

軟岩をめぐる諸問題 — 泥岩の力学特性 —

AN OVERVIEW ON GEOTECHNICAL PROBLEMS OF SOFT ROCKS
WITH SPECIAL REFERENCE TO MUDSTONEなか の りよう き
仲 野 良 紀*

1. ま え が き

我が国の粘土岩（泥岩，頁岩）は，裏日本のいわゆるグリーンタフ地域に砂岩，凝灰岩などとともに広く分布している。この地域には，図—1¹⁾に示すようにいわゆる「第三紀層地すべり」が多発しているばかりでなく，トンネル掘削時に，押出し性～膨張性地圧に遭遇することも多く，土質工学上多くの問題を抱えている。泥岩，頁岩はそれが三紀層のものであろうと，中生層のものであろうと，一般に注意したほうがよいが，新第三紀以降の堆積岩（洪積層でも古いものでは粘土層がよく締まって岩と呼んでよいものがある）にはいわゆる「軟岩」に属するものが多いので特に注意を要する。日本の面積の 1/3 くらいは新第三紀層で覆われており²⁾，土木工事でこの種の岩に遭遇する機会はかなり多いものと思われる。この種の粘土岩はこれまでの土質力学の知識のみでは割り切れないものがあり，その力学特性を明らかにすることは我が国においてはもち論のこと，諸外国においても重要な課題となりつつあり，1979年3月にメキシコのアハカ市で開催された国際土質工学シンポジウムの専門分科会のテーマに取り上げられている³⁾。一口に泥岩をめぐる諸問題といっても，地質（堆積）学上の問題⁴⁾，メタンガスの問題など非常に広範なものを含むが，この総説においては主として新第三紀層の泥岩の工学的諸性質についてのみ論ずることとする。

2. 泥岩の基本的特性とその工学的意義

筆者はかつて，第三紀層地すべり地で採取した地すべり土とその母岩についての研究論文^{5),6),7)}中で耐水性という観点から，粘土と泥岩をそれぞれ次のように定義したことがある。すなわち，

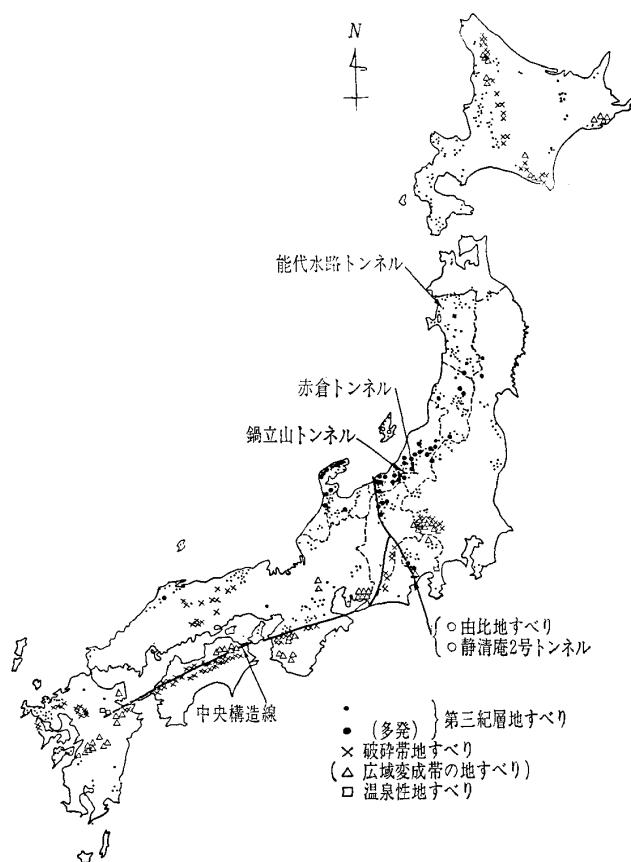
- (イ) 粘土：自然含水比のまま浸水すると容易に軟弱化しその強さがほとんど0となるもの。
 - (ロ) 泥岩：自然含水比のまま浸水してもほとんどどの状態を保ち，強さもあまり低下しないもの。
- 更にまた，主として静岡県由比の地すべり母岩（泥岩）

についての実験的研究に基づき，泥岩には下記のような特性があるとも述べた。

① 泥岩も浸水するとわずかずつではあるが膨張し，その単位体積重量，強さとも減少する。しかし単位体積重量の減少強度は粘土の場合に比較して極めて遅い。

② 泥岩は，浸水したままでは極めて徐々にしか変化しないが，乾湿の繰返しにより，容易に細片に分解して軟弱化する。すなわちスレーキングする。

③ 自然含水比の泥岩は水中に放置したままでは極めて徐々にしか吸水膨張しないが，泥岩を含水比が変化しないよう十分に注意してすりつぶし，モールドに入れてから再び大きな圧力を加えて自然泥岩の γ_t 程度になるまで圧縮



図—1 日本の地すべり分布図

(本文中で引用されるトンネルの位置も示した)

*農博 岐阜大学教授 農学部農業工学科
(前・農林水産省農業土木試験場造構部造構第一研究室 室長)

総 説

したもの（水中で吸水膨張するという点で前述の泥岩の定義と矛盾するが、便宜上これを「人工泥岩」と呼ぶ）は容易に吸水軟弱化し、かつ相当の圧力を加えておいてもこれを押し上げて吸水膨張する。

④ 自然粘土と泥岩の間には耐水性の点で明確な差があり、かつ両者の間には、その湿潤単位体積重量 γ_t にギャップが存在するが、全体として見るとその物理性、力学的には粘土から泥岩まで含めて下記のような関係があることが認められる（図—7 参照）。

$$\frac{q_u}{2} = A_1 \cdot e^{B_1(\gamma_t - \gamma_{t0})} \left(\frac{q_u}{2} = A_2 \cdot e^{B_2(\gamma_d - \gamma_{d0})} \right)$$

とも書ける）。

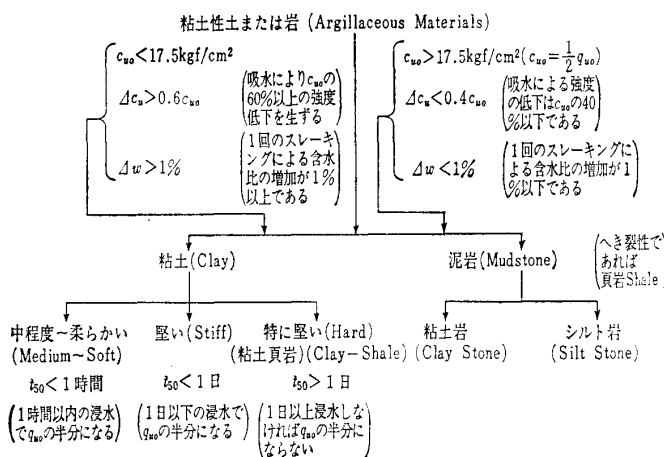
$$w = A_3 - B_3 \cdot \gamma_t, \quad \gamma_d = A_4 + B_4 \cdot \gamma_t, \quad n = A_5 - B_5 \cdot \gamma_t$$

（ここで $A_1, A_2, \dots, B_1, B_2, \dots, \gamma_{t0}$ などは定数）

これらの点はその後、モーゲンスターン (Morgenstern)⁹⁾、吉中⁹⁾、小島^{10), 11)} らによっても認められ、それぞれの点について、より深化、精密化された研究がなされている。紙面に制限があるため、それぞれの研究成果について詳細に紹介することができないが、例えばモーゲンスターンは上記の粘土と泥岩の定義と、泥岩の諸特性（特に上記の①②）に基づき泥岩を工学的に図—2 のように分類し、更にスレーキングのしやすさにより、これを細分類することを提案している⁹⁾。

これは、ほぼ納得できる分類ではあるが、分類をするための実験にかなり時間と手間がかかること、分類の指標として泥岩の液性限界を用いているが、泥岩の粉末化の程度によってその値が変わる可能性があること^{3), 12)}、更にまた、分類した結果がそのままでは工学的設計値に結びつかないことなどのためまだ一般に広く用いられるには至っていない。

いずれにしろ、 $q_u = 30 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ 程度以下の泥岩は特に工学的に問題が多く、これを工学の立場からは「粘土 (clay)」と呼ぼうという提案は傾聴に値する。（アンダー



図—2 粘性土または岩の工学的分類

(注: q_{u0} = 側圧 3.5 kgf/cm^2 のときの三軸圧縮強度 = 複合強度)

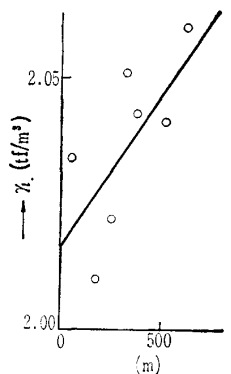
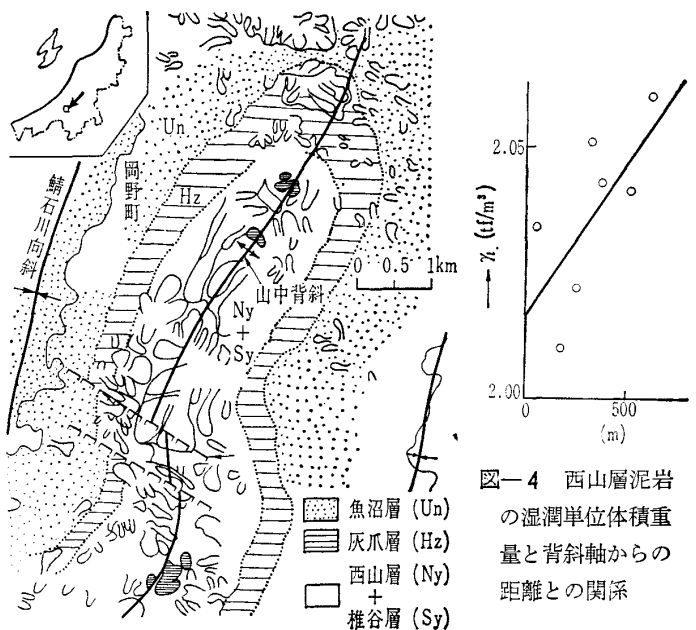
ウッド (underwood)¹³⁾ も $q_u < 20 \text{ kgf/cm}^2$ の泥岩が工学的に要注意であることをその分類試案の中で記している。

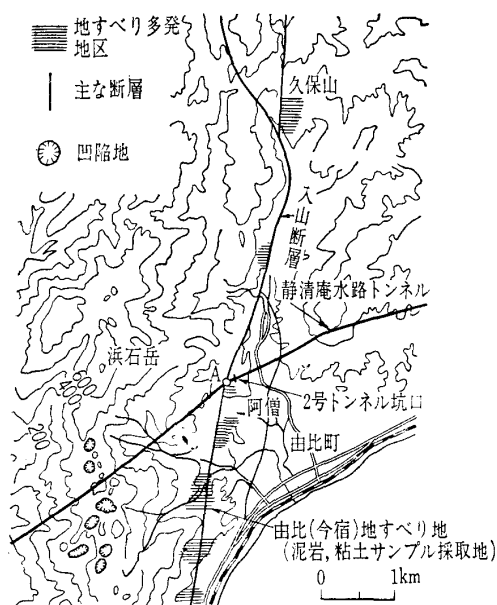
上記特性のうち、③④は第三紀層地すべりのメカニズムや膨張性トンネル地圧発生のメカニズムにも関連して重要な意味をもっている。

例えば「第三紀層地すべり」はその素因が、堆積の時代が若く、固結度の低い泥岩の「岩質」にあることは確かであろうが、そのような岩の分布地域ならどこにでも地すべりが生じ得るものではなく、「断層、しゅう(褶)曲、ドームの隆起などテクトニック (tectonic) な力によりその地域の母岩である泥岩が力学的なせん断応力を受けて乱されていること」が必要条件であることを暗示している（ただし、後述するバーランド (Burland) の指摘のような事実³⁶⁾もあるので注意しなければならない）。

例えば、津田・岩永や磯崎らの研究^{14), 15)}によれば新潟県に広く分布している新第三紀層の寺泊、椎谷、西山層などの泥岩層には地すべりが多発しているが、子細にみると北東～南西方向の軸をもつ過しゅう曲構造の発達している県南部（東頸城や西頸城地方）には背斜軸部に沿って多数の岩すべりが生じているのに対し、このような構造の発達していない県北部や佐渡では同質の泥岩層が分布しているにもかかわらず地すべりは極めて少ない。

また、西田、岩松らによれば¹⁶⁾図—3 に示すように、新潟県刈羽郡高柳町の塩沢、中山、枋ヶ原などの各地すべり地では傾斜 20° 以下の地すべり地形が背斜（山中背斜）軸に沿って分布している。この地すべり地を構成している地層は、新第三紀の中新世から鮮新世にわたる椎谷層、西山層、灰爪層などであるが、これらのなかで同じ層位の同じ岩質の地層でも、位置的に背斜翼部付近では地すべり現象



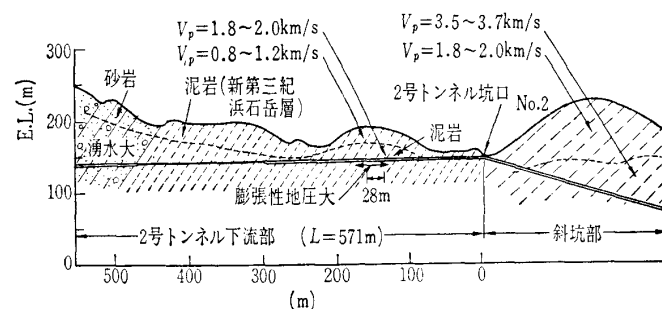


図一五 由比(今宿)地すべり地および静清庵水路トンネル位置図

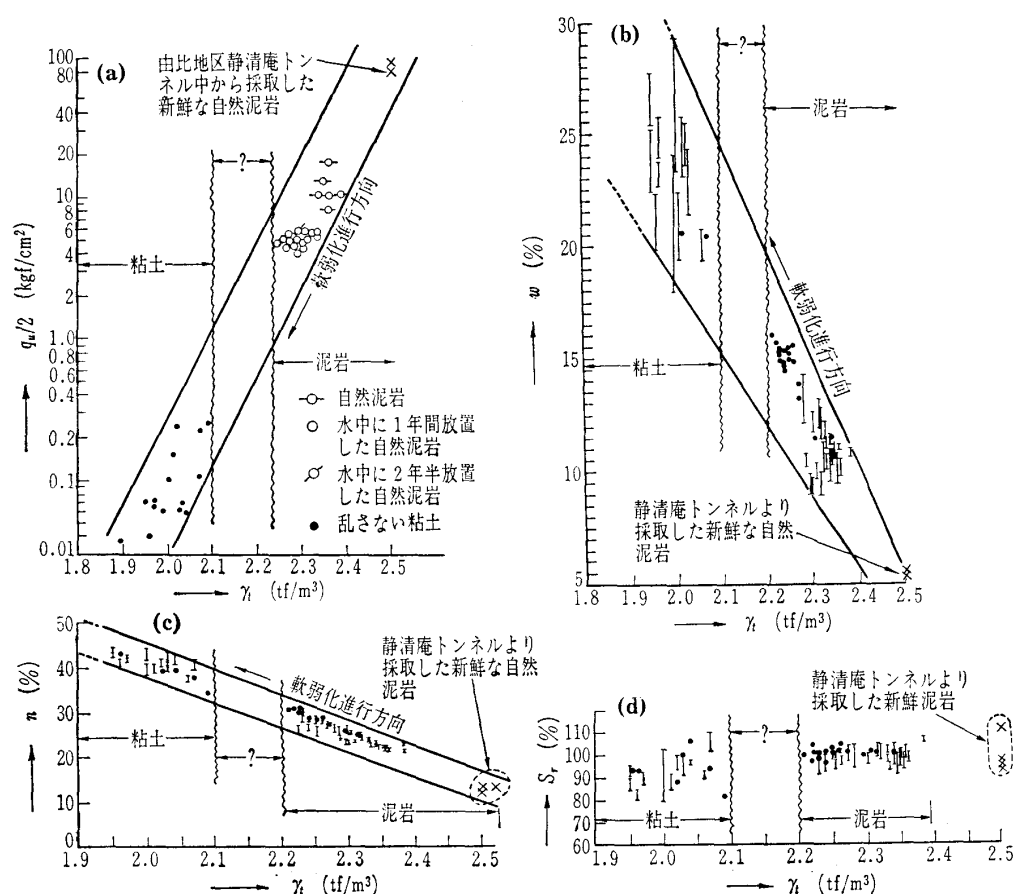
がみられないのに対し、軸部では地すべりを起こしている。またこの地区の塩沢東方の背斜軸を横断するルートで採取した泥岩の単位体積重量を採取地点の背斜軸からの距離に対してプロットすると図一四のような関係が得られたと報告されている。背斜軸に近づくほど下位の層準が露出して

いるはずだから、一般的には密度が大きくなるはずであるが、実際は逆に小さくなっている。これは、しゅう曲運動を生じさせた時のテクトニックな力により、せん断に伴うダイレイタンスが生じ（この問題については3節で触れる）、体積の増加と上記③の特性による吸水、膨張、軟弱化が生じたためと考えられよう。

また、上記特性のうち、④は由比の地すべり地内のガリー浸食による溪流の底の部分から採取した泥岩について得られた関係であるが、その後1978年に至り、この地すべり地の地下50mに水路トンネル（静清庵2号トンネル）が掘削されたので（図一五、6参照）、その切羽から筆者が新鮮な泥岩を採取し、その強度、含水比、単位体積重量等を測定し、前述の論文の図にプロットしたところ図一七に



図一六 静清庵2号水路トンネル地質断面図



図一七 由比地すべり母岩（新第三紀鮮新統浜岳層）の軟弱化に伴う物理性、力学性の変化

総 説

示すような結果が得られた。すなわち④で記した関係は地下深部の密度の大きい新鮮泥岩にまで、そのまま直線的に延長できることが分かった¹⁷⁾。後に稿を改めて述べるように(本号35～41ページ)、泥岩地帯のトンネルでたびたび遭遇する膨張性地圧の主要な原因は(これまで一般に信じられていたような岩の吸水膨張圧によるのが主因ではなく)、トンネル周辺の岩の破壊による強度低下と、それに伴う塑性流動が主因である可能性が大きいから、岩の強度(より正しくはトンネル上の地山のかぶりの自重による応力に対する岩の相対的強度、すなわち「地山強度比」)が基本的に重要な意味をもっている。

岩の強度試験を行い得るような代表的サンプルが得にくい場合には、岩の単位体積重量と強度の間に上記④の関係があるので、岩の密度が強度の代用として良い指標となり得る可能性を示しているが、これは現在鉄道建設公団で建設中の鍋立山トンネルで実証されている(公団の大塚氏により後に触れられるものと思われる、本号27～34ページ)。

したがって、上記の比較的単純な関係は泥岩地帯での土質地質的調査(例えば、ボーリング孔を利用した密度検層など)の際にも実務的に重要な意味を持っていると言えよう。

3. 泥岩のせん断強度特性(残留強度, 完全軟化強度, 限界状態強度)と工学上の諸問題

前節において泥岩の基本的特性について述べた。しかし、地すべり対策のために斜面の安定解析を行ったり、トンネルの構造設計のために土圧の算定を定量的に行ったりするためには、2節に述べたような知識だけでは極めて不十分であって、泥岩のせん断強度定数をどのように考えるべきかという問題を避けて通ることはできない。

スケンプトン(Skempton)は第三紀層の硬いひび割れ粘土であるロンドン粘土(London clay)や中生層の泥岩を母岩とする粘土中に発生している地すべりの安定解析を行って、

(a) すべり面を含まない粘土試料の三軸圧縮試験の結果得られる最大強度から求められるせん断強度定数 c_p' , ϕ_p' を用いて安定解析をしたのでは、すべった時点での安全率が1よりはるかに大きくなって、地すべりの生じたことが説明できない。

(b) 昔からたびたびすべっている地すべり(二次地すべり)については地すべりによって生じた鏡肌に沿ってのせん断強度、すなわち「残留強度」のせん断強度定数 c_r' , ϕ_r' を用いて安定解析を行うと安全率 $F_s=1$ が得られ、地すべりの生じたことをうまく説明できる。

(c) 今まですべったことのない粘土中に、初めて生ずる地すべり(一次地すべり)では、地すべりの生じた時点において、すべり面全体にわたって土の強度がほぼ完全軟化状態強度に低下していたと考えると、斜面の安全率 $F_s=1$

が得られ、地すべりの生じたことがうまく説明できる。等のことを明らかにした¹⁸⁾。

スケンプトンは、初めは残留強度のみを用いて過圧密粘土中の地すべりを説明しようとしたが、その後得られた現場での観測結果(特に間隙水圧の実測値)や、ロスコー(Roscoe)らによる限界状態の土質力学¹⁹⁾(Critical state soil mechanics)の理論の発展の経過をふまえ、「一次地すべり(first time slide)」については「完全軟化状態強度(fully softened state strength)」を用いて説明すべきであるとの結論に達した。

この結論が日本の第三紀層の泥岩中に生じている地すべりにも適用できるか否かについては今後の研究に待たねばならないが、ここに用いられている「完全軟化状態強度」の概念は泥岩の工学的特性を考える上で極めて重要であると筆者は考える。しかし、この言葉は現在のところ一般の土質力学の入門書や地すべりやトンネル関係の参考書にも載っておらず、一般にはよく知られていないので、以下筆者なりに、この言葉の概念についてできる限りやさしく説明を試み、次いでこの概念と地すべり、膨張性トンネル地圧などとの関連について述べる。

3.1 完全軟化強度(限界状態強度)と残留強度

泥岩の生成過程は、図-8(a)に示すように、模式的に表し得る。すなわち、粘土粒子が水中に非常に厚く堆積した後、隆起現象などによって水面上に上昇し、その後更に浸食作用により上載荷重が削はくされ、現在の過圧密の状態に至ったものである。例えば、新第三紀の時代に水中で堆積が進行している状態で(すなわち「正規圧密の状態」で)、堆積土の表面から深さ h_1 だけ下にある土に鉛直方向に作用している有効応力は $\sigma_v = \gamma' \cdot h_1$ である(ここでは $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$)。またこの圧密応力に対応して含水比は w_1

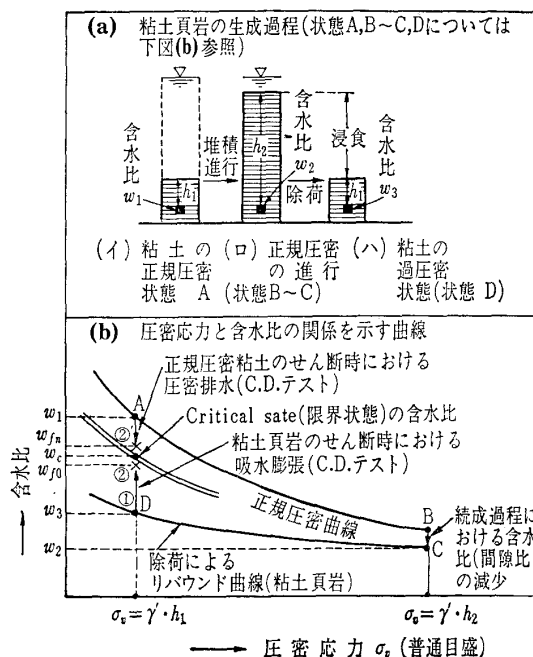


図-8 粘土頁岩の生成過程と圧密-含水比曲線

総 説

よって二次元的に表すものとする、図-8(a)の正規圧密状態Aは図-11(a)の点Aの位置で表される。ただし、この例では $K=1$ とおいてある。この状態にある土にせん断試験(例えば三軸圧縮試験)を行えば、せん断中の応力パスは図-11(a)のA→②'へと進み、ここで限界状態線(Critical state line)にぶつかって体積ひずみの増減なしの塑性流動が始まる(図-11(b)の②')。粘土は鱗片状の粘土鉱物粒子から成るため、この塑性流動を続行すると、粘土鉱物粒子が一定方向に配列するため強度は更に低下して「残留強度」③に達する。一方、過圧密を受けた粘土質岩は過去の続成作用の過程で図-8(a)に示すように、鉛直方向に最大 $\sigma_v = \gamma' \cdot h_2$ なる応力を受け水平方向に $\sigma_h = K \cdot \gamma' \cdot h_2$ (ただし K :側土圧係数)を受けている。したがって $p = \frac{\gamma' \cdot h_2 \cdot (1+2K)}{3}$ なる力を受けている(図-11(a)の点AおよびCは $K=1$ とした場合の例である)。土は図-11(a)にハッチで示す円の半分 $\widehat{CO_3}$ と破壊基準線の中での応力状態では弾性的挙動を示す。ここで検討の対象としている泥岩は浸食作用による上載荷重の削はくにより、現在は図-8、図-11に示す状態D(上載荷重に関しては状態Aと同じく $\sigma_v = \gamma' \cdot h_1$)に戻っている(ただし、水平荷重は全部は解放されずに残っているはずなので状態Aとは平均主応力 p については異なるはずであるが、図-11(a)では便宜上Aと同じとした)。このような状態の泥岩を、例えば三軸圧縮試験などによってせん断すると応力経路A($\equiv$ D)→①はハッチの中にあるから弾性的に挙動し(したがって図-11(b)の $q \sim \epsilon_q$ の関係は直線)、点①に至って破壊基準線にぶつかって破壊し、強度の低下が生じて応力経路は①→②へと戻る。②において限界状態にぶつかって定体積ひずみ下で「塑性流動」に入る。更に変形を進めれば、粘土鉱物の配列により②→③と進み、残留強度状態に入る(図-11(c)参照)。なお、破壊基準線にぶつかった時、この線の法線方向に塑性ひずみ増分 $\Delta \epsilon^p$ が生ずる。そのうち I_1 線に平行方向成分が「塑性体積ひずみ増加分 $\Delta \epsilon_v^p$ 」すなわち「体積膨張」である(ただし、関連流れ則 Associated flow rule および垂直法則 Normality rule を適用した場合)。関連流れ則(Associated flow rule)では限界状態の点(例えば図-11(a)の点 O_3)が特異点となる。この点での体積ひずみ増加分 $\Delta \epsilon_v^p$ が0となるためには、図-11(a)に点線で示すように塑性ポテンシャル線を限界状態線との交点から左側にも対称的に延ばす必要がある。このように考える場合には、せん断時の体積膨張については非関連流れ則(Non associated flow rule)を適用せねばならない。しかし、この種の問題についてはまだ議論の余地があり、今後の研究に待つべきものが多い。また、続成作用の過程である程度のこう結作用を受けた泥岩の塑性ポテンシャル線が限界状態線以下で図-11(a)に示すようにだ円形で表し得るか否かについても今後の研究に待つべきものが多い。

いずれにしても、泥岩のような過圧密粘土がせん断応力によって

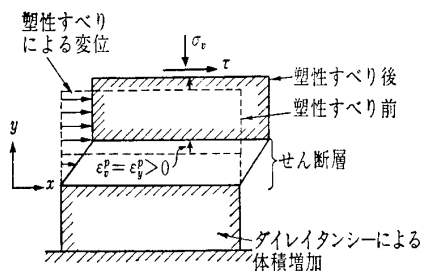


図-12 塑性すべりに伴うせん断層の体積増加
(正のダイレイタンス)
(二次元平面ひずみ応力状態での例)

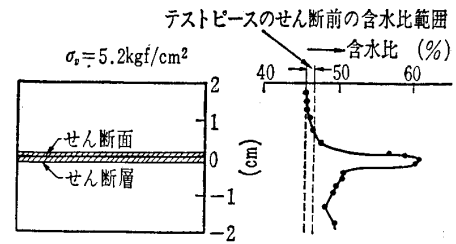


図-13 能代泥岩の一面せん断時のせん断層の含水比

破壊し塑性流動をする時、過圧密圧力より低い圧力下では必ず図-12に示すように²⁴⁾その体積が膨張する(すなわち正のダイレイタンスが生ずる)ことは実験的事実なのである。吉中²⁵⁾は第三紀層の神戸層の泥岩について、またチャンドラー(Chandler)²⁶⁾は中部イングランドの中生層のコイパー泥灰岩(Keuper Marl)について破壊時に生ずるダイレイタンスについて実験的に調べた結果を報告している。

後に述べる能代開拓建設事業の4号水路トンネルの切羽から採取した新第三紀藤原川層の泥岩を、非水浸状態で一面せん断した時、せん断面の土の含水比を筆者が測定したところ図-13に示すようになった²⁷⁾。これはせん断時にせん断面に沿ってごく薄い層が正のダイレイタンスによってその体積を増加するとともに、その上下の泥岩の間隙中にもともと含まれていた水が絞り出され、吸引されたためと考えられる。

なお、このようなせん断に伴うダイレイタンスは、一面せん断や三軸圧縮試験時のせん断層に沿って生ずる程度の小スケールのものから、図-14に示すような地質的大スケールでのせん断、すなわち断層作用やしゅう曲作用によっても生ずるものと考えられる。事実、筆者が調べた能代4号水路トンネルの切羽(かぶり約25m)の断層粘土の自然含水比は図-15に示すように、49~55%であり^{17), 28)}、これは泥岩粉末をスラリー状にしてから正規圧密した後、圧密排水試験を行って得た完全軟化状態の含水比-圧密応力曲線上(図-16参照)にある(ただし、この場合横軸は対数目盛にとっている)。

実際の泥岩の強度にはばらつきがあり、ダイレイタンスと一緒にそれに伴う吸水も断層全部にわたって均一に生ずるものではなく、また断層中にも比較的硬い部分や軟らかい部分があって、それらの間で種々のスケールのアーチ作用も生じ得るので、かぶりによる荷重が断層内のある深さの水

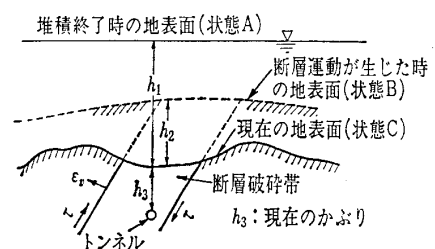


図-14 堆積～浸食～断層作用等の履歴を示す模式図

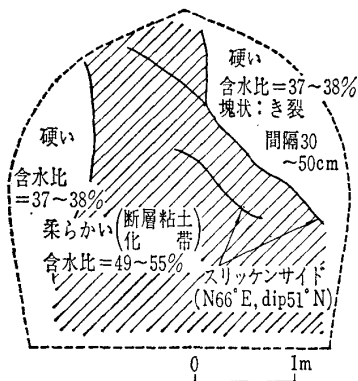


図-15 能代4号トンネル上坑口より
130m 地点での切羽の状況

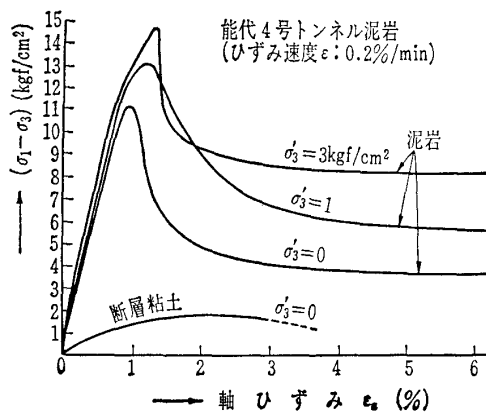


図-17 能代4号トンネルより採取した泥岩と
断層粘土の応力-ひずみ関係

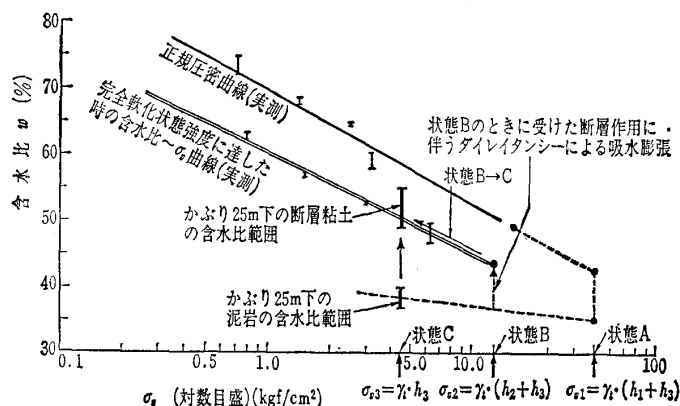


図-16 能代泥岩粉末のスラリー状態の正規圧密曲線
と圧密排水せん断後の含水比曲線(≒完全軟
化状態曲線)(実線部は実測、点線部は推定)

平面に必ずしも均一にかかるわけではないと考えられるから、含水比にもかなりばらつきがあるのは当然であるが、図-16のような実験・実測事実は断層粘土の強度の意味を考える上で重要な示唆を与えるものと(少なくとも筆者には)思えるのである。しかし確定的なことを言うためには今後更に研究を続けねばならないであろう。

なお、図-14、図-16を用いて泥岩が断層作用を受けて完全軟化状態強度に至るまでの経過を次のように説明することができよう。すなわち、粘土が今考慮しているある深さの点(例えば図-14のトンネルの位置)から $(h_1+h_3)^m$ 上まで堆積(図-14の状態A)した後浸食作用を受けて図-14の状態Bに至った時、断層作用を受け、その後更に浸食されて現在の状態Cに至ったとする。その時含水比 w とかぶりによるトンネルの位置での鉛直応力 σ_v との関係は図-16に示すようになるであろう。

なお、図-17はこの能代4号水路トンネルの切羽で採取した泥岩および断層粘土の乱さない試料の圧縮試験時の応力-ひずみ曲線である。断層粘土は、その過圧密の履歴の影響を全く失っており、完全軟化状態にあることを示していると言える。

3.2 泥岩地帯の地すべり斜面の安定勾配と完全軟化状態強度、残留強度

進行性破壊によりすべり面(層)に沿ってのせん断強度

が完全軟化状態強度となっている泥岩斜面の安定勾配について考える。説明を簡単にするため無限長斜面を考える(実際の地すべりも無限長斜面と考えてよい場合が多い)。

一般に、 $c'=0$ の砂(すなわち、緩い砂)または粘土からなる図-18に示すような無限長斜面の、深さ z m のところにすべり面がある場合、すべり面に作用している間隙水圧を u とするとき、安全率は周知のように、

$$F_s = \frac{(\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} = \left(1 - \frac{u}{\gamma_t \cdot z} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha}\right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \dots (1)$$

となる。したがって $u=0$ の場合、 $F_s=1$ のとき、 $\alpha \div \phi'$ となる。すなわちよく知られているように、 $c'=0$ の土の場合、間隙水圧がない場合は斜面の安定勾配は土の有効せん断抵抗角と同じになる。

また、地下水位が地表面にあり、その流動方向が地表面に平行な場合の間隙水圧は、図-18を参照して、

$$u = \gamma_w \cdot h = \gamma_w \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \dots (2)$$

であるから、これを(1)式に代入して、

$$F_s = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} = \frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_t} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \dots (3)$$

$\gamma_t = \gamma_{sat} = 2 \text{ tf/m}^3$ のとき、 $\gamma_w = 1 \text{ tf/m}^3$ だから

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \dots (4)$$

$F_s=1.0$ のとき

$$\tan \alpha = \frac{1}{2} \cdot \tan \phi'$$

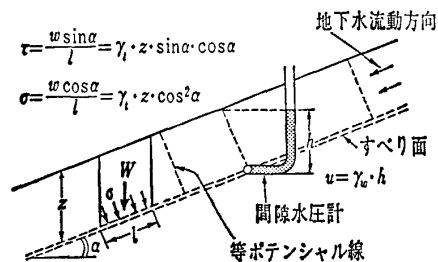
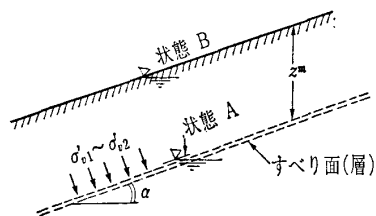


図-18 勾配 α の無限長斜面

総 説



図—19 地下水面（または間隙水圧を水柱高さに換算したときの位置）がすべり面（層）直上にある場合と地表面にある場合

したがって α が小さいときは、 $\alpha \doteq \frac{1}{2}\phi'$

すなわち、地下水が地表面近くまであるときは、斜面の安定勾配 α は、土の有効せん断抵抗角 ϕ' のほぼ 1/2 となる。地下水流動方向が、水平方向の場合は、

$$F_s = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat} \cos^2 \alpha}\right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (5)$$

であり、やはりほぼ同じことが言える。

上記のことは $c'=0$ の砂（すなわち緩い砂）の場合も、完全軟化状態の粘土の場合も成立するが、その意味はかなり異なることに注意する必要がある。

すなわち、図—19 の状態 A の時の地下水面（地表面下 zm の位置）直下の砂の含水比を w_1 とする時、地下水面が地表まで上昇しても、その含水比はほとんど変化しない。しかし、この面に作用する有効応力は、

$$\sigma_{v1}' = \gamma_t \cdot z \cos^2 \alpha$$

から

$$\sigma_{v2}' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \alpha = \gamma' \cdot z \cos^2 \alpha$$

に減るために、文字どおりの摩擦力によって生ずるせん断抵抗力は

$$s_1 = \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi'$$

から

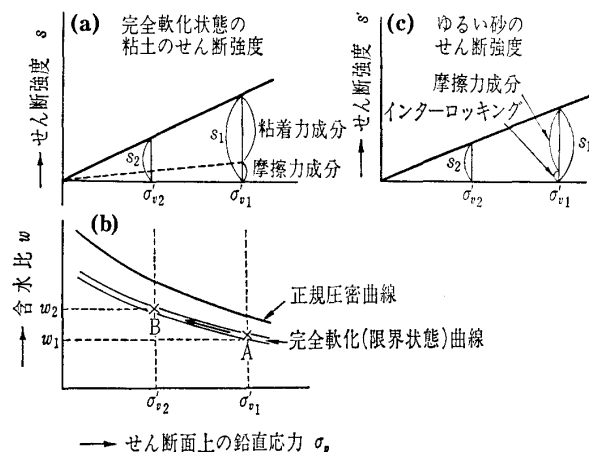
$$s_2 = \gamma' \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi'$$

へと ($\gamma_t = \gamma_{sat} = 2 \text{ tf/m}^3$ の場合は、ほぼ 1/2 に) 減少する。そのため斜面の安定勾配は、ほぼ 1/2 になる。

それに対して、完全軟化状態になった粘土を挟むすべり層が同じく深さ zm の位置にあった場合、地下水面が状態 A にあった時の、この粘土層の含水比 w_1 は、地下水面が状態 B にまで上昇した場合（浮力が作用するためこのすべり層に作用する法線方向有効応力が砂の場合と全く同様にして σ_{v1}' から σ_{v2}' へと減少する結果として）、図—20 (b) に示すように吸水して含水比 w_2 へと増加する。その結果、すべり層の粘土のせん断強度 s_1 は図—20 (a) に示すように s_2 へと減少する。

したがって、地下水面が状態 B の時の斜面の安定勾配は状態 A の時の安定勾配のやはり約 1/2 となる。

このように結果は同じになるが、内容はかなり異なる。すなわち、砂の場合はすべり面に作用する有効垂直応力が



図—20 地下水位（間隙水圧）が低い場合と高い場合のせん断強度（図—19 の状態 A と状態 B）

減少するために摩擦抵抗力が減少するのに対し、粘土の場合は有効垂直応力が減少するために吸水膨張してせん断抵抗力（その時の含水比によって決まる物理化学的意味での粘着力と力学的意味での摩擦力の和）が減少するのである（図—20 (a) 参照）。

ロンドン粘土の場合、有効応力表示のせん断抵抗角の代表値はピーク強度をとった場合 $\phi_p' = 36^\circ$ 、限界状態強度 $\phi_c' = 20^\circ$ 、残留強度 $\phi_r' = 13^\circ$ であると報告されている¹⁸⁾、²⁹⁾。ハッチンソン (Hutchinson) の調査結果によれば地下水位の低いロンドン粘土の斜面の安定角は $\alpha \doteq \phi_c' \doteq 22^\circ$ 、地下水位が高い斜面の安定角は $\alpha \doteq \frac{\phi_c'}{2} = 11^\circ$ から $\alpha \doteq \frac{\phi_r'}{2} = 7^\circ$ であり、上記の考察を裏付けるような結果になっているとスコフィールド (Schofield) は指摘している²⁹⁾。

日本の第三紀層地すべりの泥岩について、この種の測定はあまり行われていないが、筆者自身のこれまでの実験結果によると、能代トンネルから採取した泥岩や、由比や東頸城の地すべり地帯で採取した泥岩の粉末に加水した粘土については、限界状態の強度定数として $\phi_c' \doteq 20^\circ \sim 25^\circ$ が得られている。

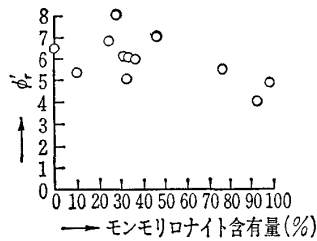
また、残留強度は、由比の静清庵トンネルから採取した鏡肌を含む粘土について調べた結果では、 $\phi_r' \doteq 8^\circ$ が得られている¹⁷⁾。

また、吉中らによると神戸層の泥岩について、 $\phi_r' = 11^\circ \sim 16^\circ$ が得られている²⁵⁾。

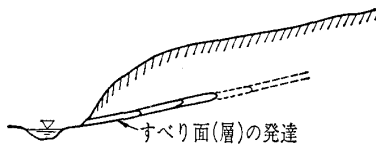
この残留強度は図—21 に示すように、モンモリロナイトの含有量が多いと小さくなると言われている³¹⁾。

また、道路公団で建設した地蔵トンネルの西工区坑口近傍の地すべり（母岩は新第三紀椎谷層）のすべり面沿いの現地せん断強度は $\phi' = 12^\circ \sim 15^\circ$ 、 $c' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ であったと高松らによって報告されている³²⁾（この ϕ' は ϕ_r' に近いものであると思われる）。

また、筆者自身、かなり以前に幾つかの地すべり地内に掘削した試掘坑内で採取したすべり層の粘土の含水比はそ



図—21 北米泥岩の残留強度の ϕ_r' とモンモリロナイト含有量の関係



図—22 進行性破壊によるすべり面(層)の発達を示す模式図

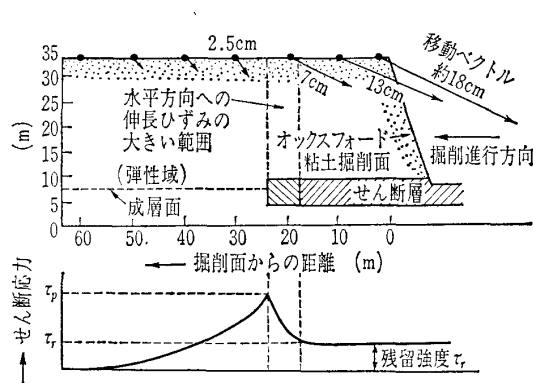
の上下の層の含水比よりも明らかに、かなり大きく、その強度も弱くなっていることを確認して発表したことがある³³⁾し、ヘンケル (Henkel) も同様の観察結果を報告している³⁴⁾。すなわち、すべり面に沿ってダイレイタンスーによる軟化が生じていることはごく一般的に見られることなのである。

なお、泥岩を母岩とする地すべり斜面の安定勾配についての前述の議論は、すべり面がある深さに既に存在する場合について進めたが、一次地すべりのすべり面が発達するメカニズムは複雑であり、まだ定量的に明らかになっているとは言い難い。

泥岩のようにひずみ軟化が極端に生ずる物質ではすべり面は図—22に模式的に示すように進行性破壊によって広がって行くようであり、ピーク強度を用いて安定解析を行っても、地すべりが発生することを説明できないのはそのためである。この地すべりのすべり面の進行性破壊のメカニズムは、ビエラム (Bjerrum)³⁵⁾ がかなりうまく説明しているが、定性的説明の域を出ていない。

最近になってバーランド (Burland) はビエラムの説明を裏付ける極めて興味深い現場測定の結果を報告している³⁶⁾。

すなわち、オックスフォード粘土 (中生層上部ジュラ紀



図—23 オックスフォード粘土の掘削に伴う横方向への伸長とせん断層中のせん断応力分布

の泥岩でありモーゲンスターンの分類の粘土頁岩に相当する程度のもの) をレンガ用土として採取するため図—23に模式的に示すように深さ約30mを掘削したところ、掘削面の進行に伴って、この過圧密粘土の地山の切羽から水平方向に、掘削面の高さの1.5～2倍位の範囲が成層面に沿って、ほとんど水平方向に押し出し、それに伴って粘土がせん断され、せん断面に沿っての強度が残留強度にまで低下したというのである。

これは、過圧密粘土はその上載荷重が削はくされ、鉛直応力が除荷されても、水平方向応力が泥岩内にある程度残っているため、掘削などによって水平方向拘束力が除去されると、それが解放されるためであると考えられる。水平方向の拘束の除去は、人工的掘削によって生ずるばかりでなく河川の侵食などによっても長い年月にわたって生じているはずであるから、それに伴って泥岩が水平方向に押し出す際にせん断層が発達してその強度がピーク強度から完全軟化強度、更には残留強度へと低下することがあり得るとすれば極めて重大なことである。今後我が国の泥岩地帯においてもこの種の観測を行うことが強く望まれる。

筆者自身の、これまでの泥岩地帯でのボーリングや、ダム基礎調査のための試掘横坑での地層の観察結果によると、成層面に沿って軟らかいシームが発達している場合が多い。これは、これまでは水平断層によって生じたものと考えていたが、上述のような原因によって生じたものもある可能性が大きい。

いずれにしろ今後は、このような観点からの再検討が必要である。なお、進行性破壊の理論的研究は、世界の第一線級の研究者の間で最も重要な関心事の一つとなりつつある^{37), 38)}。

上記したことは地すべりのみならず、泥岩中にトンネルを掘削した時に、しばしば遭遇する膨張性トンネルのメカニズムにも関連して重要な意味をもっているが、稿を改めて (本号35～41ページ) 述べることにする。

参 考 文 献

- 1) Landslides in Japan: The Japan Society of Landslide, National Conference of Landslide Control, 1972.
- 2) 吉中龍之進: 土と岩の中間的性質をもつ地盤の調査方法および調査結果の適用に関する研究, 1970
- 3) Morgenstern N. R.: Geotechnical Behaviour of Clay Shales—An Overview, Int. Symp. on Soil Mech., Session 2, Oaxaca, Mexico, 1979.
- 4) Herman H.R. and G. V. Chilingarian: Compaction of Argillaceous Sediments, Elsevier Scientific Publishing Co., 1974.
- 5) 仲野良紀: 由比地すべり母岩 (泥岩) の軟弱化と物性の変化について (その1) ……軟弱化のメカニズムについて, 土と基礎, Vol. 12, No. 11, pp. 27～32, 1964.
- 6) 仲野良紀: 由比地すべり母岩 (泥岩) の軟弱化と物性の変化について (その2) ……軟弱化に伴う物理性, 力学性の変化と泥岩の結合力の本性について, 土と基礎, Vol. 12, No. 12, pp. 3～8, 1964.
- 7) Nakano R.: On Weathering and Change of Properties of Tertiary Mudstone related to Landslide, Soils and

総 説

- Foundations, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, No. 1, pp. 1~14, 1967.
- 8) Morgenstern N.R. and K.D. Eigenbrod: Classification of Argillaceous Soils and Rocks, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. GT10, Oct., pp. 1137~1156, 1974.
 - 9) Yoshinaka R. and T. Onodera: Water Detention and Physical Properties of Mudstone, Proc. of the III Int. Cong. I.A.E.G., Sec. II, Vol. 2, pp. 204~214, 1978.
 - 10) 小島圭二・斉藤保治: 軟岩の軟弱化の簡易試験法, 東京大学工学部総合試験所年報第36巻, 1977.
 - 11) Kojima K.: Geotechnical Evaluation of Soft Rock Mass based on "Softening" Characteristics, Proc. of the III Int. Cong. I.A.E.G., Sec. II, Vol. 1, pp. 218~227, 1978.
 - 12) 荒井 涼: 氷見地区(富山県)第三紀系地すべり母岩の土性分類に関する実験的研究, 農業土木学会論文集, 第82号, pp. 47~57, 1979.
 - 13) Underwood, L. B.: Classification and Identification of Shales, J. Soil Mechs. Found. Div., ASCE. Vol. 93, SM6, pp. 97~116, 1967.
 - 14) 津田禾粒・岩永 伸・西田彰一: 第三紀層地すべりと岩質および地質構造との関係——新潟県下の第三紀層地すべりについて, 災害地質討論会論文集 pp. 58~70, 1967.
 - 15) 磯崎義正: 新潟・北陸地方における地質と Mass-wasting の分布図, 新潟大地盤災害研年報, 第3号 pp. 79~94, 1977.
 - 16) 西田彰一・岩松 暉: 地すべり現象と岩質・構造との関係——信越地方を中心として, 第三紀層地すべり発生と予測の研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果, No. A-50-6, pp. 12~28, 1975.
 - 17) Nakano R.: Geotechnical Properties of Mudstone of Neogene Tertiary in Japan with special reference to the mechanism of squeezing swelling rock pressure in Tunneling, Proc. of Int. Symp. on Soil Mechs., held in Oaxaca, Mexico, Vol. I, p. 77, 1979.
 - 18) Skempton A.W.: Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, Proc. of Int. Conf. of Soil Mechs. & Found., Eng., Vol. 3, pp. 261~270, 1977.
 - 19) Schofield and Wroth: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.
 - 20) Skempton A.W.: First-time Slides in Overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, Vol. 20, No. 3, pp. 320~324, 1970.
 - 21) Wai-Fah Chen: Limit Analysis and Soil Plasticity, Developments in Geotechnical Engineering 7, Elsevier Scientific Publishing Co. New York, 1975.
 - 22) Zienkiewicz O. C., C. Humpheson & R. W. Lewis: Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in Soil Mechanics, Geotechnique, Vol. 25, No. 4, 1975.
 - 23) 田中忠次: 土質構造物への適用を目的とした一般化弾塑性モデル有限要素解析法, 農業土木試験場報第18号, 1979.
 - 24) Drucker D.C. and Prager W.: Soil Mechanics and plastic analysis of limit design, Q. Appl. Math., Vol. X, No. 2, pp. 157~165, 1952.
 - 25) 吉中龍之進・山辺 正: 泥質岩の力学的性質, 第11回岩盤力学に関するシンポジウム, p. 2, 1978.
 - 26) Chandler R.J.: The strength of a stiff silty clay, Proc. of Geotech. Conf., Oslo 2, pp. 103~108, 1967.
 - 27) 仲野良紀: 膨張性地山の実体, トンネルと地下, Vol. 6, No. 10, pp. 15~25, 1975.
 - 28) 仲野良紀: 水路トンネルの地圧と設計, 農業土木試験場報告第12号, p. 124, 1974.
 - 29) Schofield A. N.: Discussion on shear strength of stiff clay, Proc. Geotech. Conf., Oslo 2, p. 180, 1967.
 - 30) 吉中龍之進・山辺 正: 泥質岩の力学的性質, 第11回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 1978.
 - 31) Attewell P.B. and Farmer I.: Principles of Engineering Geology, p. 179, John Wiley & Sons, 1976.
 - 32) 高松 真・竹林亜夫・羽根田汎美: 地すべり域におけるトンネル施工の一例, 土と基礎, Vol. 27, No. 7, p. 16, 1979.
 - 33) 仲野良紀: 第三紀層地すべり粘土のレオロジー的性質に関する研究, 農業土木試験場報告第2号, pp. 494~498, 1964.
 - 34) Henkel, D. J.: Discussion on "Earth Movement affecting L. T. E., Railway in Deep Cutting East of Uxbridge, Proc. Inst. Civil Eng., Pt. II, 5, 320~3, 1956.
 - 35) Bjerrum, L.: Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and shales, (The Third Terzaghi Lecture), Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 77, Oslo, 1967.
 - 36) Burland, J.B., Longworth, T.I. & Moore, J.F.A.: A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay, Géotechnique, Vol. XXVII, No. 4, pp. 557~591, 1977.
 - 37) Palmer A. C. and Rice J. R.: The growth of slip surfaces in the progressive failure of overconsolidated clay, Proc. Roy. Soc. Lond., A, 332, pp. 527~548, 1973.
 - 38) Christian J.T. and Whitman R.V.: A one-dimensional model for progressive failure, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng., Vol. 2, pp. 541~545, Mexico City, 1969.
 - 39) Drucker D.C.: Concept of Path Independence and Material Stability for Soils, Rheology and Soil Mechanics, IUTAM Symposium, Grenoble, pp. 23~46, 1964

(原稿受理 1980. 4. 12)