに各章において説明してきた。この地すべり発生装置における実験条件においては図-5.3に示すように、各部の底面抵抗を変えたときの変位、破壊状況についての測定、観察を行った。

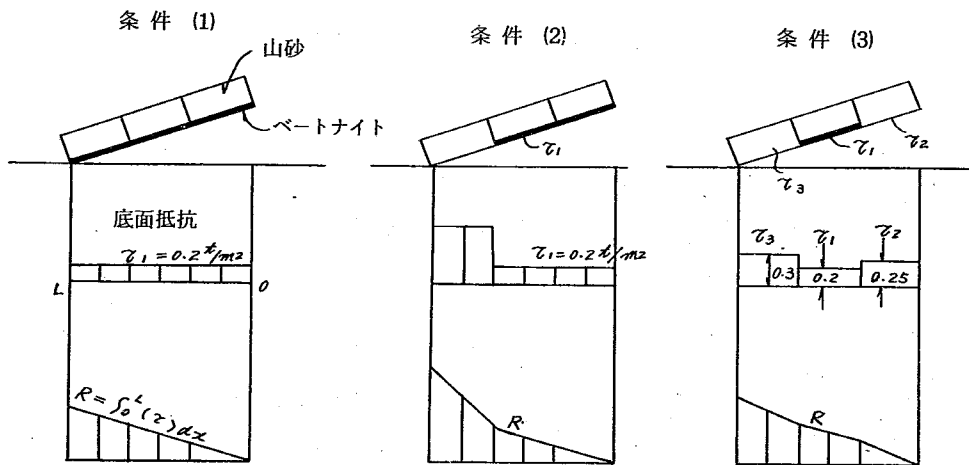


図-5.3 実験条件の説明

条件(1)は、底面抵抗が一様に分布しているとき、条件(2)は末端部の底面抵抗が、上部の抵抗より大なるとき、また条件(3)においては、 $\tau_1 < \tau_2 < \tau_3$ の条件を作りだした。

実験における順序は、まず装置を水平にしておき、所要のすべり抵抗をもつようにベントナイトの含水比を調節し、これを底面より5cmのL型鋼上端より2cmの厚さにしき、その上に山砂を密度が一様になるようしきつめた。この山砂を入れるときは、側面に板を入れ、完全に山砂を入れ終ったとき、この板をひき抜き、側面の抵抗をとり、二次元的に取扱えるようにした。

山砂	自然含水比 (%)	土粒子比重	粒度分布 (%)			通過百分率 (%)			均等係数
			砂分	シルト分	粘土分	2.0	0.420	0.074	
	16.98	2.580	81.55	12.45	6.0	100.0	95.0	18.5	14.3

表-5.1 山砂の性質

TM-86 FT-1 F-121

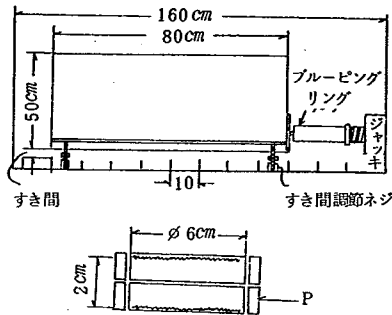


図-5.4 簡易大型せん断(上図)と小型せん断試験機

型鋼が10 cmおきにあり、箱とこのL型とのすき間は調節できるようになっている。

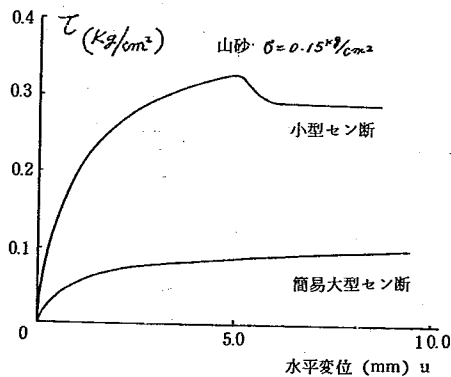


図-5.5 セン断応力と水平変位曲線

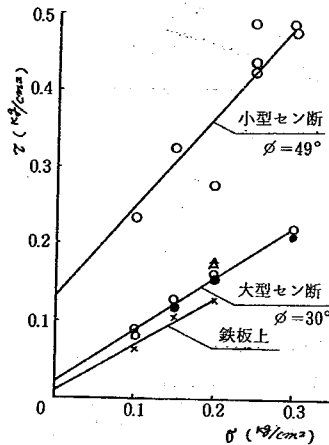


図-5.6 山砂のτ-σ関係図

山砂の大型せん断と一般の一面せん断試験機とを用いた $\tau-u$ の関係は図-5.5に示すようにその値に大きな差を生じた。これの最も大きな原因は、一般の一面せん断試験機では、上下箱のずれは全く一面上で行われ、粒子を強制的に切る傾向が強いことと、側方の箱は試料を強く拘束しているためと考えられる。土のせん断は粒子と粒子の間の最も抵抗の弱い部分を通るので、その面は直線平面的ではないはずである。この点、大型せん断試験機は側方拘束力が前者に比して小である。又せん断面の強制力は小である。このような理由のため、図-5.5に示したように大型せん断の試験結果は小となったと考えられる。図-5.6では山砂の $\tau-\sigma$ の関係を示した。この図より小型せん断による値は $\phi=49^\circ$ 大型では 30° となった。

TM-86 FT-1 F-122

図- 5.3 に示した実験条件のベントナイトのせん断抵抗を決めるために大型せん断試験機を用いて、底面に含水比をかえたベントナイトをしき、その上に山砂を入れてその測定を行った。その結果は図- 5.7 に示す。この図より求めるせん断抵抗になるようにベントナイトの含水比を調節して実験に用いた。

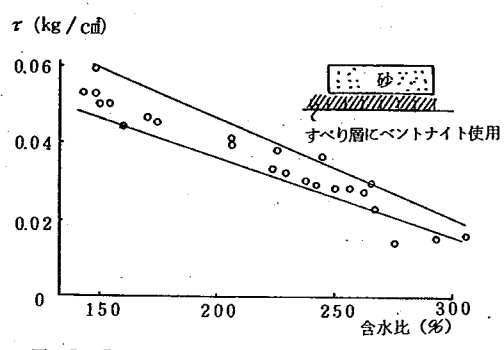


図- 5.7 はベントナイトの含水比と $\tau-u$ 関係で図- 5.6 のもととなったものである。図- 5.7 ベンナント層と砂のせん断抵抗値含水比の大きいときは、 τ のピークが殆んどあらわれず、むしろ僅かずつではあるが、漸増してゆく傾向が感じられる。

図- 5.8、5.9 に大型せん断試験機を用いたベントナイトと山砂の境界での $\tau-u$ の関係を示した。図- 5.8 はベントナイトの含水比 280% 図- 5.9 は 250% のときのものである。

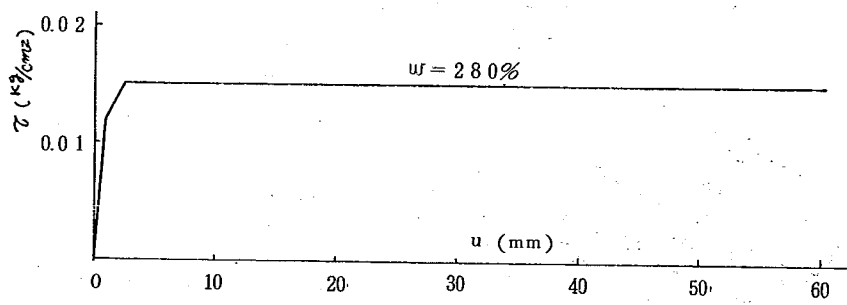


図- 5.8 大型せん断試験機による $\tau-u$ の関係

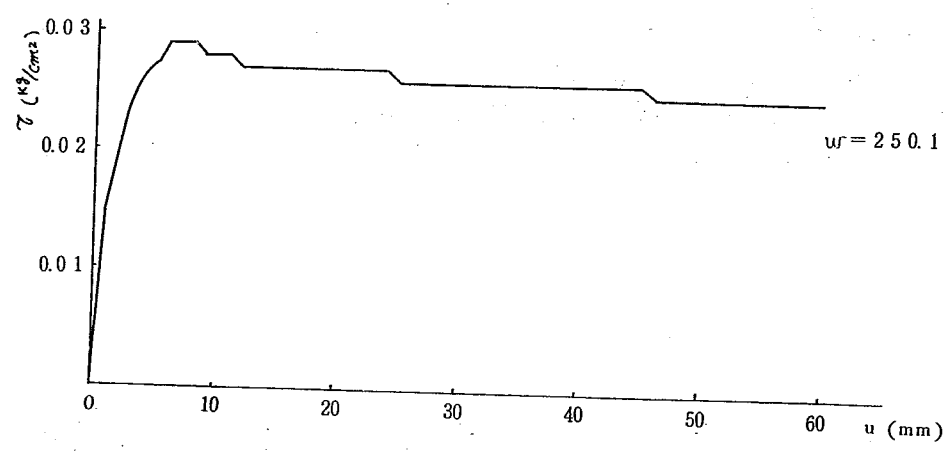


図- 5.9 大型せん断試験機による $\tau-u$ の関係

TM-86 FT-1 F-123

6. 移動量について

実験箱の上昇速度は $2.0\%/\text{min}$ とし、各部の移動量測定のためのダイヤルゲージの取付け箇所は図-5.10に示す位置とした。写真 5.2 は地すべり発生装置による斜面破壊の状況の一例である。

実験は 20 個以上行ったが、図-5.11、5.12、5.13 に各実験条件の一例を示した。これらの変位は図-5.10 に示した位置

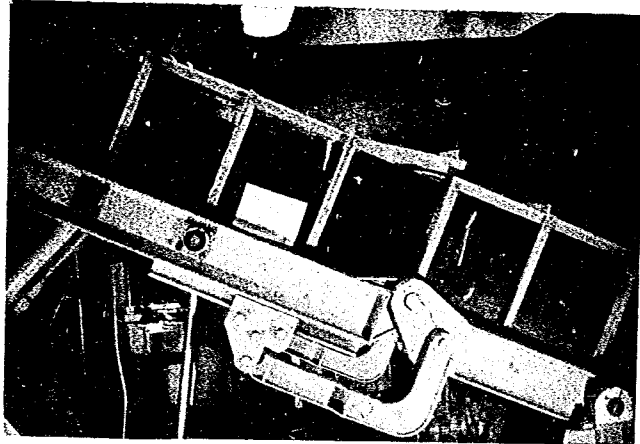


写真-5.2 発生装置による斜面破壊の状況

でダイヤルゲージにより、その斜面方向の変位を測定した。6 項の各条件の破壊の形においても

この変位について若干説明を加えたが、ゲージ板 1.2.3 すなわち、斜面表面の変位は各条件とも、それぞれ、ほぼ同じ量である。また、ゲージ、板 7 の斜面末端の変位が最も早くあらわれる。表面の各部においては、傾斜の当初、僅かではあるが、マイナスの変位を示している。これは 1 種の回転のような運動が行われているとみなすことができる。現場

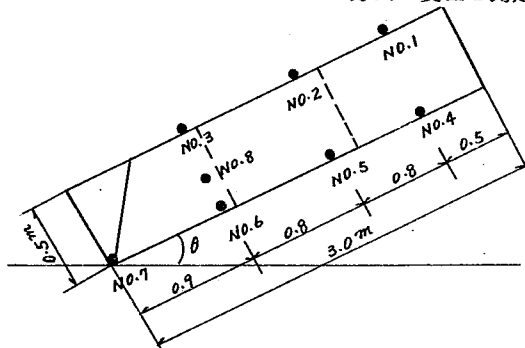


図-5.10 ダイヤルゲージ取付箇所

の地すべりの観測で斜面上方への移動が測定されたことがあったが、その時は単なる測定の誤りとされていたが、自然斜面においても、ある条件をあたえれば土層は回転運動をおこすことは、このデータから容易に説明がつく。

TM-86 FT-1 F-124

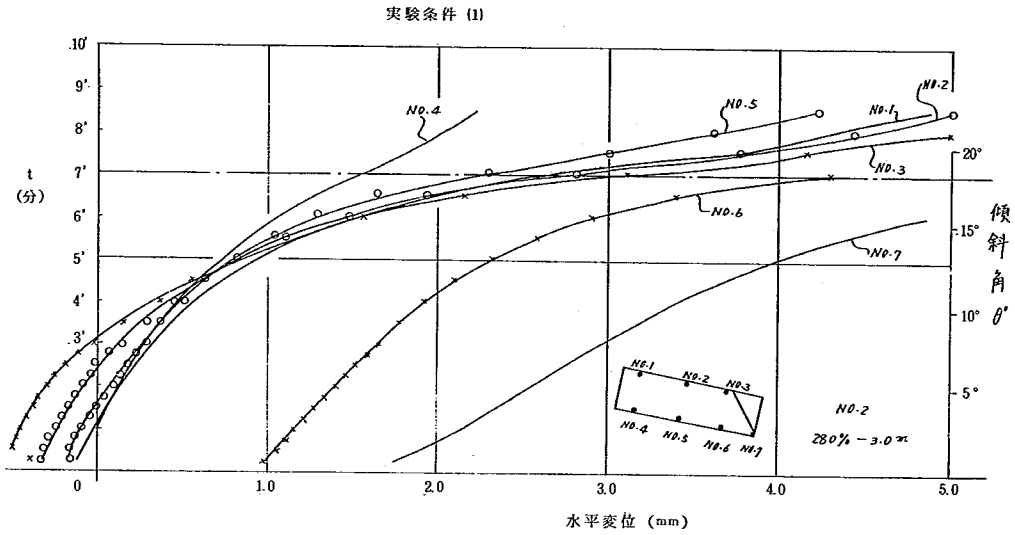


図-5.11 実験条件(1)の傾斜角度と変位の関係

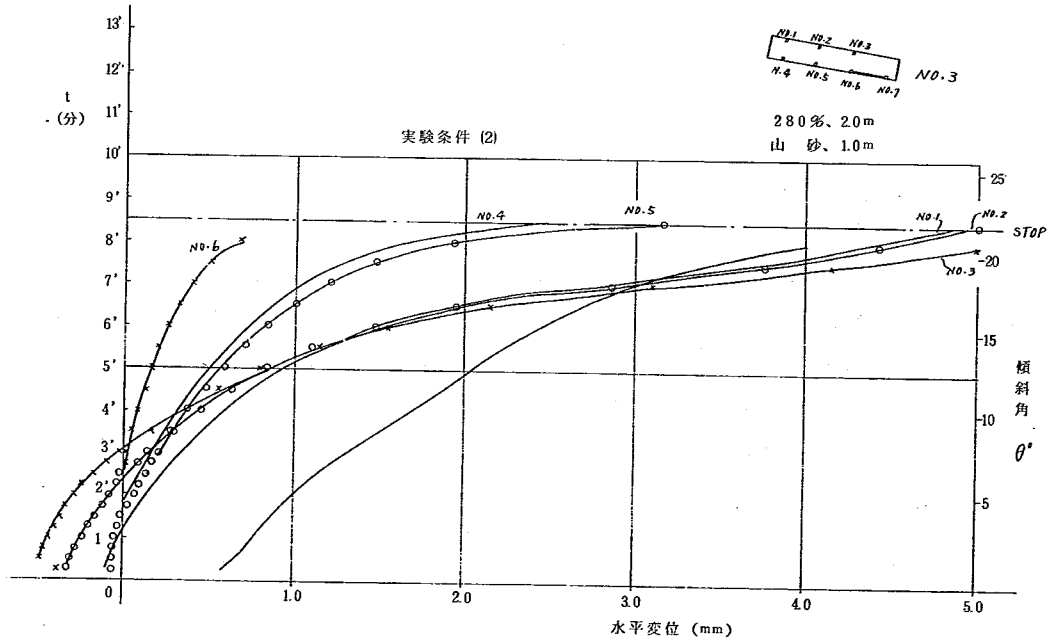


図-5.12 実験条件(2)の傾斜角度と変位の関係

TM-86 FT-1 F-125

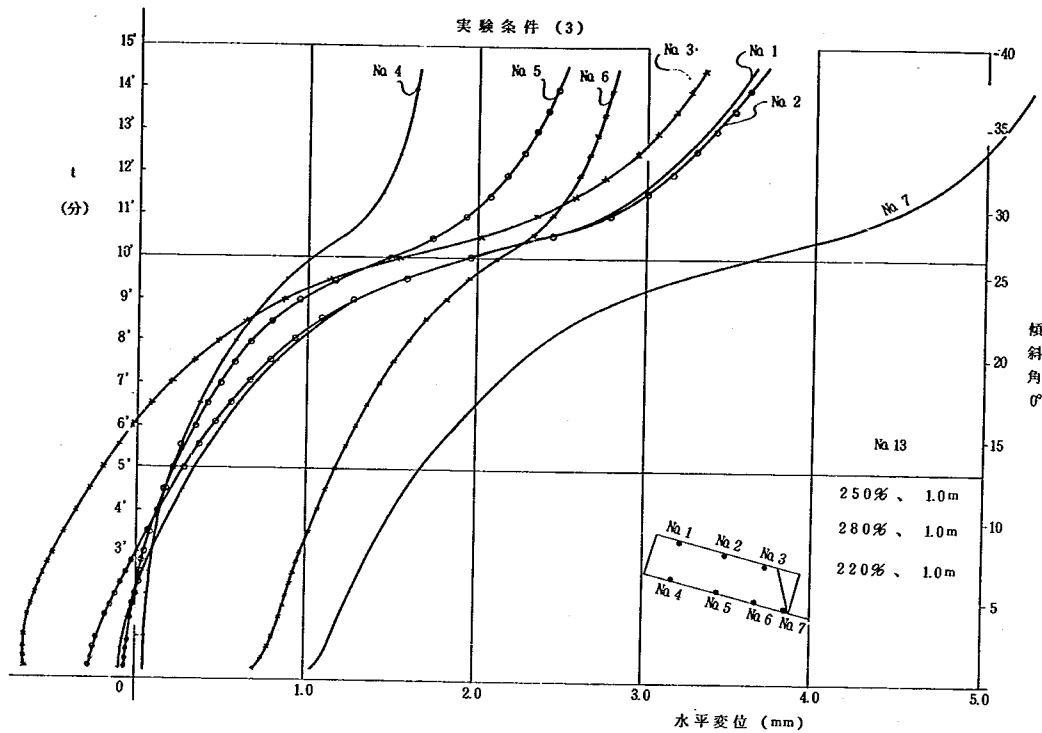


図-5.18 実験条件(3)による傾斜角度と変位の関係

7. 各条件の破壊の形

図-5.14 は、各条件と滑動をおこした後の破壊の形をスケッチにより示したもので、それぞれの底面抵抗の分布が変わっているときは、その破壊の形が異なっている。すなわち、実験条件(1)のように底面の抵抗が一樣な場合は、層すべりと表現される破壊の形となり、山砂層は比較的規則性のあるブロックに切れる。丁度、本の束を倒したような形をとる。条件(2)のように、末端部にすべり抵抗力の大きなものがあるときは破壊面は曲線的になる。この破壊線の頂部、中間部、末端部を結べば、円弧すべり面とみなせる破壊となる。このような円弧破壊の形は他の条件においては発生していない。条件(3)においては急激な破壊現象が観察される。

TM-86 FT-1 F-126

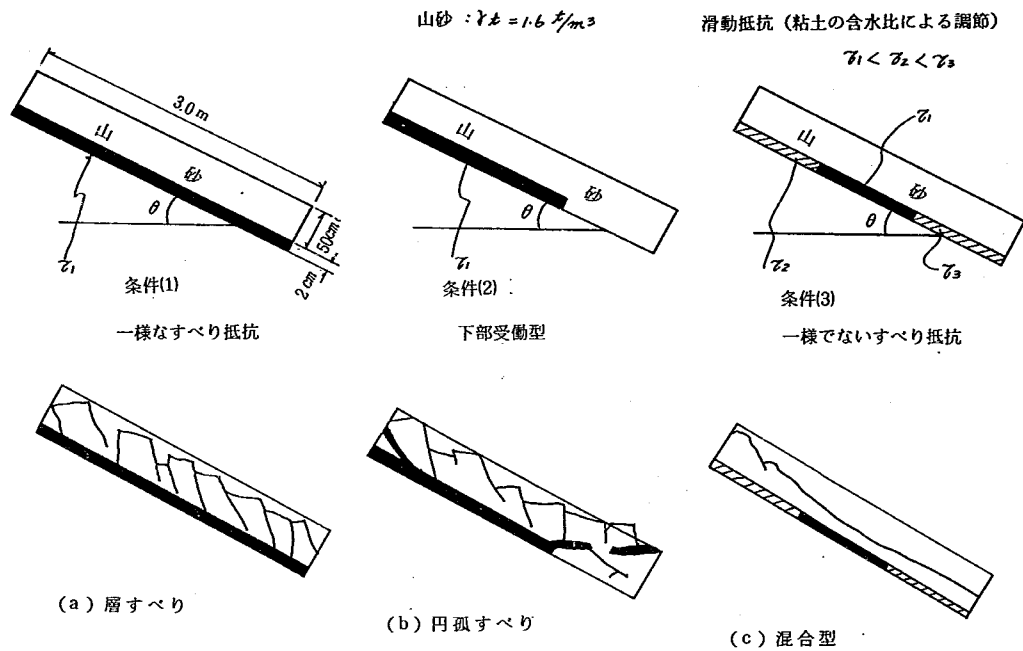


図-5.14 土質条件と破壊の形

図-5.15には、実験各条件の各部および、上下面の変位を示した。この変位はダイヤルゲージで測定した量を示したもので、実際はある点の変位とみなすべきである。この図において条件(1)の角度 θ が 18° のときは各部の変位はほぼ同じである。条件(2)においては末端部の受働破壊の状況が明瞭につかみとれる。条件(3)においては、末端部抵抗が大であるため、頂部、中間部の変位量とはほぼ等しく、中間部より上の部分では、圧縮変形が発生しているとみられる。

図-5.16で各実験条件における変位量、破壊点を説明して

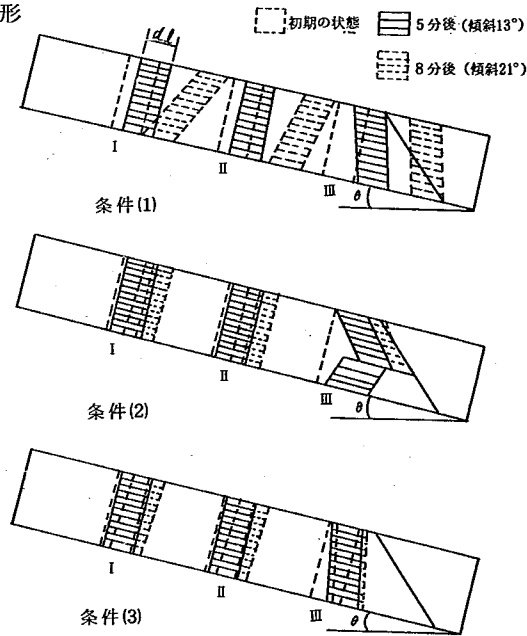


図-5.15 実験各条件の各部および上下面の変位

TM-86 FT-1 F-127

みよう。斜面を頂部、中間部、末端部の3部に等分したとき、それぞれの斜面方向の力は σ , 2σ , 3σ となる。この図の条件(1)においては底面抵抗が一樣であるから、 $\sigma-u$ の特性により、 3σ の力が変位量 u_c をこえたとき末端部に急激な破壊が生じる。図-5.16の条件(2)において、斜面全体の変位量は山砂の $\sigma-u$ 関係図から決まる。すなわち σ に対する τ_1 特性からこの場合の変位量は u_σ でなければならないが、斜面末端部には抵抗力の高い山砂があるためこの山砂の $\sigma-u$ 特性によって斜面全体の変位量が支配される。 σ に対しては、 u_a , 2σ に対しては u_b の変位量となる。これは丁度、下り勾配の列車の移動はすべて先頭の機関車の移動量に支配されるものとみなせる。この実験条件(2)においても完全破壊の点は u_c をこえたときと考えることができる。

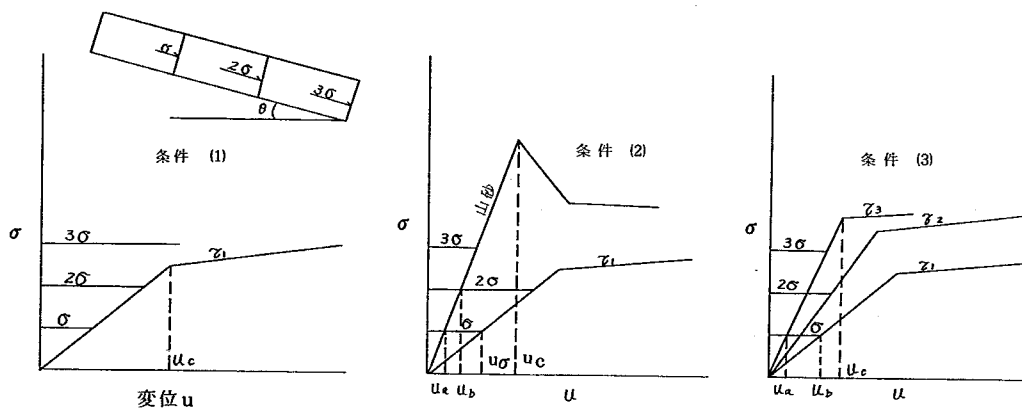


図-5.16 各実験条件の変位量、破壊点の説明図

図-5.16の条件(3)は、条件(2)とほぼ同じ説明で理解できる。すなわち、 $\sigma-u$ 図において 3σ が u_c における応力をこえたときに完全破壊となる。

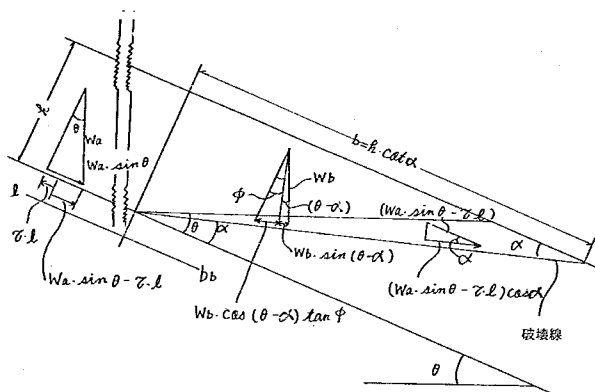
ただし、斜面構成材、ここにおける山砂も圧縮性のもと考えれば、これによる変位量も考慮に入れる必要がある。これらについては、第2章、地すべり、崩壊の力学的一般問題、第3章猿供養寺地すべりの項ですでに説明したので、これを参照されたい。

TM-86 FT-1 F-128

8. 斜面末端部の破壊について

第2章において、滑動力と底面抵抗力の関係について、斜面の各部が滑動力が抵抗力よりも小な場合、あるいは一部のみが抵抗力の方が小なる場合などについて説明した。これらの説明およびこの章において斜面の全破壊を支配するものは斜面末端部（現実には中間部であってもよい）強度であるとのべてきた。この項においては、この末端部について静力学的なつり合いおよびその破壊面の解析方法についてのべる。すなわち、受働部分の破壊として二次元的なつり合いによる方法、モールの円による方法 Trial Wedge法によるものを次にのべる。

1.) 受働部分のつり合い



ここに図-5.17において
斜面下部に受働部分のある場
合の検討を行ってみる。

- Wa ; 滑動部分の重量
- Wb ; 受働部破壊線上の重量
- θ ; 斜面傾斜角度
- ϕ ; 斜面と破壊線の角度

受働部の底面抵抗 $\tan \phi_b$ は受働部の内部の抵抗 $\tan \phi$ よりも大であり、斜面長 $bb > h \cot \alpha$ を満足するという条件におい

図-5.17 斜面下部に受働部分のある場合の検討

て $\alpha = \theta$ のとき

$$(W_a \sin \theta - \tau \cdot \ell) \cos \theta = W_b \tan \phi \quad \text{---- (5.1)}$$

$\alpha \geq \theta$ のとき

$$\begin{aligned} (W_a \sin \theta - \tau \cdot \ell) \cos \theta &= W_b \cos(\alpha - \theta) \tan \phi + W_b \sin(\alpha - \theta) \\ &= W_b \{ \cos(\alpha - \theta) \tan \phi + \sin(\alpha - \theta) \} \quad \text{---- (5.2)} \end{aligned}$$

これらを実験装置における条件(2)にあてはめて破壊角度 α を求めてみる。

$$\begin{aligned} W_a &= \gamma t \cdot h \cdot \ell_a = 1.6 \text{ t/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} = 1.6 \text{ ton}, \quad \tau \ell = 0.16 \text{ t/m}^2 \times 2.0 \text{ m} = 0.32 \text{ t/m} \\ W_b &= \frac{1}{2} \gamma t h^2 \cdot \cot \alpha = \frac{1}{2} \times 1.6 \text{ t/m}^3 \times 0.5^2 \times \cot \alpha = 0.2 \cot \alpha \quad \phi : 30^\circ \end{aligned}$$

(2)式において

$$(1.6 \sin \theta - 0.32) \cos \theta = 0.2 \cot \alpha \{ \cos(\alpha - \theta) \tan \phi + \sin(\alpha - \theta) \}$$

となり、この場合の θ と α の関係から、図式的にこれを解けば $\theta = 25^\circ$

をえた。この計算値は、実験条件(2)の現象とほぼ一致する。

TM-86 FT-1 F-129

2.) モールの円による解析

モールの円の原理的な説明はすでに第2章において行った。こゝでは図-5.14 実験条件(2)の状態において示された末端部についてのモールの円による解析方法についてのべる。この例題は実際に近い条件を選んだために土層の厚さを5mとして計算した。

次に図-5.18 についてその方法を説明する。

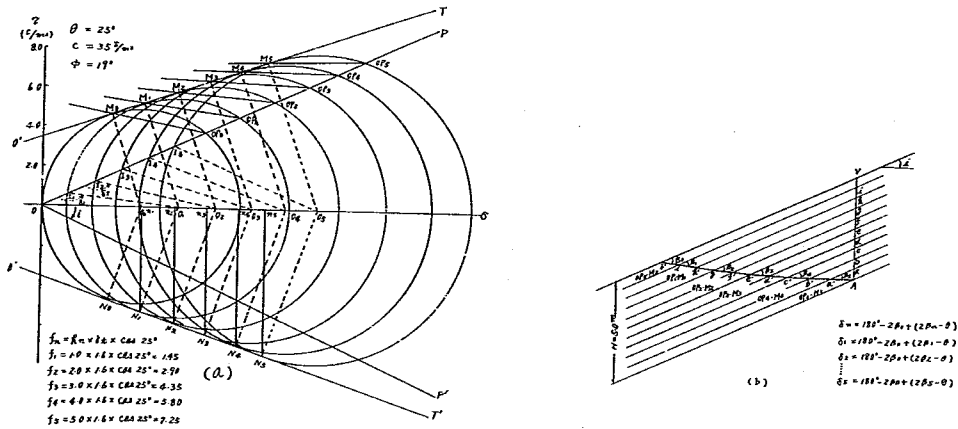


図-5.18 Mohr の応力円

- (1) 破壊包絡線 $\overline{O'T}, \overline{O'T'}$ と O から斜面の傾斜角 $\theta = 25^\circ$ に等しく直線 $\overline{OP}, \overline{OP'}$ を引く。
- (2) 地表からそれぞれ h になる深さにおける地表に平行な単位面積に作用する応力 $f_n = \gamma' h \cos i$ を計算し、 O より \overline{OP} 上にとる。その点を I_1, I_2, I_3, I_4, I_5 で示す。
- (3) δ 軸上に円の中心をもち、それぞれの点 I_1, I_2, I_3, I_4, I_5 を通り $\overline{O'T}, \overline{O'T'}$ に接する応力円を点より外側に描き $\overline{O'T}, \overline{O'T'}$ の接点を $M_0, N_0, M_1, N_1, \dots, M_5, N_5$ 円の中心を O_0, O_1, \dots, O_5 で示す。また、 \overline{OP} に交わるもう一方の交点を OP_0, OP_1, \dots, OP_5 とする。
- (4) $OP_0 \cdot M_0, OP_1 \cdot M_1, \dots, OP_5 \cdot M_5$ それぞれ結んだ線が受働部の影響による破壊線の方角を示す。
- (5) この破壊面に作用するせん断応力は $M_1 \cdot n_1, M_2 \cdot n_2, \dots, M_5 \cdot n_5$ で傾角は $+\phi$ となる。但し、この図では作図の煩雑さをさけるため傾角 $-\phi$ 側に $N_1 \cdot n_1, N_2 \cdot n_2, \dots, N_5 \cdot n_5$ で書いてある。

TM-86 FT-1 F-130

図-5.18 (b)は 図-5.18 (a)作図で求めた破壊線を斜面上に示したもので、地表面より鉛直深度 h の点を A 、その地表面の点を V とし、 AV を 10 等分してそれぞれ a, b, \dots, i とする。 a, b, \dots, i を通り斜面と平行線を引く。 A を通る斜面の平行線と \overline{OP} を一致させ、 A より応力 O_5 で求めた破壊線 $OP_5 \cdot M_5$ を書き斜面と平行線との交点を a' とする。次に a' により応力円 O_4 で求めた破壊線 $OP_4 \cdot M_4$ を a' を求めた方法でとり、 b, c を通る斜面と平行線の交点を b', c' とする。このように各々の応力円 O_3, O_2, O_1, O_0 について破壊線を平行移動して書いたものである。また、図-5.18 (b)のように斜面の破壊線がわかっている場合に、その斜面の土質条件を求める方法を簡単に記す。図-5.18 (b)に示す斜面と破壊線の角度 $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_5$ を知ることにより、 δn を計算し円の中心を求めることができる。

$$\delta n = 180^\circ - 2\beta_0 + (2\beta_n - \theta)$$

δn を図-5.18 (a)の \overline{OP} 上の点 I_1, I_2, \dots, I_5 より図のように $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_5$ を取ると σ 軸上の交点が包絡線に接する円の中心となり、逆に応力円を描き破壊包絡線を求めることができる。

3) Trial Wedge 法による解析

この方法はランキンあるいはクーロン状態の両方に適用でき、計算方法は試行面にそった摩擦力和せん断力に対するクーロン公式に含まれる粘着力の影響を考慮して破壊寸前にあるという考えを用いている。ここでは、すべり面は直線であると仮定している。

その作図を図-5.19

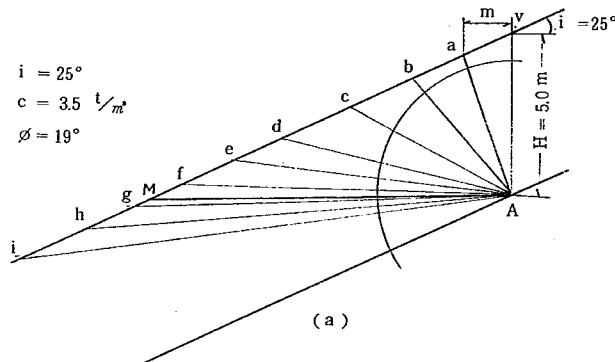
(a), (b), (c)に示す。

(1) 図-5.19 (a)に示すように鉛直線 AV より斜面にそって試行面 Aa, Ab, \dots, Ai を引く。

(2) 図-5.19 (b)のように水平な線 AH より上側に摩擦力 ϕ をとり、それぞれ試行面に働く反力の方向を求める。

(3) 図-5.19 中に示す表の様式に従がい計算をする。

m ; 鉛直面 AV より試行面までの水平距離



Plane	m	w	l	C=c/l
a	1.5	6	4.55	15.92
b	3.0	12	4.69	16.41
c	4.5	20	4.66	19.81
d	6.0	28	7.21	22.59
e	7.5	34	8.56	23.33
f	9.0	40	10.01	25.36
g	10.5	46	11.50	26.44
h	12.0	52	13.51	28.65
i	13.5	60	15.10	33.80
M	11.0	44		

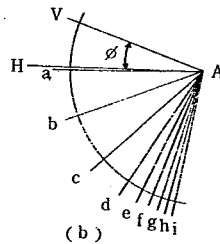


図-5.19 Trial Wedge による法

TM-86 FT-1 F-131

w ; AV から各々試行面のクサビ重量

l ; 試行面の長さ

C ; 粘着力

(4) 図- 5.20 に示すように AV からそれぞれの試行面の方向に試行面に働く粘着力 ($C = c \cdot l$) をとり a', b', \dots, i' とする。

(5) (4) で求めたそれぞれの点より 図- 5.19 (b) の作図で求めた方向を平行移動する。

(6) 図- 5.20 の A より 下側鉛直面 AV に働く粘着力また、それぞれクサビ重量をとる。その点を a', b', \dots, i' とする。

(7) (6) で求めた点より斜面傾斜に平行線を引き、(4) の直線との交点を a_1, b_1, \dots, i_1 とする。

(8) (7) で求めたそれぞれの交点を結び、図で示す M, M' の距離の最小の所を求める。

(9) M 点より逆に作図を行ない、 図- 5.19 (a) に破壊面 AM を求めることができる。

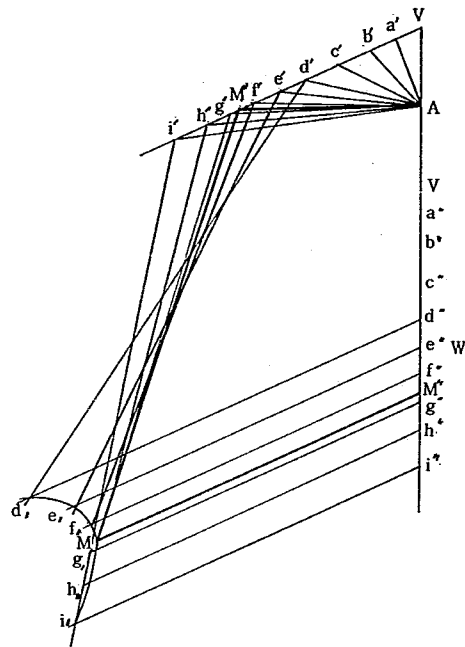


図- 5.20

9. ま と め

室内地すべり発生装置によって現場では観測できない何つかの事項を知ることができた。こゝでその要約をのべる。

- (1) 斜面の底面抵抗が一樣な場合と頂部、中間部、末端部の抵抗が一樣でない場合の破壊の形は異なる。これらの破壊の形は 図- 5.14 に示した。
- (2) 傾斜角の増大、いかえれば滑動力の増大にともなう各部の斜面方向の変位量は斜面末端部の底面抵抗力、あるいはその構成材料の性質に大きく支配される。これらの実験上の関係は 図- 5.11, 5.12, 5.13 に示されている。また、これに対する考え方は 図- 5.16 において説明した。
- (3) 斜面末端部 (実際の斜面では中間部でもよい) を受働体とみなせば、その応力関係により、モールの円、Trial Wedge 法などによって受働抵抗力、破壊面を知ることができる。
- (4) 一般に用いられている斜面の円弧すべり破壊の形は、底面抵抗が一樣な場合には発生せず、斜面末端部に受働抵抗力をもつ部分が必要である。

TM-86 FT-1 F-132

その(2) 斜面崩壊装置による実験結果

1. 斜面崩壊実験装置

斜面を不安定に至らしめる要因のうち最も大きいものは水、すなわち、降雨、融雪、地下水、湧水などである。第4章 その(1) 室内地すべり発生装置の実験においては水の影響を考慮しない状態についての斜面破壊およびその移動について説明した。これは滑動力が ΔT だけ増したときの変位関係について行ったものである。ここでのべる斜面崩壊実験はその(1)でのべた方法と異なり、水の影響による斜面の破壊状態を観察しようとしたものである。降雨、融雪、地下水、湧水の斜面内の作用は甚だ複雑で、これらは侵食、含水比、間隙水圧の増大、またはパイピング、クイックサンドなどによって斜面の不安定状態を発生させる。これらの水の作用のすべてを実験室で同時に観察することができれば好ましいことではあるが、この実験においては、これらの要因を一つ一つとり上げ単純化された現象を観察しようとした。人工降雨による斜面破壊の実験は専門家たちの手で行われて来たが、この人工降雨による実験は、侵食と斜面内部に浸透した水の作用を同時に実験することとなり、その上浸透は地表面の状態に大きく左右されるために、同一条件にすることが難かしい。このため、この実験においては底面より湧水を行い、この浸透水が斜面内におよぼす影響を観察することとした。なお、装置には降雨の影響も実験できる装置がついているので、今後これらについても行う予定である。

2. 実験装置の構造

実験装置の全景は写真-5.3に、またその概略の寸法は図-5.21に示した。装置の主要部分は片面ガラス張りの実験槽（長さ220cm 巾150cm 高さ50cm）と水圧調節タンクからなり、この実験槽は勾配可変で、また水圧調節は写真-5.3に示すようにタンクを上下させることによって行う。タンク内の水は写真-5.5および図-5.21に示した流量計を通り、外側面のメインパイプから実験槽の底面の下にある間隔10cmのパイプにつけられたノズルから湧水する。このノズルの横方向の間隔は10cmである。水の噴出位置および量は写真-5.5のバルブで調節することができる。また、パイプ内の空気は写真-5.4に示されたコックにより排除することができる。



写真-5.3 装置の全景

TM-86 FT-1 F-133

槽の底面には、高さ10cmのL型鋼を間隔20cmごとに取りつけた。これは試料が底面の鉄板上ですべり出すのを防止するのに役立つ。

在来の実験槽の多くは勾配一定で、送水調節バルブがなく、槽底面に、ある間隔に孔をつけたパイプを試料と接するようになっていて、L型鋼を使用していない。土はそれぞれ粘着力、内部摩擦角が異なるからその安定勾配は異なるはずで、たとえば、試料にする土の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、粘着力 $C=0$ としたときの極限の勾配は 30° となるので、実験装置の勾配が 20° で固定されていたとすれば、この斜面を破壊するためには水によって $30^\circ-20^\circ=10^\circ$ だけその強度を低下させなければ斜面の破壊に至らぬ。この装置では内部摩擦角がたとえば 30° であ

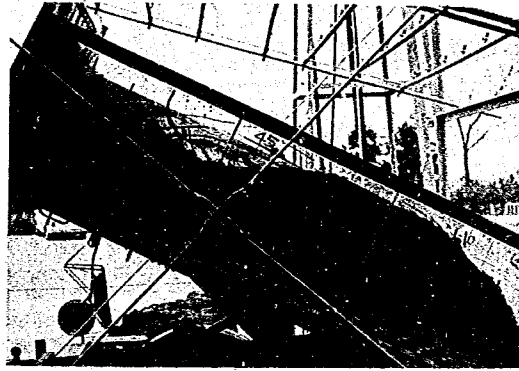


写真- 5.4 装置の観察用ガラス面

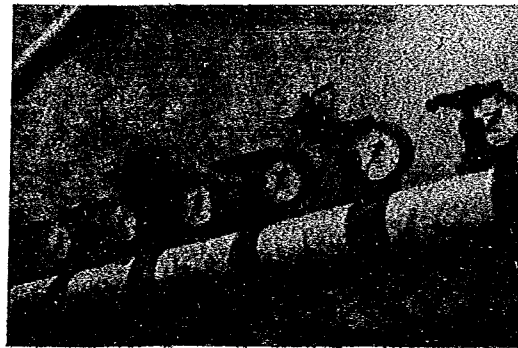


写真- 5.5 送水調節バルブと水圧計

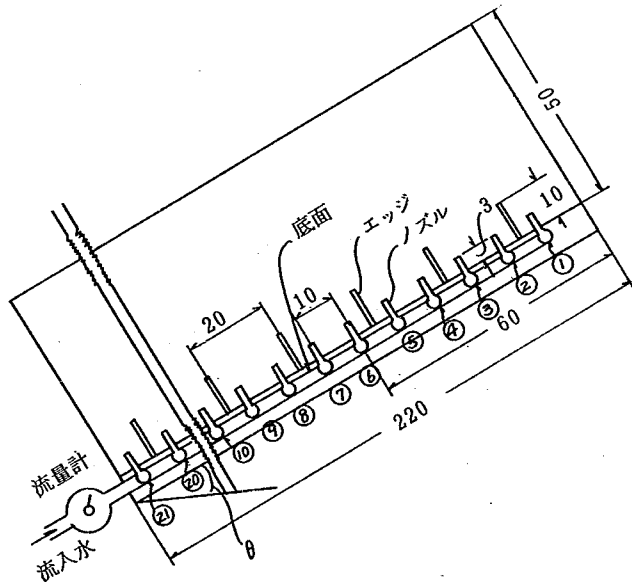


図- 5.21 実験装置の説明

れば、 25° の勾配にし 5° 分の強度低下を水によって発生させるようにした。また、実験槽底面に直接、ある間隔に孔をあけたパイプを並べると、送られた水は最も抵抗の少ないパイプ上を流れることとなり、試料内部に入ってゆきにくくなる。このためパイプは槽底面の下に並べ、ノズルのみ底面上に出した。

TM-86 FT-1 F-134

3. 実験の力学モデル

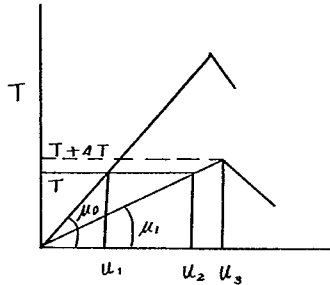


図-5.22 力学モデル

第2章 図-2.29および図-2.30に浸透水による地下水の形成を示した。浸透水は含水比、間隙水圧の増大によってその斜面を構成している土の強度を低下させる。図-5.22において滑動力 T と変位 u の関係において土は当初 μ_0 の性質をもつものが、含水比、間隙水圧によって μ_1 に減少する場合、 T が一定であれば $u_2 - u_1$ だけ変位を生じ、 $T + \Delta T$ の状態をこえれば完全破壊に至る。この実験においては底面のノズルからの浸透水によってこの状態を作り出そうとした。ここにおける ΔT は含水量が増大することによる重量増であり、 μ_0 より μ_1 の減少も含水量、間隙水圧によるものである。この場合の斜面のつり合いについてはすでに第2章 図-2.34において説明した。

4. 実験条件

実験に用いた試料は新潟県郷津産の山砂で、この山砂の性質はこの章その(1)に説明したものと同様のものである。なお、この山砂の初期状態における含水比 $w = 1.6\%$ 、密度 $\gamma_t = 1.6 \frac{t}{m^3}$ 、間隙比 $e = 1.88$ 、飽和度 $S_r = 21\%$ である。この土の大型せん断試験による内部摩擦角は約 30° であるので、実験槽の勾配は 25° とした。なお、試料の詰め込みは当初、実験槽を水平な状態でを行い、これを完了後、所定の勾配に上げた。

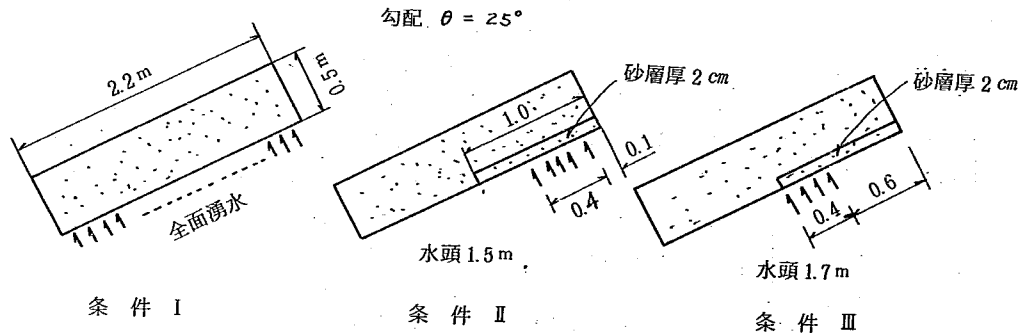


図-5.23 実験条件

実験条件は図-5.23に示した3条件について行った。すなわち条件Iノズルパイプ21本の全部のパイプおよびノズルから水を出した。条件IIはバルブNo.2からNo.6の40cmの間から水を出した。条件IIIではバルブNo.6～No.10の間40cmを開き水を送った。なお、図-5.23に示すよ

TM-86 FT-1 F-135

うに、条件Ⅰ、Ⅱでは頂部より1.0mの間に厚さ2cmの砂層を設けた。これは透水を均等に行うのに効果があった。

田中49)は図-5.24のような斜面構造と地下浸透流の形を考え、これらは含水比、間隙水圧の増大とパイピングの発生などにもなる破壊を説明している。

ここに上げた実験条件はこれらの形を参考としたものであるが、地下浸透流が斜面一様に起きたときは、その斜面は安定を保つと考え、第2章図-2.30に示すような複雑な斜面構造をもったものを想定した。

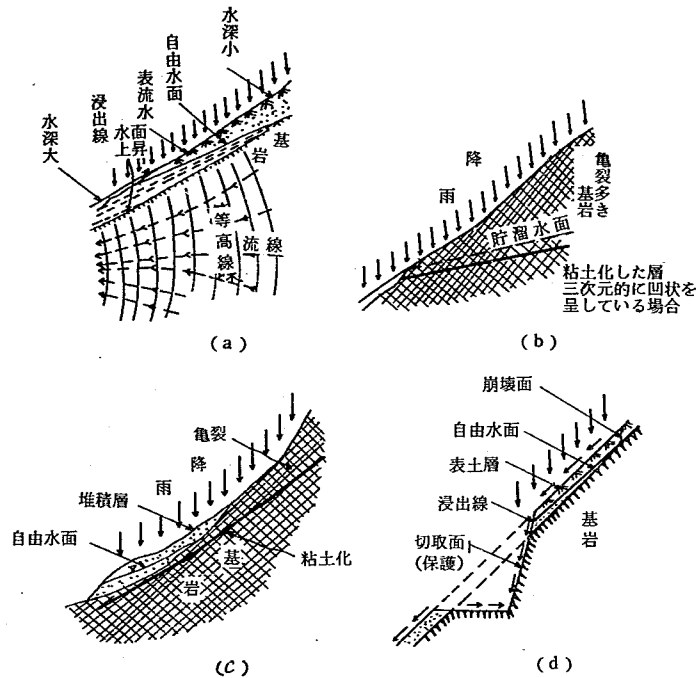


図-5.24 斜面構造と地下浸透流の形

図-5.25に実験条件Ⅰ、Ⅱの斜面の不安定化の現象を図的に説明する。すなわち、初期状態における各部の滑動力 T_i 抵抗抗力 τ_0 の関係では $T_i < \tau_0$ で、この状態における全斜面のつり合いは(c)図に示すように $R > T$ の関係で安定である。しかし、(a)図のようにある部分の斜面に浸透水の影響が強くあらわれたとすると、各部の T は(b)図に示すようになり、斜面全体のつり合いは(d)図のように不安定な部分が発生する。

これらの一連の実験は図-5.25に示した状態を想定したものである。

5. 崩壊および浸透水の状況

実験はⅠ、Ⅱ、Ⅲの3条件について行ったが、これらの一般的な斜面の破壊の様態を写真-5.6 5.7 5.8に示す。

実験条件Ⅰの全面的送水バルブを開いたものは、破壊はあまり見られなかったので、写真に示していない。

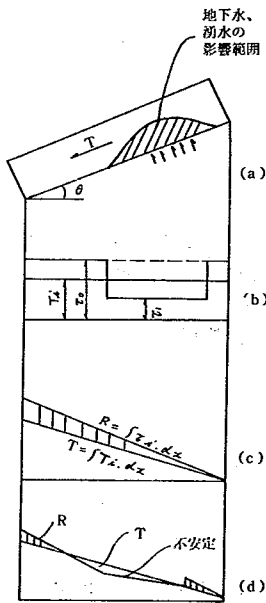


図-5.25 水による抵抗力の減少と斜面の不安定化

TM-86 FT-1 F-136

これはノズルからの湧水は底面全面から出ているので、底面に、ある水の通路ができて、これが斜面末端から流れだし、セン断抵抗は斜面底面の水の通路周辺のみ低下するにとどまる。これは斜面構成材料の中に水が均一に浸透しないためである。このような状況では水は斜面内に滞留しないので全面破壊には至らぬ。

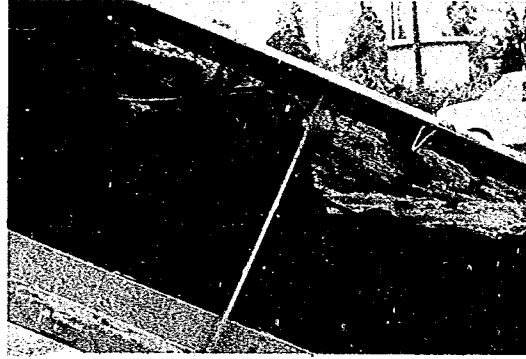


写真- 5.6 斜面頭部のブロック状の破壊
(主働破壊の傾向がみられる)

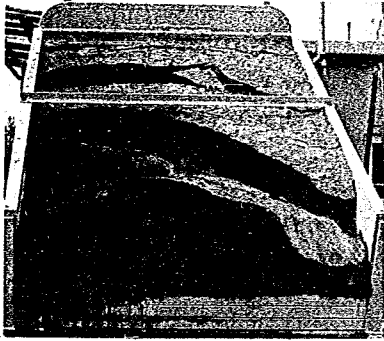


写真- 5.7 斜面破壊状況(1)
(弓形の大きなクラックが見られる)

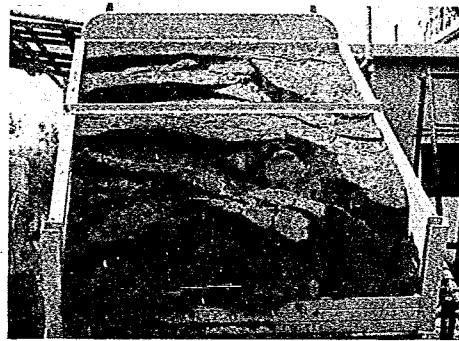


写真- 5.8 斜面破壊状況(2)

これは斜面が礫のみで構成されているときと同じになり、水は空隙を通過してしまふ。

写真- 5.7、5.8に示したような斜面破壊は盛土、自然斜面においてしばしばみられる状況で表面は乾いている状態でもその内部に水が浸透し破壊する。この写真において水は斜面の頭部付近から出ているので、その付近のセン断抵抗が最も小であるはずであるが、その崩れ方は末端から進行している。

TM-86 FT-1 F-137

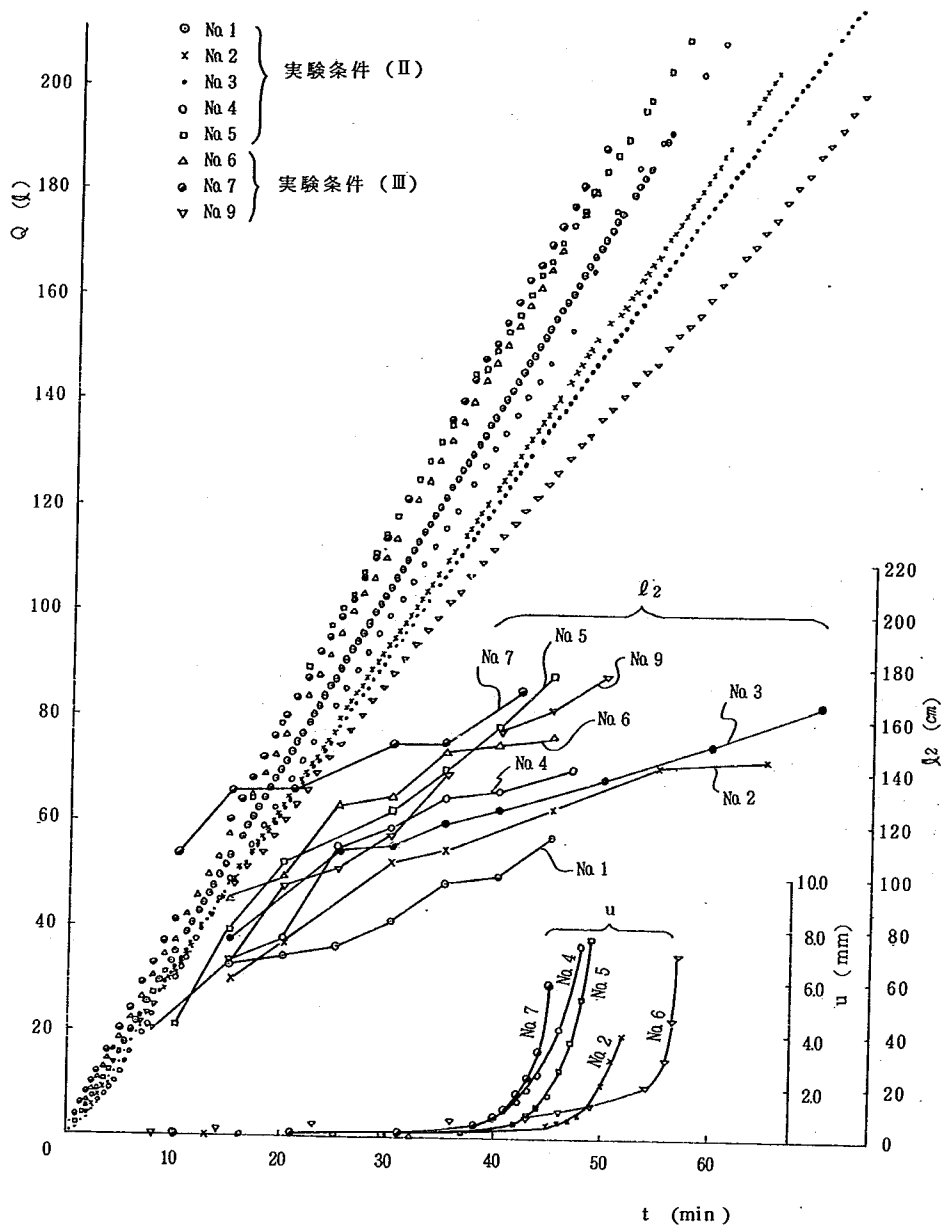


図- 5.26 各実験における浸透水量 Q
その影響範囲 l_2 、変位量 u

TM-86 FT-1 F-138

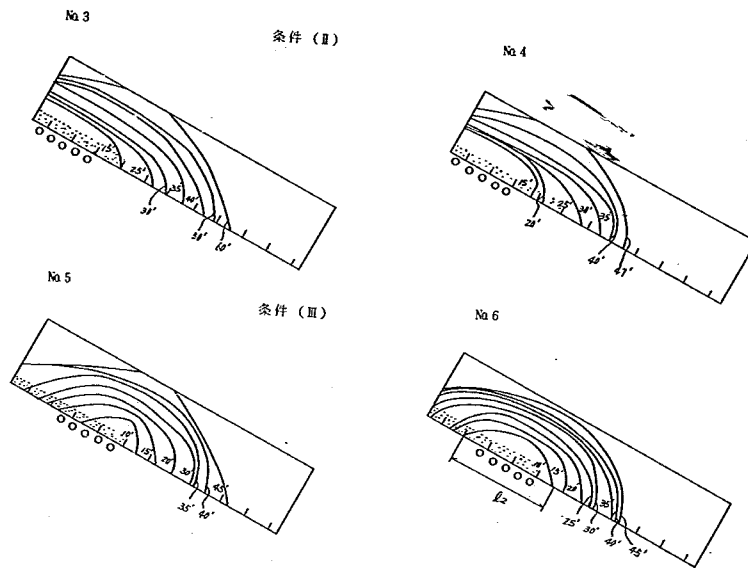


図-5.27 各実験における時間と浸透水の影響範囲

浸透水量 $Q(l)$ 、浸透水の影響する底面長さ l_2 cm (図-5.27 No.6 参照)、斜面頭部より約50cmにおける変位量 u mmの関係は図-5.26に示す。この図で各条件ともほぼ同浸透量となるように調節したが、それぞれ若干の差ができた。これは山砂の密度などを完全に同一にできないためである。浸透水の影響する範囲は、図-5.27に示すように、時間とともに増大する。

第2章 図-2.34および図-5.27 No.6に示される l_2 は時間的に変化する。

底面より水頭のもった浸透水を出す一連の実験において、実験条件Iの全面より水を出すものを除く、実験条件II、IIIはそれぞれ数回の繰り返し実験を行ったが、いずれもかなりの速度をもつ斜面の破壊を観察することができた。この破壊の形はかならずしも一様ではなく、ある条件においては斜面頂部、中間部のクラックの発生にとどまったものもあったが、その大多数はクラックの発生から流動破壊、すなわち土石流のような形となった。次にこれらの状況を写真によって説明する。

写真-5.9は実験条件IIによるもので、この場合はクラックの発生はあまり大でなく、頂部が末端を押し出すような状況となり、この写真(2)のように末端部の斜面がじわじわと破壊し、中間部に大きなはらみを生じ、ついには(4)に示すような土石流の急激な破壊を生じた。自然斜面においても、川岸などの地すべり末端部においては、この写真(2)に示すような局所的な押し出し破壊をしばしば観察できるが、この場合写真(4)の全面破壊に達するものと達しないものがある。この実験写真において、地表面から水の噴出はない。すなわち、浸透水は全部斜面内に貯留され

TM-86 FT-1 F-139

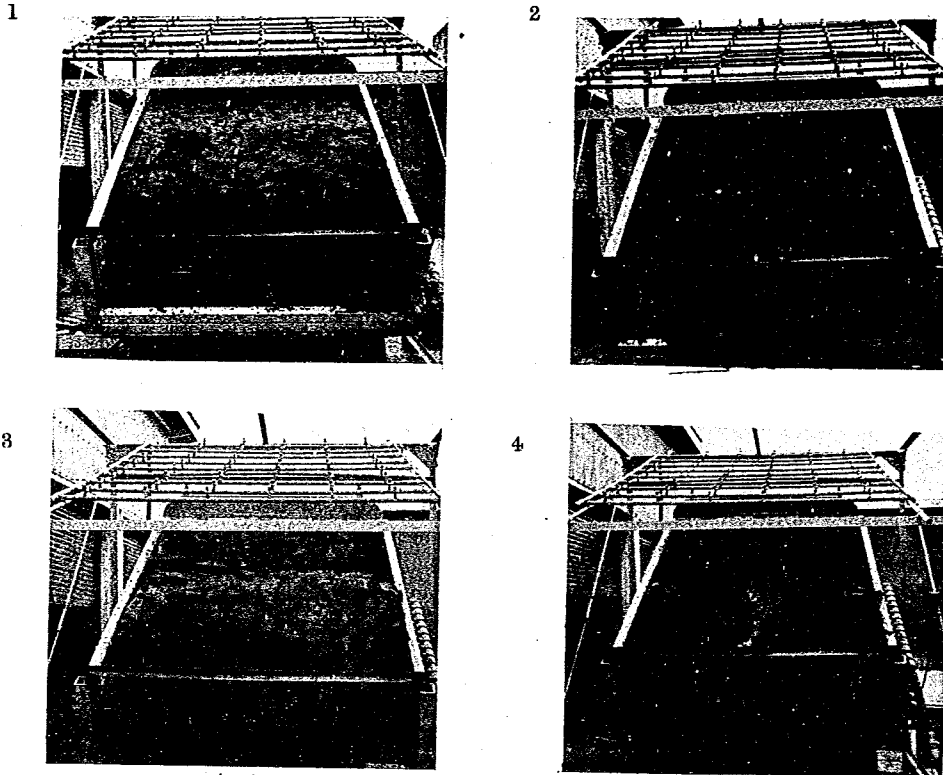


写真-5.9 実験条件Ⅱ No.4の崩壊

ている。このような状況では破壊時には水を多量に保有するため、土石流のような形をとる。写真-5.10に斜面中間部から水が噴き出した状況を示した。このように、中間で水が噴き出したときは、ほとんど急激な破壊が発生しない。すなわち斜面内に水が滞留しないためである。しかし、ときとして水の噴き出しているクラックが頂部の圧力によって閉じられ、地表からの噴出が止まると全面破壊となることがある。地すべり地帯において、斜面からの小川の水が急に止ったときは危険であると一般に説明されているが、この一連の実験において、その状況の一部を観察することができた。また、斜面内のパイピングの発生は斜面破壊に結びつくといわれているが、これはあまり正当性がない。パイピングは斜面内に水を貯留させないからである。しかし、パイピングの水量が非常に大となると斜面の一部を切り取ったような形になり、この部分より頂部の斜面の滑落を助けることになる。

パイピングは一種の暗渠の作用とみなすことができ、斜面の急激な破壊は浸透水が斜面内に貯留されるか否かが最も大きな要因となる。地すべりの発生は、4月、5月の融雪時に最も多い。このことは、3月ごろより初まる融雪水が斜面内部に浸透し、貯留されるためである。このように考えると、急激な地すべりもしくは崩壊は、斜面内にかんがりの空隙部分が必要となる。すなわ

TM-86 FT-1 F-140

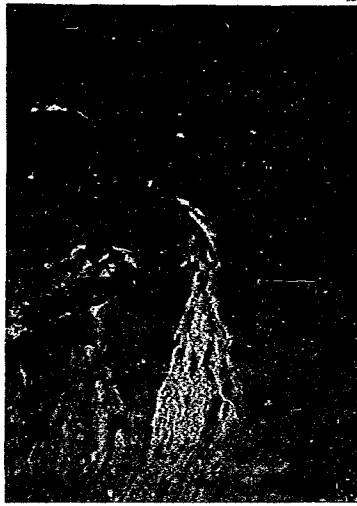


写真-5.10 斜面中間部よりの水の噴出

実験においては、水は最も盛り上がるの大きな箇所より僅か上部に貯留されていることが多く、対策工法で水抜きをやる時はこれらのことを考慮に入れる必要もあろう。

写真-5.11における中間部の盛り上がり現象の発生する場合は、終局的に時としては末端部における受働破壊現象のような、一種の



写真-5.11-② 斜面 間部の盛り上がりとそのクラックの発先

ち、空洞もしくは砂のような空隙のある斜面構成が一部に存在し、この中に入った水をおさえおき粘土などの不透水の部分から成り立っていると考えることができる。

写真-5.11の(1)、(2)は、斜面 中腹部の盛り上がり現象を示した。実際の地すべり、もしくは崩壊の斜面を観察すると頂部では凹み、中間部で盛り上がっている現象をしばしばみることができる。この現象は、頂部が滑動しようとするにもかかわらず、末端部の抵抗がこれより大であるために、その中間部で大きな圧縮力をうけ盛り上がりが発生する。丁度、セルロイドの定規の一端を手で固定し、他方を圧縮すると、その中間部がもち上がるが、このような現象と考えればよい。

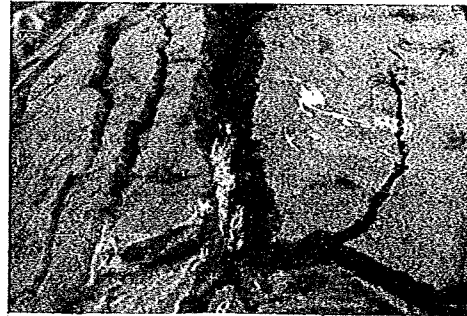


写真-5.11-(1)

円弧すべりとなるときがある。

これら一連の実験で、条件Ⅱ、Ⅲの場合、ほとんどその斜面は破壊し、その発生過程を観察することができた。土を実験材料とするすべての実験において、土の状態を何時も同じ性質に作り出すことは非常に難しいことである。この実験においても、実験槽に人力でできるだけ均一になるように築き上げたつもりであるが、水は非常に僅かな透水性の良い所を探し

ながら流れるので、常に同じ浸透をしない。実験においては、このように土を出来るだけ均一に作り出そうとするが、実際の自然斜面の中の透水性は甚だ複雑で均一的ではないと考えられ、しかも、水みちは時間が経過すれば変化する。自然斜面において完全に同一とみなせる斜面は存在しないだろう。したがって、その破壊の形もまた完全に同じものはない。

一連の実験より、自然斜面では中々観察できない安定状態より完全破壊に至る過程を観察することができた。今後、降雨などの各要因を入れたものを行ってゆくつもりである。

6. 斜面のつり合い

i) 受働破壊について

第2章, 6., (2)の式より図-2.34のa-g線を通る破壊すなわち受働破壊状態とすれば

$$T \cos \alpha - T' \sin (\alpha - \theta) - \tau_0 (h \cdot \operatorname{cosec} \alpha - l_3) - \tau_1 \cdot l_3 = 0$$

$$T = (W_a + \Delta W_w') \sin \theta - \tau_1 \cdot l_4 \quad T' = W_b + \Delta W_w''$$

$$W_a = 1.2t \quad \Delta W_w' = 0.14t \quad \theta = 25^\circ \quad \tau_1 = ?$$

$$W_b = 0.24t \quad \Delta W_w'' = 0.01t \quad \alpha = 28^\circ \quad \tau_0 = 0.046 \text{ kg/cm}^2$$

これらの数値より図-5.26の変位量 u の曲線の最大変曲点における点と同時期の l_2 よりこの線上における τ_1 を求めれば、 $0.024 \sim 0.028 \text{ kg/cm}^2$ の範囲に入る。当初の浸透水のない状態のは 0.046 kg/cm^2 であったから約 $1/2$ にせん断抵抗は減少し、受働破壊をおこしたことになる。

2.) 底面すべり破壊

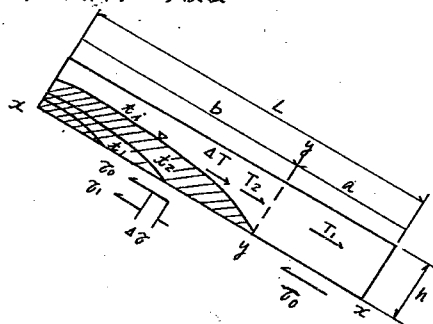


図-5.28 底面でのすべり

受働破壊の条件についてのべたが、次に層の底面においてすべる条件についてのべる。図-5.28において、当初、安定状態にある斜面内に浸透水が入ることによってそのバランスを破られることがあり、こゝでは基岩などの境界面ですべる条件を考えよう。

断面 $y-y$ において

$\tau_0 a > T_1$ で、 b 部分の抵抗が τ_0 より浸透水の影響により τ_1 に減少したとすれば、底面でのつり合いは

$$\tau_0 a - T_1 = (T_2 + \Delta W) - \tau_1 b$$

$\Delta W = \Delta T$: 浸透により貯留された水の重さ

TM-86 FT-1 F-142

$$\begin{aligned}
\tau_0 a + \tau_1 b &= (T_2 + \Delta W) + T_1 \\
&= \{ \gamma_t \cdot b \cdot h + \Delta W \} + \gamma_t \cdot a \cdot h \sin \theta \\
&= \{ \gamma_t \cdot h \cdot (a + b) + \Delta W \} \sin \theta \\
&= (\gamma_t \cdot h \cdot L + \Delta W) \sin \theta \\
\tau_1 &= \frac{1}{b} \{ (\gamma_t \cdot h \cdot L + \Delta W) \sin \theta - \tau_0 a \}
\end{aligned}$$

浸透水によって抵抗が τ_0 より τ_1 に減少するが、上式より τ_1 を求めることができる。こゝで実験条件Ⅱ，No.4についてこの算出を行う。

$$\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3 \quad h = 0.5 \text{ m} \quad L = 2.2 \text{ m} \quad \theta = 25^\circ \quad \tau_0 = 0.46 \text{ t/m}^2$$

図-5.26において、 u と t の関係で u が最大曲率を示す点を求めれば、 $u = 1.5 \text{ mm}$ 、 $t = 42$ 分でこれに相当する a の長さを図-5.27より求めれば、 $a = 0.9 \text{ m}$ $b = 2.2 - 0.9 = 1.3 \text{ m}$

$$\Delta W = 143 \ell = 0.143 \text{ t} \quad (\text{図5.26})$$

槽の巾 1.5 m であるから $\frac{\Delta W}{1.5} = \frac{0.143}{1.5} \approx 0.1$

$$\begin{aligned}
\tau_1 &= \frac{1}{1.3} \{ (1.6 \times 0.5 \times 2.2 + 0.1) \sin 25^\circ - 0.46 \times 0.9 \} \\
&= \frac{1}{1.3} (0.786 - 0.414) = \frac{0.372}{1.3} = 0.286 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

すなわち、図-5.28のb部分の抵抗が $\tau_0 = 0.46 \text{ t/m}^2$ $\tau_1 = 0.286 \text{ t/m}^2$ に減少して底すべりを生じた。

この実験Ⅱ，No.4における抵抗力の減少速度は $\Delta\tau/t$ となり

$$\begin{aligned}
\Delta\tau &= \tau_0 - \tau_1 = 0.46 - 0.286 = 0.174 \text{ t/m}^2 \\
t &= 42 \text{ 分}
\end{aligned}$$

$$\frac{\Delta\tau}{t} = \frac{0.174}{42} = 4.14 \times 10^{-3} \text{ ton/m}^2 \cdot \text{min} = 0.414 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{min}$$

すなわち、底面すべりは、この抵抗力の減少速度 $\Delta\tau/t$ に支配され、この速度は降雨などの地表からのみの浸透によるものとするれば、この浸透速度を求めることによって算出することができる。

ただこの場合、実際の斜面においては図-5.28のa部分とb部分とはその性質の異なった斜面と考える必要がある。また、下部基岩のある部分からの湧水と考えれば、図-5.28は実際においても適用できる。

斜面の破壊を予知しようとする場合は、その抵抗力の減少速度 $\Delta T/t$ もしくは滑動力の増加速度 $\Delta T/t$ または $\Delta\sigma/t$ を知る必要がある。しかし、これらは斜面内部で行はれるものであり、この計測は非常に難しく、むしろ不可能に近い。

TM-86 FT-1 F-143

第六章 安定化工法

TM-86 FT-1 F-144

第六章 安定化工法

1. 地すべり安定化工法の計画についての基本的態度

土木工事は将来を見込んだ地域的な投資効果を念頭におき、ある制約された予算の中で最小の費用で最大の効果を発揮するように計画されなければならないことは一般常識である。地すべり対策工事は費用ばかり要し、その効果が非常に薄いという批判がかなり多い。この間にある対策工事に従事するものの態度についてふれる必要がある。一般的に深海などの全く未知の分野の建設などを除いては、その投資効果、経済性を無視しても良いという前提に立てば工学的に不可能であるものは非常に少ない。地すべり対策工法についてもこの経済性についての効果の配慮が行なわれているのである。

土木構造物は多少なりとも管理費的なものがかかるが、これの少ないものに橋梁、擁壁などのコンクリート、又は鉄構造物があり、これの多いものとしては舗装、盛土などがある。すなわち、設計当初より荷重に対して安全なものと、管理いいかえればサービスによってその機能を維持するものがある。一部分の破壊が全体の破壊、およびその機能を失わせ重大な損失を来すものについては当初より荷重に充分耐えうるものを設計する。サービスによってその機能を維持できるものであっても設計当初は予知できる範囲内において外力を想定し、それを満足させるものを考えなければならない。然し、その建設費用が膨大であるときは、管理によってその機能が失われない程度にこれを低下させることがある。舗装、盛土、基礎の沈下などがこれに当る。

では、地すべり防止工事は以上の二つのうちのどちらに属するものとして取扱われるべきものであろうか、これはその地すべり対策工事が何んの機能を維持するために行われたかによって異なる。例えば、田畑の機能を維持するためのものと、河川の閉塞を防止するためのものと、道路の機能を保つためのものとは自から異なる。山林の場合、その移動量を対策工事によって半減させたとすれば耕作者の管理によって田畑になり得るかもしれない。これは地すべりの滑動力を工事によって完全に制止したことになるが、田畑の機能は管理によって維持されることができると見ることができる。次に、道路の場合、地すべりはその管理によって大部分の機能を失なうことがなく維持することができるであろうか。年間数回の移動であれば管理によって維持できるであろうが、突発的に起る急激な移動に対処する方策が必要であろう。擁壁は盛土、切土の移動を制止させるものであり、その目的は、地すべり対策工法と似ている。擁壁の設計上許される基礎面における移動量は最大せん断抵抗の生じる量であり、これは単位である。地すべり対策工法も擁壁と同じように非常に僅かの移動、いいかえれば殆んど移動が許されないとすれば、その滑動力に耐えうるだけの費用を支出しなければならない。擁壁が殆んど移動を許されぬということは、コンクリートのような剛なものであるから一旦大きな移動が生じると完全破壊となり、その機能が失われるためである。管理によってその機能が維持されれば剛な構造でなく、柔構造とすればその移動も許されるべきであろうが、管理に要する費用の支出が大となる危険がある。地すべり対策

TM-86 FT-1 F-145

工法にはいろいろあるが、このうち、地すべり対策として最も確実性のある工法が、仮りに重力擁壁による工法またはこれらの地すべり土塊を完全に除去する工法であるとしたとき、その費用はいくらになるかを試算してみる。

いま試みに、一般的な擁壁の設計法にもとづいて、図-6.1に示した土層を支えるためのコンクリート擁壁の寸法を略算してみる。地すべり土層はその内部で圧縮破壊はないものとする。

$$T = \gamma_t \cdot \ell \cdot h \sin \theta = 1.6 \times 50 \times 5.0 \times \sin 10^\circ = 69.5 \text{ t}$$

$$R = \tau \cdot \ell = 0.7 \times 50 = 35 \text{ t} \quad \text{擁壁にかかる土圧} \quad \sigma = T - R = 69.5 - 35 = 34.5 \text{ t}$$

擁壁と地盤の摩擦係数 $f = 0.5$ とし、安全率を

$F = 1.2$ とすれば、擁壁の必要重量 W_c は

$$W_c = \frac{\sigma \cdot F}{f} = \frac{34.5 \times 1.2}{0.5} = 82.8 \text{ t}$$

壁の高さ $h = 5.0 \text{ m}$ コンクリートの単位重量

$$\gamma_c = 2.3 \text{ t/m}^3 \text{ とすれば、コンクリート擁壁の必要巾 } B_m \text{ は}$$

$$B = \frac{W_c}{\gamma_c \cdot h} = \frac{82.8}{2.3 \times 5.0} = 7.2 \text{ m}$$

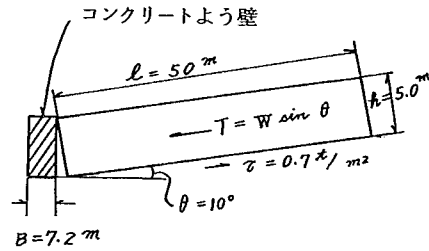


図-6.1 計算仮定

図-6.1のような長さの小さい地すべりを止めるために、斜面長 50 m について巾 7.5 m のコンクリート擁壁が必要となる。コンクリート壁 1 m^2 当りの工費を $15,000 \text{ 円}$ とすれば、このよう壁は

$$5.0 \times 7.2 \times 15,000 = 540,000 \text{ 円/m}$$

地すべり巾を 50 m とすれば

$$50 \times 540,000 = 27,000,000 \text{ 円}$$

また、斜面 1 m^2 当りのコストは

$$27,000,000 \times \frac{1}{50 \times 50} = 10,800 \text{ 円/m}^2$$

$$10,800 \times 3.3 = 35,640 \text{ 円/坪}$$

以上のような仮定でえられたコストは、坪当り約 $36,000 \text{ 円}$ となる。

次に図-6.1の土砂を除去するための費用を算出してみる。

除去のための費用を $2,000 \text{ 円/m}^3$ とすれば、

$$\text{全費用は} \quad 50 \times 5 \times 2,000 = 500,000 \text{ 円/m}$$

擁壁のコストとの比較をすれば

$$\frac{\text{除去のコスト}}{\text{コンクリートよう壁のコスト}} = \frac{500,000}{540,000} = 0.93$$

となり、この場合は除去の方が若干有利となるが、これは地すべりの単位巾についての費用で

TM-86 FT-1 F-146

あり、斜面長が数100mにおよぶ例は珍らしくないので、このための総工費は膨大なものになる。

このような試算において、いま仮りに除去が最も確実な工法であり、その外に完全な工法がないとするならば、他の工法の費用がこれより小であっても、その工法による確実性は何割か低下していることになる。このような仮定がもし成り立つとすれば、この費用より小な対策工法は管理によってその機能が維持されているものとみなされなければならない。

こゝに設計に当たっての基本的態度は、目的物の機能を損はぬ工法の費用を算出し、もしも、この費用が甚だしく膨大で客観的に認めることができないならば、管理的手段を用いることによって、その工法、費用を低下させることができるが、この管理的手段は実行可能なものでなければならない。すなわち、人的、物的および時間的に可能のもので、勿論、急激な速度の速い地すべりにも充分、対処できるものでなければならない。

2. 斜面内の歪の発生

道路の盛土や河川の築堤の小規模な破壊が一旦生じると、これの復旧は簡単ではなく、日数と労力を要する。

盛土を構成している土も一般の材料と同じ見方をすることができるので、これら材料は破壊すれば、これを原形にもどすことは非常に難しい。たとえば、コンクリートのようなものが一旦破壊すればこれをもとにもどすことは不可能である。しかし、土は可塑性をもっているので、剛性のものの復旧とはその性質が若干異なる。

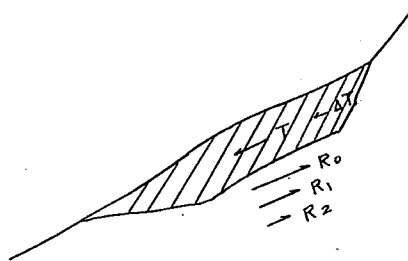


図-6.2 斜面のつり合い

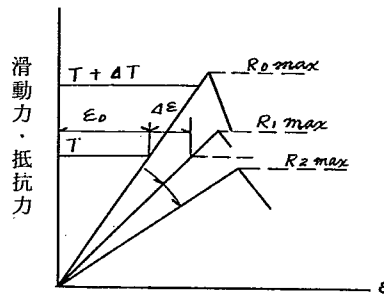


図-6.3 滑動力，抵抗力と変位

斜面の破壊は、図-6.2に示すようにその斜面の滑動力の増加か、抵抗力の減少によって決まる。

これを図-6.3において説明すると、滑動力 T は一定であり、抵抗力の減少が斜面を破壊に至らしめると考えるとき、抵抗力 R_0 は R_1 に変化すると、滑動力 T と抵抗力 R の関係はまだ $T \leq R$ の範囲であり、完全破壊には至らぬが変位 $\Delta \epsilon$ が生じる。含水比の増大などによって抵抗力の減少が R_1 より続くとすれば、 $T \geq R$ の状態では完全破壊となる。完全破壊に至ればその被害が大とな

TM-86 FT-1 F-147

るので、変位 $\Delta \epsilon$ が生じたときにその対策を考えなければならない。

また、抵抗力 R_0 が一定であるとき、滑動力が T より ΔT だけ増加すれば図-6.3においてある変位を生じ、この滑動力が $R_{0 \max}$ をこえれば完全破壊に至る。

図-6.4に滑動力が一定のときの抵抗力が時間とともに直線的に減少したときの歪との立体的模型を示した。第3章の猿供養寺の地すべり歪速度の項で示したように一般的には、この図のよ

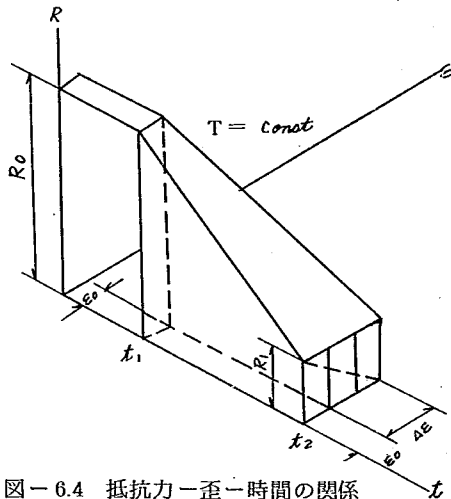


図-6.4 抵抗力-歪-時間の関係

うに歪と時間の関係は直線の関係とはならないが、一般問題として取扱った。この図では抵抗力の減少が歪変位の増加をもたらすとしたが、前述のように抵抗力を一定として滑動力 ΔT が時間とともに増加する場合も同様に図示することができる。なお、応力と歪との関係については第2章で説明した。

斜面の対策工は変位が零のとき行うのが望ましいが、一般的には斜面上にクラックの発見などの変位が生じてから行うのが普通である。斜面の歪の発生は以上の説明において滑動力 ΔT の増加、あるいは抵抗力 R の減少によるものであるとしてきた。

3. 安定化工法

斜面の安定を検討するスエーデンの円弧法において、安全率を F としたとき

$$F = \frac{\sum N \tan \phi + CL}{\sum T} = \frac{\sum R}{\sum T}$$

$F > 1.0$ のときは安定、 $F < 1.0$ のときは不安定としている。この説は図-6.3の滑動力と抵抗力の関係図において $\frac{R_{\max}}{T} > 1.0$ のときは安定、 $\frac{R_{\max}}{T} < 1.0$ のときは不安定といいかえることもできる。 $R_{\max}/T > 1.0$ が安定という場合は、 R および T が自然条件にかかわりなく一定であるとしたときで、この場合は歪は増加しないし、クラックなどの現象も見られない。

一般の地すべり斜面においてはその自然条件をうけて R も T も変化すると考えるべきで、たとえば $R - \Delta R$ 、 $T + \Delta T$ となれば、 $R - \Delta R / T > 1.0$ 、または $R / T + \Delta T > 1.0$ の範囲であっても歪は発生する。地すべり対策工法は斜面の歪をこれ以上増加させないためのもので $F > 1.0$ の範囲内でも ΔR 、 ΔT の増加を防止することになる。抵抗力の減少、 ΔR の発生は第1章図-1.4で示したように雨水、融水の浸透、侵食、地下水位の上昇、乾燥収縮、化学的变化、温泉現象などの自然現象に影響され、また切取などの人為的なものもある。また、滑動力の増加、 ΔT の発生は、上部斜面よりの崩壊土の積荷、盛土の築造、積雪荷重、含水比の増加などが考えられる。

TM-86 FT-1 F-148

ただ、一般の斜面はこれらの要因をうけても歪の発生、完全破壊に至らないのは、その材質が甚だ強固であるからであり、これをいいかえればRの変化が小であるといえる。地すべり斜面はこれに反してRが鋭敏に変化するといえる。

一般の安定化工法は、自然条件が斜面材料の抵抗力Rの変化、すなわち ΔR の発生を防止しようとするもので、こゝにおける ΔR とはせん断抵抗、すべり抵抗など斜面を構成している強度をさしている。次の安定化工法の分類に示すように土の性質改良によるもの、構造物による力学的なもの、その他斜面保護工などがこの対策として考えられる。

安定化工法の分類¹⁾

(1) 土の性質改良による安定化工法

排水工法 ————— 表面排水工
 |
 |————— 地下排水工

注入工法

焼結工法

電気化学的工法

石灰処理工法

ガス抜工

(2) 構造物による力学的安定化工法

クイ工法

アンカー工法

擁壁工法

押え盛土工法

排土工法

深基礎工

(3) 斜面保護工

植生工法

被覆工法

吹付工法

ブロック工法

格子わく工法

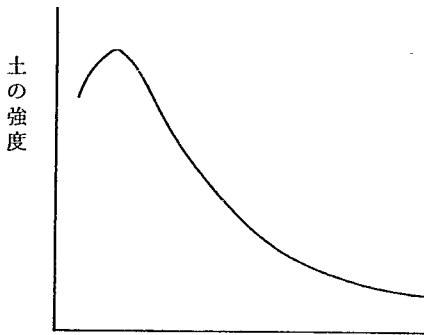
柵工法

蛇カゴ工法

TM-86 FT-1 F-149

1) 土の性質改良による安定化工法

地すべりにおける安定化工法のうち最も多く用いられているものは排水工法で、この工法および注入、焼結、電気化学、石灰処理の工法はすべて斜面を構成している土の含水比の増大、または地下水水位の上昇を防ごうとするもので、これは図-6.5に示すように含水比が増大すれば、土の強度が低下するためである。



含水比または間隙水圧
図-6.5 土の強度と含水比

これらのうちのある工法は、土の含水比を積極的に減少させ、土の強度の増大を計るものもある。

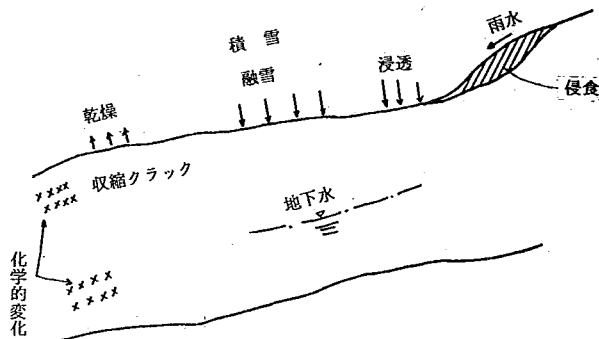


図-6.6 斜面、不安定化の要因

(1) 排水工法

排水工は図-6.6に示した斜面不安定化の要因のうち大部分を占める雨水、融雪水による侵食、浸透、地下水水位の上昇を防ぐものである。排水工

法は表面流と地下浸透流を対象とし、これを分類すれば表面排水工と地下排水工となる。

a) 表面排水工

表面排水工は表面流を集めて、斜面の侵食、浸透を防止する役割をもつもので、この工法の中には素掘り溝、石張り溝、石積み溝、コンクリート溝、蛇カゴ溝、ビニールパイプ溝などがある。一般に侵食などのみを対象とする場合、および、ほとんど変位のない安定した斜面においては剛な材料であるコンクリート溝が用いられるが、緩速型の現にある移動をしている地すべり斜面などでは蛇カゴ溝が採用され、ときとしてビニールパイプ溝なども用いられる。この表面排水工は斜面安定化工法のうちで最も重要なものの一つであり、深い溝においては地下浸透水を集める役目も兼ねることがある。これら排水工は溝のまわりの侵食、地すべりの運動によって閉塞漏水などが生じることが多いので、常時その点検を行うことが望ましい。これがため、表面排水工は容易に補修できるものを採用する必要がある。

TM-86 FT-1 F-150

b) 地下排水工

斜面内への浸透は表面排水工のみで完全に防ぐことはできない。その一部は浸透水となって斜面内に入り、土の含水比の増加、地下水位の上昇などをまねく。地下排水工は斜面の浅い部分および深い部分を対象とするものに区分でき、またこの工法は重力排水、強制排水に区分することもできる。強制排水方式にはウエルポイント工法、電気浸透工法などがあり、これらは水の重力以外のエネルギーを必要とするので、対象となる斜面の面積が大となるとその費用も大となるために一般には用いられていない。

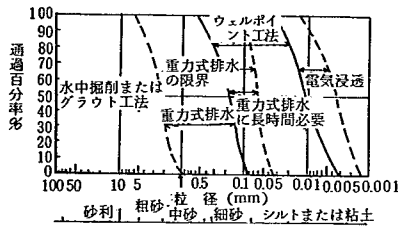


図-6.7 土質構成(粒径)と排水工法の適否

浅い部分の地下排水工

一般に地表面近くの土層は風化、植生などの影響をうけて、空隙部分があり、透水性は浅い部分に比して大である。この部分には降水の浸透が比較的容易で、これにともない土の強度の低下がある。これら浸透水の遮断することは、斜面の地表をコンクリートなどで完全に覆う必要があるが、これは不可能な場合が多い。図-6.8に表面排水工と暗渠とを併用した暗渠の一例を示す。図-6.9に示した暗渠は、すべり面まで比較的浅い3~4mのところを用いられるものであるが、掘削中、地すべり土塊の滑動を促すことがあり注意を要する。

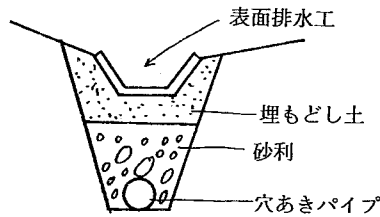


図-6.8 表面排水工と暗渠

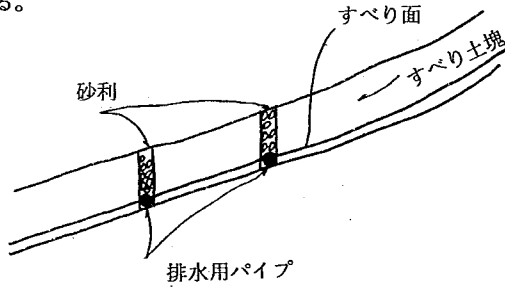


図-6.9 すべり面まで達する暗渠

深い部分の地下排水工

深い部分の地下排水工法には集水井戸工および横ボーリング孔による排水工などがある。最近はこの両者を併用する場合が多い。集水井戸工の深さは30m以上に達するものもあり、作業性排水効率からその孔径は3.5m以上もある。

図-6.10に集水井戸工の一例を示した。この井戸により、浅い部分の水も排水することができ、また、横穴ボーリングも孔の中でできる。ただ、掘削中井戸枠がおかれて作業困難となる

TM-86 FT-1 F-151

ときがあるので注意を要する。

この工法は最近多く用いられるようになって来たが、費用を要するので数多く設置することは難しい。

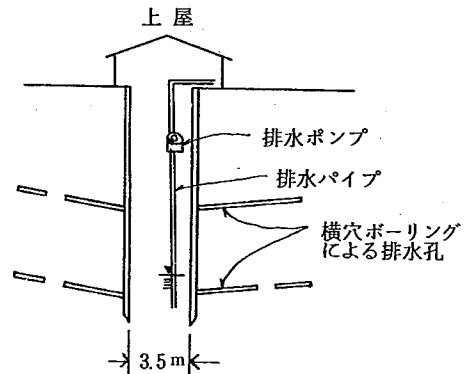


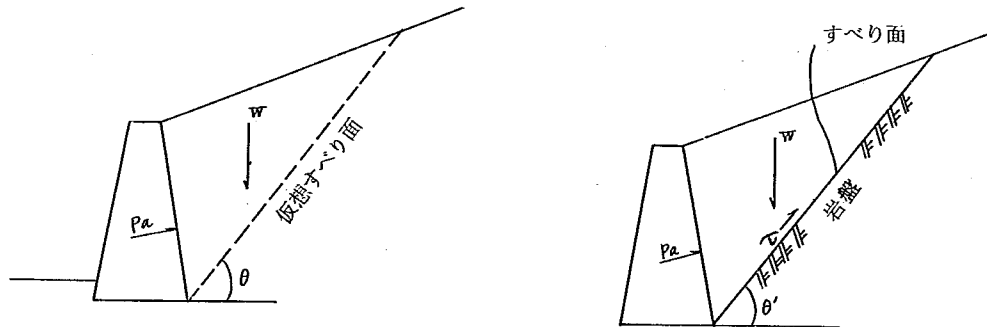
図-6.10 集水井戸工

2.) 構造物による力学的安定化工法

構造物による力学的安定化工法は、擁壁工、クイ工、アンカー工、押え盛土工、深基礎工、排土工などがあり、滑落土砂の抑止または減少、抵抗力の増大などを目的としている。

擁壁工

擁壁は一般の斜面安定のために用いられているものであるが、地すべりに用いられる擁壁の設計の際の考え方と一般に用いられる擁壁の考え方と基本的には全く同じであるが、地すべりに際しては特に大きな荷重をうけるということを考慮に入れなければならない。



(1) 均一盛土のとき

図-6.11 擁壁にかゝる土圧の考え方

(2) 盛土背面に岩壁がある場合

クローンの土圧の考え方は図-6.11の(1)に示すように擁壁背面の盛土内に、盛土の性質によって決められる仮想すべり面を考え、擁壁背面と仮想すべり面によって作られた三角形のクサビの重量は、擁壁背面と仮想すべり面の摩擦抵抗力によってその一部が支えられ、これが擁壁に土圧

TM-86 FT-1 F-152

Paとして作用するとしている。この場合の仮想すべり面の水平となす角 θ はトライアルに変えたときPaを最大にする角をとる。盛土材料に粘着力がなく内部摩擦角 ϕ のみの場合、この θ は $\theta = 45^\circ + \phi/2$ をなす。

次に擁壁背面盛土内に図-6.12のように岩盤があってこれをすべり面とみなされるときは、(1)の均一盛土のときと全く同様にとりあつかうことができ、重量Wは岩盤と土、および擁壁背面と土の摩擦抵抗によってその一部が支えられ、これが擁壁背面に土圧Paとなって作用する。

地すべりはこの図の(2)に示した状態と想定することができる。すなわち、第1章、第2章において、地すべり斜面内にはその斜面内部にあきらかに滑动抵抗力の弱い層があり、これを境として変位、移動をすると説明した。地すべり斜面のすべり面の角度 θ は、(1)に示した仮想すべり面の角度 θ より小で、しかもこの位置の抵抗力は、盛土材料内部の抵抗力よりも小であれば、壁にかゝる土圧Paは、(1)の条件よりも当然大となる。地すべりなどのすべり面の角度 θ の小さな場合、普通の盛土などで用いられている擁壁と同じ規模にすればしばしば崩壊に至ることはこの理由による。

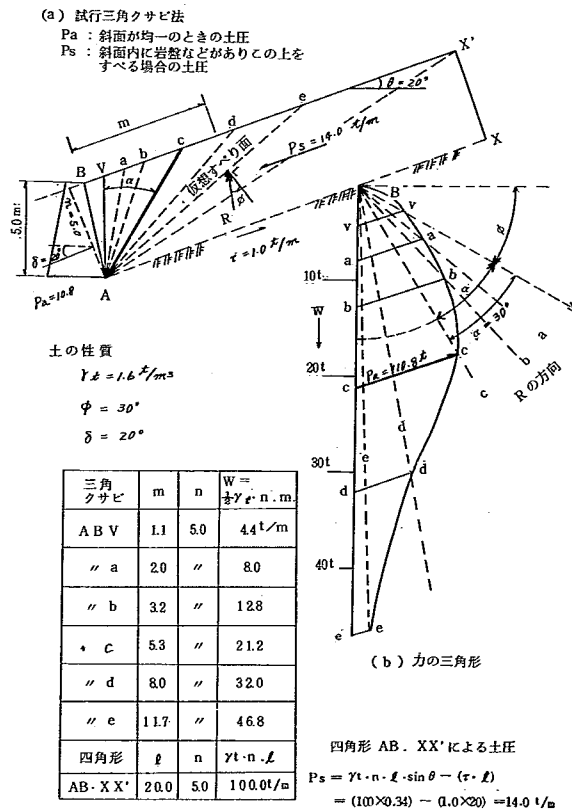


図-6.12 試行三角クサビ法による主動土圧Pa(クーロン状態)および斜面土塊が岩盤を境界としてすべるときの土圧Psの算出

次に斜面が均一で、斜面内部に特別な摩擦抵抗の弱い層などを有しない場合と、斜面内部に岩盤などがあり、斜面はこれの上をすべると仮定したときの擁壁設計のための土圧の算出を試行三角クサビ法によって求めてみる。こゝで理論式を用いず、試行三角クサビ法を用いたことはその土圧の算出法を容易に理解できるからである。

斜面が均一のとときの土圧（粘着力のないとき）

図-6.12 (a)において 斜面材料が均一のとときの土圧は、任意の仮想すべり面 AV, Aa …… Ae、および AX を引き、これらすべり面と AB 面にはさまれた三角形内の土の重量から、図-6.12 (b)の力の三角形によって求めることができる。それぞれの三角形の重量 W は、この図中に計算によって求められている。この重量 W は、図の(b)に鉛直な力、BV, Ba …… Be として描き、B 点の水平な線より内部摩擦角 ϕ をとり、これを BV とし、次に(a)図の VAa, VAb …… VAe の角度を、(b)図の BV 上にもとめれば、これが内部摩擦角 ϕ によるそれぞれの仮想すべり面上の方向になる。次に壁背面 AB と土との摩擦角 δ を(a)図のように描けばこれが土圧 Pa の作用する方向となるので、(b)図の W 上の V, a, …… d, e のそれぞれの点から、この土圧の作用する方向と平行線を描けば、R の方向線とある点で交わる。この VV, aa …… ee が土圧の大きさである。この図においては、三角形 ABC の重量によって生じる土圧が、他の三角形によるよりも大となり、この大きさは図の条件によれば、 $Pa = 10.8 \text{ t/m}$ をうることができた。この場合、三角形 BAX' によって生じる土圧も盛土材料が均一の場合は当然、三角形 BAC によるものよりも小となる。

斜面内部に岩盤などがあり、これを境として斜面が滑動する場合の土圧

図-6.11 (b)において、盛土背面に岩盤がある場合の例を示したが、一般の地すべり斜面のすべり面は緩勾配であり、このときは上記の斜面が均一のとときの求め方とは異なる。図-6.12 (b)において、地すべり斜面のすべり面は AX であるときの擁壁にかゝる斜面方向の力は、壁背面と土との摩擦角 δ を無視したとき、図中に示したように

$$P_s = W \sin \theta - \tau \cdot l = \gamma t \cdot n \cdot m \sin \theta - \tau \cdot l$$

$$= (100 \times 0.34) - (1.0 \times 2.0) = 14.0 \text{ t/m}$$

が得られた。この条件において滑動力 $W \sin \theta$ が抵抗力 $R = \tau \cdot l$ より大であるが、この状態ではもはや斜面は滑動を生じていて、破壊状態にあるとみなせるから現実的ではない。これは図-6.3 および 6.4 のように R_0 から R_1 および R_2 に低下したと考えるべきであろう。

第3章、猿供養寺の地すべりの図-3.32 において 各測定期間内に発生した単位斜面長ごとの増加応力を示した。この図によると斜面 180 m の点における 増加応力は約 8 t/m で、擁壁など

TM-86 FT-1 F-154

の設計もこの荷重を考えれば良い。しかし、この荷重に応じた擁壁をつくれば、この点より上の斜面からの荷重がこの擁壁に将来全部かゝるおそれがあり、この点より上部の斜面全体のバランスの状態を再び考えなくてはならない。

クイ工、押え盛土工、深基礎工、排土工

これらの構造物による力学的斜面安定化工法に対する考え方は擁壁に対する考え方に準ずれば良い。ただ、斜面を完全に将来にわたって安定させることは、地すべりなどの長大斜面においては、斜面材料の自然条件による抵抗力の低下が確実に推定される方法が確立されないかぎり、大きな困難をとまらう。

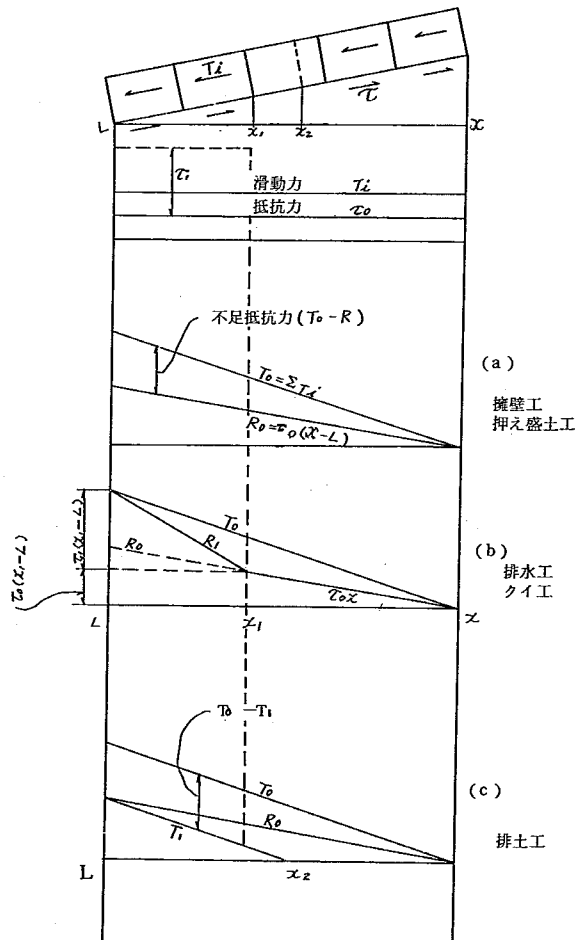


図-6.13 斜面の滑動力、抵抗力と安定化工法との考え方

TM-86 FT-1 F-155

次に第2章 図-2.17において説明した斜面のつり合いの方法を用いて、これらの工法の設計上の考え方をのべる。図-6.13において(a)図において不足抵抗力は $(T_0 - R)$ で示され、この不足分を構造物によって補う必要がある。 x_i の地点での所要の抵抗力は

$$T_0 - R = \sum T_c - r_0 (x - x_i)$$

で、 x_i におけるこの大きさは図より簡単に知ることができる。擁壁工、押え盛土工などの設計においては、この考え方をとる。

(b)図において、斜面を安定化するために底面抵抗力を上げる必要のあるときは、L点において $T = R$ となれば良い。もし、Lと x_1 の間において、ある工法によって底面抵抗を増すことができるとしたとき、L点において $T - R = 0$ となれば良いから、所要の増加すべき抵抗力は $r_1 (x_1 - L)$ となる。この考え方にもとづく工法は、排水工、クイ工などがある。クイ工は擁壁工と異なり剛なものでなく、かつその抵抗力は基盤内の根入り深さのみにしか期待できないから抵抗力の増加と考えると設計することが安全側であろう。

(c)図においては、上部斜面を切りとり、滑動力を減じ安定化させるためにその斜面長を求める方法を示した。L点において $T = R_0$ とするためには T_0 を平行移動し、 T_1 を描けば、 x_2 の点を求めることができる。すなわち x_2 と x の間の土を排除することによってこの斜面は安定化をはかることができる。

3) 斜面保護工

植生、被覆、吹付、ブロック、格子わく、柵、蛇カゴなどの工法は勾配の大きな斜面においては特に有効であるが、その斜面を構成している土質条件をよく加味して施工する必要がある。これらの詳細については、他の文献にゆずり、こゝではふれない。

TM-86 FT-1 F-156

付 録

TM-86 .FT-1 .F-157

(1) 妙高温泉地すべりと、これに伴う山津波の発生当時の目撃者の話から

まえがき

妙高山は信越線の長野と新潟県境にある標高2,445 mの山である。地すべり地は妙高山の外輪山の一つである赤倉山、標高2,141 mの北斜面に発達する白田切川の源流にあたる。この付近の標高は1,800～1,900 mの間にあり、通称、南地獄谷といわれ、池の平温泉の源泉である。

図-1.に地獄谷の略図を示した。

昭和46年12月31日の大晦日、この年の4月ごろから動き出していた約6 haの土砂の一部が突然、急激に動き出し、これが山津波となって下流約5 kmの県道、白妙橋を一気に押し流し、地すべり地点より約8 km下流の旧国道18号線の木橋、深沢橋をも流し、付近の田などを埋めてしまった。また、白妙橋付近にあった2棟の住宅をも半壊させ、この時幼児1人が行方不明となった。

図-2.には地すべり発生地点を白田切川の縦断の概略を示した。林道より白滝辺の勾配は平均して $25/100$ の中には垂直に流れる滝もある。また、地すべり地より関川合流点までの平均勾配は約 $7/100$ である。地獄谷の地すべりの面積は、東西約400 m南北200 mの約6 haである。写真-1.は山津波の発生した2～3日後の妙高山と、それから流れる白田切川の模様であり、白田切川にそって処々に黒い所があるのは、土砂の堆積である。

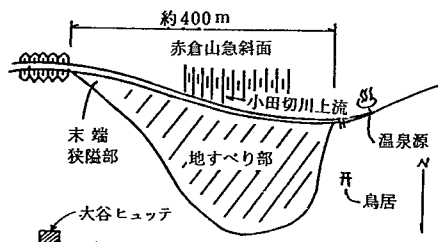
妙高地すべり山津波の目撃談

地すべりを目撃することは非常にまれである。目撃できたとしても局所的な動きか、または全体の地すべりの終わったあとの状況である。しかし妙高の地獄谷で発生した地すべりは、幾人かの人々がこれを目撃して



写真-1. 妙高山地獄谷小田切川（新潟日報提供）

TM-86 FT-1 F-158



妙高山地すべり地内平面路図 図-1

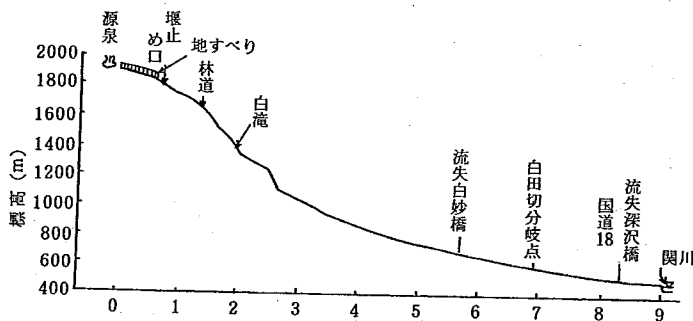


図-2 地すべり地と小田切川の縦断面図

いる。しかもこの人々は元日を妙高山頂でむかえるために雪中に登山中で、丁度地すべり全体を見渡せる位置にある大谷ヒュッテにいた。筆者は、これらの人々からその当時の話を聞き、若干の私見を挿入してここに記してみた。見聞自身に不確実と思われるところもないではないが、どのような事件においても完全にこれを復元して説明できるものはないであろう。

筆者が会ったのは、Nさん、Sさん、それに町役場の担当者の3人である。Nさんは妙高のこの地獄谷よりパイプで送湯している管理者の一人で、昭和32年より夏冬を通して常に登っているこの山のベテラン。Sさんは山岳同好会員で殆んど毎年、大晦日の12月31日に登山し、元旦を頂上でむかえる青年である。以下の話はNさんの話として取扱ったが、実際は3人の人々の話を総合してまとめたものである。

「最近、富士山の大沢くずれと称して富士山の形が変りつつあるといわれていますが、この妙高山も同様で、一般的には非常に堅固な山とされていますが、私達、年寄りから見ると、子供の時と大分変わっていることは確かです。ことに妙高、赤倉の山頂付近ではこの傾向が著しいといえます。その証拠には、赤倉、池の平の源泉の確保には相当苦労している。というのは源泉の位置が私が知

TM-86 FT-1 F-159

っている限りでも幾回か動いているのです。

私が源泉の管理を始めた昭和32年にも同輩の一人が、源泉近くで発生した地すべり崩壊のために死んでおります。このときは、温泉の出が悪くなったので見廻りに行きましたところ、流水がとまっており、水が地面のはるか下に流れているような気がしましたので、2~3人で石でセキを作り、水をダムアップしようと思いました。明日、これを見廻りに行った人が、この辺を襲った崩壊にまきこまれたのです。流水の変化はこの前兆ではなかったかと、後で考えました。

この辺りは、地獄谷の名が示すように源泉地付近、赤倉岳の北斜面にはいつも小崩壊があります。夏の豪雨の後などは、がけから落ちる滝のような水とともに岩や土砂が流れ出します。10畳間位の大きさの石が、谷川を回転しながら流れているのを、何回も見ました。こういうとき、谷川の底は泥が数10cmの深さで流れます。つまり、大石は泥の上を流れているといえます。

10ha以上あるこの地獄谷の末端付近には以前、30m四方位の鉱物分を多量に含んだコバルト色の池があって、私達は夏の時分は、仕事を終わるとよくここで泳いだものですが、昭和43年ごろ、どうしたのか、この池がなくなってしまいました。また、人の話ですが、ある時期にはこの末端部付近は長さ約100m以上にわたって、年間約1m以上も動いていたということです。

今回の地すべりの前兆が一番はっきりしたのは、昭和46年の春、4月16日です。このときは、この地獄谷の中央部付近に亀裂ができました。それから6月に至って、鳥居付近に大きな段落ちができてしまいました。8月、9月になりますと、このようなクラックや段の発生がしばしばあり、私達の管理している温泉の送湯パイプが毎日のように引張られておりました。このような時、この地すべりが新聞に報道され、今まで東頸城地方の海拔200~300m位の丘陵付近のみで発生すると見られていた地すべりが、妙高1800mの標高辺に生じたということで人々を驚かしましたが、本当はこの時以前から動きは認められていたのです。

事故発生の当日、12月31日も私は温泉パイプの見廻りのために登山しましたが、午前中よりこの区域を横断している温泉パイプは異状に引張られておりました。午後の2時ごろ見廻りしたときには、1.5mほど積っていた雪が動きブロック状に割れ始めました。また、地すべり末端部付近では、午前中からゆっくりした雪崩のようなものが認められております。この日は南風が吹き、山の下の方では雪が相当融けたそうですが、この辺では全然雪融けはありませんでした。

突然地すべりが発生したのは、午後3時15分ごろと目撃した人達が認めております。この寸前に、下から登って来た登山者は雪のキシむ音を聞いております。この音は、乾いた雪の上を人が歩くときに発するようなもので、一人で歩いていた登山者は、後から誰か来るのではないかと、時々振りむいたそうです。

地すべり末端部の谷川は、急にその勾配をかえ、丁度滝のようになっておりますが、末端部より500~600m下の砂防ダム辺での水の色は、地すべり発生直前は真赤な色をしていて、普段の黒ずんだ色でないことに気がついたそうです。この砂防ダムは、山津波と同時に流されてしまったのです。この辺で谷川の水の流れが止まったと思うと同時に山津波が襲って来ました。

一方、私達は地獄谷の平地より500mほど離れた鞍部にある大谷ヒュッテにいましたが、ここからは地獄谷一帯が見渡せますので、急激な地すべりの発生の全体をみることができました。地す

TM-86 FT-1 F-160

べりは約10分間位だったでしょう。どの部分が一番先に動き出したかとか、どの部分が最も速かったかとかは、このような状況ですからはっきりとはわかりません。しかし、一番目についたのは、鳥居の下の方、現在、地すべりの最上部の帯がぐーんと下がったような感じがして、その部分がグッ、グッと赤倉山の北斜面に押しつけられました。と同時に現在の地すべり末端部付近が丁度ジョウゴの口のような狭隘部に向って動き出しました。これが、下流に大きな被害をもたらした土塊だと思います。この押し出された土は、下流にいったドロドロの土石流となっておりますが、この発生地点では決して泥のような状態ではなく、土塊として認められています。推定では下流に流れた土は数10万㎡であったということです。



写真-2. 小田切川を流れる土石流
(生コンのように流れている)

最上部の落ち込んだ感じは、丁度100m以上もあるような板がぐうっと一気に下がったと表現すればよいのでしょうか、そしてこの大きな板が赤倉北斜面に流され、そして盛り上がりました。この時、地表から圧力のある水の噴出のようなものは認められませんでした。この板の下に非常に軟かいアンコのようなものが入っていたのではないのでしょうか。また、このような400~500mもある広い動きではありましたが、誰も大きな音は聞いておりません。この急激な動きの以前は、赤倉北斜面を流れる谷川はカンマンな地すべりのために徐々にその巾をせばめられておりましたが、完全に閉塞はされておらず、今回の地すべりで閉じられたものです。谷川に落ち込む地すべり末端からは発生時点では水の湧出は見られませんでした。2日位たった1月2日ごろから高さ約30cm位の末端斜面から筋になって水が流れるようになりました。この水は地表からのものではありません。おそらく埋められた谷川の水などが割れ目をつたわって来たものと考えられます。地すべり発生前後の温泉の温度は、それほど目立った変化はありません。この地すべりを見ていた一人は丁度、怪獣映画のようだったと言っておりました。また、ほとんどの人は地すべりから500mも離れている大谷ヒュッテも動き出すのではないかと、おそろしい思いにかられました。』

以上が地獄谷の地すべりを見た人たちの話を総合したものである。以下に記すのは町役場、その他の人たちから聞いた赤倉温泉街付近での山津波の模様である。

「山津波は12月31日午後3時20分ごろといわれています。この時刻は流出した県道白妙橋付近でのものです。付近の人たちは丁度ジェット機が10台以上も一緒に飛んだようなすごい轟音を聞いたということです。このとき、白妙橋の高さ5mもある橋台とスラブが流されております。

TM-86 FT-1 F-161

赤倉観光ホテルの下にある砂防ダムの落下地点では、その泥の飛沫が20～30mも高く上がった跡が、川の右岸のがけにつきました。

地獄谷の地すべりは、約10分位でその動きはほとんど止まってしまったということですが、下流の方では、これが約30秒ほどの間隔で60～70cm位の高さの山津波がおそって来て、これが徐々に小さくなり、7時ごろまで約4時間も続きました。最初に襲った山津波は、数mの高さではなかったかと思います。地すべり発生地点の土塊は、泥状でなかったと聞いておりますが、下流の方では完全な泥の流れで、この速きは非常なもので、石が互いにぶつかる音でしょうか、かなりの音をたてながら流れておりました。平均勾配30%もある急な谷川を土塊がころげ落ち、途中にある6つ以上の砂防ダムにぶつかりながら、そこにある水と混ざって泥流となったのでしょう。山津波の翌日の川の状態では土砂流はドロドロのオシルコのようなのですが、当日の状態は丁度生コンが流れていると表現した方が当たっているでしょう。生コンがシユートの中を流れるときの先端部は、まき込まれるように波状に流れますが、その規模を大きくしたようなものと考えればよいでしょう。

この山津波が橋梁を2つ、家屋2軒、幼児1人を押し流し白田切川の低地の田を泥で埋めてしまいました。

また、砂防ダムの上流のものも流され、いくつかあった砂防ダムの中も完全に埋まってしまいました。

1月1日に至って再度の大きな山津波がこないかと、地元の人々総出で警戒に当たりましたが、上部の地獄谷の地すべりは小康状態に入ったのでしょうか、3月の初旬の現在に至っても、その後の発生はありません。

私達は4月の雪どけ時に地獄谷の末端にとどまっている数10万㎡の土塊が、また土石流となって襲ってくるのではないかと心配しております。」

あとがき

この文中でのべたように、妙高の地すべり発生地点は、地獄谷の名が示すように温泉の源泉地で長年その管理をやっていた関係上、こゝについて詳しく知っていた人がいたことと、大晦日に発生したために、御来光を拜むための登山者が、丁度、地すべり一帯を見渡らせる大谷ヒュッテで休んでいた人、または、その途中であった人たちがいたために、地すべりの経過をかなり正確に伝えることができた。このことは、われわれ地すべりに関係する者にとっては、非常に参考になることである。ただ、この文中にもあるように、当時1.5m位の積雪が地表を覆っていた関係上、地表の動きの観察が詳しくできなかつたのは残念である。

しかし、この目撃者の話から、非常に興味ある事実をいくつか見出すことができる。たとえば、幾ヘクターもある地表が、一枚の盤のようにグーンと音もなく下方におしつけられるように下がって、それが南側にある赤倉山の斜面にむかったという話、また、地表または地すべりの末端からの噴出水は見られなかった話、全体の動きは丁度、マンガの怪獣映画にでも出てくるような感じで地盤が移動したということ。

TM-86.FT-1.F-162

山津波では最初の一発は、数10mに達する飛沫を上げながら押しよせ、その後は丁度生コンクリートがシュートの中を動くように大きな石を巻きこみながら流れて来た話、地すべりは数分で終わったのにもかかわらず、山津波は、間ケツ的に4時間も続いたということ。

地獄谷の中には、まだ数百万㎡もある土砂が、まだ不安定な形で残っているが、文中でのべたように、これらは1.700mもの高所にあるために、その処置は非常に困難である。しかし、いくつかの困難をおかして、高田営林署、県砂防課などにおいて対策を講じつつある。例年であれば、積雪深5mにも達するこの地の3月から5月にかけての融雪期には、小川でも激流となって流下するが、47年の冬は100年に1度という小雪のため、融雪時にもさしたる危険もなかった。

今後、この地が1日も早く安定してくれることを望んで、この文を終わる。

(2) 地すべり地に生きる古老たちの話から

まえがき

こゝに記した古老たちの話は、私が地すべりの調査のために部落を訪れたときに聞いたものをまとめたものである。

古老たちは、一つ一つ探るように、ゆっくりと考えながら、そして断片的に私に話してくれた話が前後したり、くい違ったりしたが、これをメモし、読み易いように組み立てなおして書いたものが、この文である。平和な村の古い歴史の中には、もっと埋もれている話があることであろうが私の不慣れのために、陰にかくされている部分をひき出すことがあるいはできなかったことであろう。

この話を聞いていて、地すべりの外観や、室内の実験では得られない数々の興味あることがその中に含まれていることを知った。私に話をしてくれた人たちの内容を完全に忠実に記録できないことをこの人たちにわびながら、こゝに記した次第である。

猿 供 養 寺 の 人 柱

新潟県の頸城地方は地すべりの多発地帯として有名なところであるが、その一角に板倉町猿供養寺という部落がある。現在、戸数約50戸、冬になると積雪2~3mにもなる豪雪地域ではあるが最近、除雪が進んでいるため、冬でも部落まで車でなんとか行ける。

猿供養寺はその名からみても意味ありげであるが、古老の話によると、この部落のうしろに丈ヶ山という、海拔600mほどの山があり、昔々、この山頂に1人の僧がいて修行にいそんでいたそうである。この僧は、大変徳が深がったのであろう。この近くに住む猿まで、この僧を師とおおぐようになり、僧の修行をたすけるために山に育つ山菜や山の果物をとってきては献じていたという。

このように、猿が僧を供養したということから、猿供養寺という名がついたと伝えられている。かつて、この部落は越後と信濃を結ぶ道の通ったところで、上杉謙信なども幾度かこの道を利用し

TM-86 FT-1 F-163



写真-1. 地すべり地内のある部落

たものと考えられ、このため、上杉以前からの遺跡も何箇所もある。親鸞上人の妻といわれる恵信尼公の墓もこの部落のうら山にある。

猿供養寺の人柱塔は部落の一隅にある。昔から、堤防や橋梁の建設のために人間が人柱となって、その礎を築く話が語り伝えられているが、ここにのべる人柱は地すべりのためのものである。

この部落には、祖先からのいい伝えがあり、昔、山津波があり、1村が壊滅にひんした時、1人の僧が人柱となって、生きて土中に埋められ、村を救ったという伝説があった。しかし、それがどこの土地にあるかは判ってはいなかった。

昭和12年3月6日、村人の1人、細井誓示という人が桑や桐の植えていた畑を手入れ、客土中に偶然スコップの先にあたるものがあり、さらに掘ってゆくと、逆になった土カメが出て来たので、村の人々を呼んで掘り出したところ、土カメをすっぽりかぶさった形で座禅姿の骨が発見された。これらの骨の各部分も割合ははっきりしていて、カメの中には古銭である宋銭が供えられていた。昔からのいい伝えは、単なる伝説ではなく、真実の事柄として発見されたのである。この伝説では、丈ヶ山の頂から大熊川にむかって大地すべりが発生し、田畑はもとより、祖先代々築き上げた住宅にいたるまで崩れ、その対策に悩まされていた時、偶然、信濃の国から峠をこえて1人の旅僧が下って来た。ちょうど、部落では対策の相談中であったが、僧はそこで人柱を埋めれば地すべりは止るという話を聞いた。僧は衆生斉度は自分のつとめと考え、部落の人々を救ってやりたいと一大決心をして、自ら地下に埋まることを申し出たそうである。発掘された人柱とカメは、部落の小高い丘の上の景色のみはらしの良い所に、村人によって碑を建てられ、こゝに供養されている。その後、部落が壊滅したという記録はない。これも人柱の力があつたのであろうか。しかし、丈ヶ山の中腹は今なお年々0.2mから3.0mぐらい地表が動いている。この部落の中の家も年々の地すべりの動きのために、最近補修がさかなくなつて、何戸かは取りこわされた。

TM-86.FT-1.F-164

地すべりを解明し、その防止を行なうのが現在の私達に課せられた努めであるが、いぜんとして地すべりは発生し、年に幾人かの命とその財産を奪っている。(主として、板倉町文化財保護委員会の記録によった。)

平 丸 村

新潟県の上越地方は、日本の中の地すべり地帯の中でも最も地すべりの箇所数、回数が多いところである。こゝでとりあげた平丸村は現在、新潟県新井市の一区域となっていて、新井市の中心より約10km、長野県飯山市に通じる国道より入った平丸川に沿う約200戸近い部落である。

幅10~20mの平丸川をはさんだ、V字形の南北の斜面があり、その斜面がしばしば地すべりを起す。

ある日、この平丸のもと村長をしていたYさんの話を聞く機会があった。その中にわれわれの興味深い話があったので、その概要をこゝに記してみた。

「平丸は、よく平家の落武者の部落といわれているが、平家以前にも人は住んでいたことは明らかです。滋賀県の在に石田郷という所があって、平家に所属していた石田という武士が飯山を経て、この部落に入って来た史実があります。だから、この部落全部が平家の末裔ではないにしても、平家の流れをひくものとみなされます。

昔からこの地に地すべりがあったことは、容易に推察できますが、私共が聞いている限りでは大正2年におきた地すべりが最も大きく、この際には家が4~5軒流されたと聞いております。人命の損なわれない地すべりは毎年あります。このような小規模な田畑の場合はたくさんあります。この部落の田は天水に頼っている関係上、用水には非常に神経を使っております。このため4月ごろにある春一番の風が吹くころになると、水路の見廻りをします。この時分には雪はまだ2~8mもあり、地すべりはこの頃が一番多いのです。この時、雪の表面にクラックを見つけることができますが、その大きさを私共は地すべりを判定します。また、雪の割目から見える水路の水が止まっているかどうか発見の手びきとなります。もしも、水が流れていなければ水が地すべりのクラックに入りこんでいることを示すものでしょう。

昔は金肥は文字どおり金を出して買うもので、それが非常に高価なものでありました。地すべり地の土地は一般的に肥えておりますので、化学肥料をあまり必要としません。これは、土地の中にチッソ分が多く含まれているといわれているからです。だから昔は新井、高田、直江津などの平地には住む人が少なく、むしろ山側に人が住んでおりました。幕府時代には、平場は高田藩で、地すべり地域は幕府直領が多かったことから判るように、地すべり地帯の方が米作などが盛んであった証拠でしょう。

この平丸の部落も、昔は降近くに家があったそうですが、道路が平丸川にそって出来てから、人家は道の近くに下りてきました。地すべり地は、昔は決して住みにくい所ではなかったといえますよう。

今までの経験によれば、杉やその他の林を切りたおした所で2~3年たつと地すべりが発生しているように思われます。これは、杉の根が2~3年たつと腐りかけ、この根を通して水が浸透する

TM-86 FT-1 F-165

ためではなからうかと考えております。昨年、地すべりを起したジャコウ沢の上部には昔、杉の林がありました。

昔は、冬になると家にとじこもってムシロや俵をあんでいたもので、動物性タン白質としてはイナゴやタニシぐらいのもので御飯といったら、アワと米を少し混ぜたものをとっていたものです。魚や肉は、年に2~4回ぐらいだったでしょうか。

この部落の南斜面と北斜面とをみると、どうも南斜面の方が大きな地すべりが生じているように思われます。

地すべりは悲惨という印象をあたえているようですが、今まで地すべりにあったために、路頭に迷うような家族はこの部落ではありませんでした。これは地すべりの後にできる平地は大豆の生育が非常に良いからです。

昔から旧家では安全な土地を選んでいるため、分家のような新しい家に比較して家の被害は少ないといえます。しかし、去年家をたてかえるとき基礎から昔の朽木がでてきたところから考えると、この辺一帯がなんらかの時代に動いていたのではないのでしょうか。ですから、ある短い年月から見れば安定しているように見えても、もっと長い年月から見れば、必ずしも安定しているとはいえないともいえるのではないのでしょうか。」

Yさんは古老に属するといっても、見たところまだまだ50年代としか思えない、現に第1戦で活躍している人である。かつては、地すべり対策の促進のため幾度か上京し、また、東京から訪れる砂防技術者の人達を現地に案内もしたそうである。その中には今、相当の地位にある人の名も出てきた。私とYさんの雑談は、3時間ぐらいであったろうか、地すべり地に生まれ、生活した長い体験の中には、私達が研究室のみからは得ることができない貴重な話が含まれている。自然は、私達の予想のできないことをしばしば見せつけてくれる。地すべりもその一つであろうが、その現象を一つ一つ解明することが、私共に課せられた任務であろう。このためには、その土地に住む人達の言葉に謙虚に耳を傾ける必要がある。地すべりの解明は、過疎地に生活する人々のためのみでは決してない。大都市周辺にみられる山を切って造る宅地造成の安全性の問題にもつながるだろうし、また、私は東京や大阪などの地盤沈下の問題にもつながると考えている。というのは、クリーブ性の地すべりといわれているのは、斜面上の軟質土が圧縮変形をうける現象であると考えれば、地盤の沈下は平面的な層の圧縮沈下と一種の共通点があるはずである。

古老の話は定量的な数字は用いない。この文中にある杉

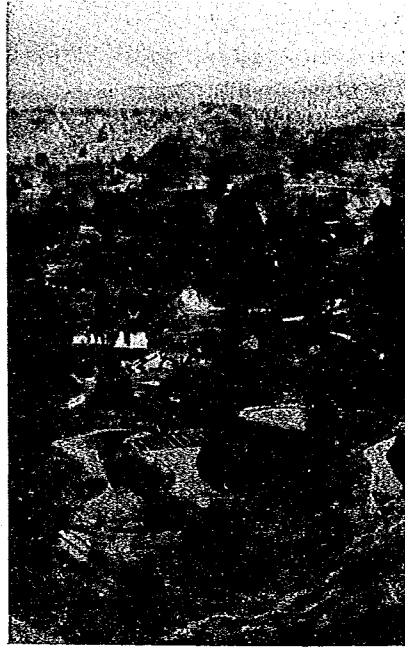


写真-3 地すべり地内の千枚田

TM-86 FT-1 F-166

の根が腐って水がそこから入り、地すべりを促進させるという話を、私達はこれを定量的に取り扱
かえるだろうか、私共の研究室の中では、これらを観察することはできない。

折りを見ては私は、地すべり地を訪れ古老の話に耳を傾けることができる幸せを感じている。

新井市 上小沢

上小沢の部落は、先に書いた平丸部落より山を越したちょうど北側にあたるところにある。それは
戸数約100戸ばかり、こゝを訪れたのは3月初旬、例年ならばまだ雪が3m以上もあるとかで
あるが、この年はまれにみる小雪、それでも軒下には約30cmほどの残雪があった。部落の入口に
昨年の春、地すべりのあった個所の対策工事が行なわれていて決壊した道路に法枠工を設けつつあ
った。

われわれと会ったAさんは、年はもう70をすぎ、かつて村の助役をやった経験のある人。われ
われが訪ねたとき、ちょうど同年輩ぐらいの老人が2人、お茶のみに来ていた。コタツのある部屋
は、炊事場とつづきになっているが、その境には段違いができていて、コタツの部屋の床も傾斜し
ている。家の中の柱も、真直に建っているものはほとんどない。

お茶をのみながら、市長さんからの紹介状を見せ、老人3人に聞いた内容を以下に記してみる。

「この部落は、記録にある範囲では元禄時代から住みついていると考えられるが、当然その以前
から人は住んでいたものと思う。明治以前の地すべりの記録はあまりない。われわれの記憶によれ
ば、大きい地すべりはこの付近では明治30年ごろの吉原、能などの山ぬけ、または昭和に入って
からは羽山の地すべり、昭和22年のこの時は7~8軒倒壊した。

私の家は、10~20年に1回ぐらいは地面が動くために建てかえしなくてはならず、この状態
で昭和30年に土台を入れなおし、32年に屋根をふきかえた。この辺の家の土台は、ベタ基礎で
なく、柱の下に石をかけたそれぞれ独立したものである。昔からこの辺は動いていたのであろうか、
どうも戦後その動きが早くなったように思う。今でも家は、年に3~5cm動いているだろう。

地すべりを促進させるものは、どうしても田の水が原因だと思われる。この辺の田は、他の地す
べり地によくある天水によるものでなく、約2km上流の溜池から水路を通じてカンガイをしている。
このため天水田と違い、用水が豊富なために、田の盤ごしらえのためのタコツキがあまりしていねい
でない。この田の盤のつき固めをカメ石つきという。この辺の田は、わずかではあるが年々動いて
いるので、年数がくると盤がゆるむ。最近、地すべりが活発なのは、この寿命がきているのではな
いだろうか。

荒地になっているところを田にしようとしても、漏水が甚だしく直ぐこれを投げざるを得なくな
り、荒地になってしまうことが多い。このような地すべりの活発なところでは、荒地→田→荒地の
くりかえしをしている。一般的にみて、どうしても田にすると動きが早いように思われる。

地すべりの場所場所によって、ある所は秋に動きだすところと、春に動きだすところがある。強
いて考えると、南斜面は秋に動き、北斜面は春崩れる傾向があるのではないか。

この家の付近も、砂防事業として横穴ボーリングをしているが、これによる効果はあまりはっき
りしない。むしろ、昭和16年にこの斜面の下を流れる砂防エン堤を作った効果の方が大きいよう

TM-86 FT-1 F-167

だ。これで河床が安定し、斜面の末端が流出しなくなったためだろう。

飲用水は現在ボーリング孔の排水を利用しているが、これ以前は井戸に頼っていた。この辺の井戸は約3間掘ると泥岩の層につきあたり、この層の境からしみ出る水を用いている。春の4、5月また台風時の9、10月は、割合水も豊富であるが、酷寒や酷暑のころは水の出が少なく、この時分の洗濯は川の水を利用するようになる。井戸の穴は石を積み上げたもので、コンクリートヒューム管のようなものはあまり使われていない。井戸の穴は、年々変形してゆくが、このためにつぶれてしまったのはあまりない。水汲み用のツルベは、穴の変形が激しくなると真直ぐ下りてゆかなくなる。井戸を掘るとき、または工事などをしているときにすべり面らしいものを見ることができる。このすべり面は、ネットリとした粘土をはさんでいる。

長い間、家も動く地すべりの中に住んでいるが、私たちに判らぬことばかりであるが、何んとか安心して住める土地に何時なるのだろうか。それでも息子たちは地すべり対策工事に勤めているので、出稼ぎしなくともやっていけるのが幸いなのだろうか。今は地すべりよりも豪雪で、冬中交通がとまってしまうので、人間も里の方において行ってしまふことがさびしい。」

以上の話は、コタツを囲んで春につけたワラビや山菜を食べながらの、トットツとした話をまとめなおして記録したものである。その中で、井戸の穴は石を積み上げて作ってあるが、この穴が変形しても、穴がつぶれてしまった事がないという話を聞いて、この地の地すべりもある深さにあるすべり面を境にして動いているのだらうと考えさせられた。また、他の地すべりの部落の人の話では、田は地すべりを助長するものではないといていたが、この古老の話では、田からの漏水が地すべりを促すものであるといていることも興味がある。千枚田で表現される、段々の小さい田は地すべり地ではどこでも見られる風景である。地すべりの技術者の間でも、田の水と地すべりの因果関係についての、いくつかの論争がある。この関係に直接ふれるのには、紙面の関係上できないが、私としては、比較的勾配のゆるい10°から20°の地すべり斜面だからこそ、田を作ることが可能になったのであろうと考えれば、地すべりがあってその後に、田が作られたと考えられる。地すべりの一因とするには、先ほどの部落によって見解が分れているように、因果関係がまちまちである。しかし、私は田は地すべりを防止する効果と、促進する役目との両面をもつと考えたい。何となれば、田は表面排水をもつ反面、地割れなどが発生した後では地中に水を多量に供給することができるからである。

TM-86 FT-1 F-168

参 考 文 献

- | | | |
|--------------------------------------|------------------|---------------------|
| 1. 斜面安定工法 | 日本材料学会 | 鹿島出版 |
| 2. 地すべりとその対策 | ザルバ・メンツル 松尾訳 | 鹿島出版 |
| 3. 地すべり斜面崩壊の実態と対策 | 山田, 渡, 小橋 | 山海堂 |
| 4. 地すべり、地盤沈下 | 公害と防災編集委員会 | 白亜書房 |
| 5. 土質力学 | 最上武雄 | 技報堂 |
| 6. Soil Mechanics | CAMBE | Wiley |
| 7. 土質力学ハンドブック | 土質工学会 | 技報堂 |
| 8. Earth Pressure and Retaining Wall | W. C. HUNTINGTON | J. Wiley & Sons |
| 9. Mohrの応力円とLameの応力楕円の性質と土圧解析への応用 | 山下、岩藤 | 土研資料 №600 |
| 10. Theoretical Soil Mechanics | Terzaghi | J. Wiley & Sons |
| 11. 浸透地下水流にもとづく斜面崩壊 | 福尾義昭 | 京大防災研 №14B |
| 12. 日本各地における断層破砕帯の構造地質的研究 | 高崎政三 | 地質工学 №7 |
| 13. 中央道地すべり、ノリ面崩壊とその対策 | 福田俊城 | 道路 1972-8 |
| 14. 一般国道150号大崩復旧工事 | 静岡県道路維持課 | 道路 1972-8 |
| 15. 道路法面保護工の実態調査 | 桑原、久楽 | 道路 1972-8 |
| 16. 粘性土斜面の安定解析 | 山下、中村 | 第9回道路会議 S44 |
| 17. 地すべりおよび崩壊対策工事施工例 | 山下、天野 | 第9回道路会議 S44 |
| 18. 室内実験装置よりみた斜面の滑動とその破壊の形 | 山下 宏 | 土木技術資料 13-5 |
| 19. 斜面の滑動に関する実験的考察 | 山下 宏 | 第6回土質工学会研究発表会 |
| 20. 斜面の円弧すべり破壊などの発生条件 | 山下、白石 | 第10回道路会議 |
| 21. 猿供養寺地すべり調査報告 | 中村、白石 | 土研、45年度報告 |
| 22. 斜面末端部の受働破壊について | 山下、白石 | 第9回災害科学総合シンポジウム1972 |
| 23. 地すべり崩壊地帯の道路建設工法に関する試験調査 | 山下 宏 | 土研年報55号 |
| 24. 国道117号川口町切取面崩壊箇所についての状況調査 | 山下 宏 | 土研 S47-7 |

TM-86 FT-1 F-169

25. 切取法面の崩壊時の連続写真 山下 宏 土研 S 47-7
26. 国道117号 法面崩壊事故概要 上越国道 S 47-9
27. 地すべり研究(第16章) 全国地すべり対策協議会 1972
28. 斜面末端部の受働破壊 山下、白石 土研、46年度報告
29. 親不知崩壊調査 山下、山田 土研、46年度報告
30. 地すべり発生機構に関する研究 中村、白石、清水 土研、46年度報告
31. 猿供養寺地すべり状況調査 中村、白石、清水 土研、46年度報告
32. STABILITY OF SLOPES UNDERGOING CREEP DEFORMATION
Coyen Proc Am Soil Civil Eng. J
Soil Mech Foundl Div, July '69
33. THE USE OF THE SLIP CIRCLE IN THE STABILITY ANALYSIS OF SLOPES
A.W. BISHOP GEOTECHNIQUES Vol 15, '55
34. DO SLIP SURFACES EXIST ?
W. KJELLMAN GEOTECHNIQUES Vol 15, '55
35. MECHANICS OF LARGE SWEDISH LANDSLIPS
W. KJELLMAN GEOTECHNIQUES Vol 15, '55
36. THE SLIDE AT BEKKELAGET
O. EIOE & L. BJERRUM
GEOTECHNIQUES Vol 15, '55
37. STABILITY OF A BANK ON A THIN PEAT LAYER
W. H. WARD, A. PENMAN, R. E. GIBSON
38. 崩壊堆積物斜面の安定 池田和彦 鉄技研資料 6-'71
39. 鉄道防災改良施工法 高坂紫朗 三 報 社
40. SLOPES IN STIFF-FISSURED CLAYS AND SHALES
M. Duncan, P. Dunlop
J. of soil Mech & Found Div, March '69
41. THE TURNAGAIN HEIGHTS LANDSLIDE, ANCHORAGE, ALASKA
H. Bolton Seed, D. Wilson
J. of Soil Mech & Found Div, July '67
42. DEVELOPMENT OF FAILURE AROUND EXCAVATED SLOPES
P. Dunlop, J. M. Duncan
J. of Soil Mech & Found Div, March '70
43. COEFFICIENT OF FRICTION OF NATURAL ROCK SURFACES
B. W. Paulding, Jr
J. of Soil Mech & Found Div, March '70
44. 設計施工基準集(土工) 土質工学会 S 44.10

TM-86 FT-1 F-170

45. 基岩面上を粘性土が層状にすべる地すべりの移動量
中村浩之 地すべり vol. 7. №4
46. 有限要素法による地すべり抑止杭の解析
高藤, 山下, 松尾 道路 1971-12
47. A ONE-DIMENSIONAL MODEL FOR PROGRESSIVE FAILURE
J. T. CHRISTIAN
R. V. WHITMAN メキシコ
48. がけ崩れ災害実態調査
建設省地すべり対策室
土研, 急傾斜地崩壊研究室 S. 47. 6
49. 豪雨の起因する斜面の浸食と崩壊の予想ならびに対策の研究
田中 茂 第13回土質工学会シンポジウム
S. 43
50. 斜面安定工法 日本材料学会 鹿島出版
51. 風化 C. D. Ollier (松尾訳) ラテイス刊
52. 急傾斜崩壊のための調査 土研急傾斜地崩壊研究室 土研資料 № 755
53. 模型実験装置を用いた斜面破壊について
白石一夫 土研発表会 S. 46. 12.
54. 簡易大型せん断試験機の試作と試験結果について
山下, 白石 第6回土質工学会 S. 46. 6.

TM-86 FT-1 F-171