

島尻層泥岩地帯における切土斜面の設計の現状と問題点

Geotechnical properties of Shimajiri mudstone and a few problems for cut slope design

しん じょう とし や きん じょう よし み
新 城 俊 也* 金 城 善 美**
こう ち しげ のぶ よね くら とし ひろ
幸 地 茂 修*** 米 蔵 敏 博****

1. ま え が き

第三紀の島尻層群は最大層厚3000mにも達し、下位から上位へ那覇層(豊見城層)、与那原層、新里層に区分される。沖縄本島中南部では与那原層がその大半を占め、それに整合して新里層が一部に分布している。これらの地層は軟質な泥岩を主体としている。

この島尻層泥岩地帯では風化残積土や崩積土において地すべり・崩壊が豪雨時に多発する傾向にあるが、道路や土地造成工事に伴う泥岩切土斜面の崩壊例も多い。最近、用地の関係で30～40mにも及ぶ高い切土が施工されるようになり、規模の大きい崩壊や泥岩層中の薄い砂層に介在した特異な破壊も発生している。

斜面崩壊の原因は主に島尻層泥岩が風化や応力解放により軟弱化しやすいことと、小断層や薄い細粒砂層の弱面を含むことにあるが、現状はこれらの特性を設計・施工に反映させるには至っていない。本報告は、地盤特性、軟弱化による強度特性、切土斜面の崩壊形態に基づいて切土の設計の現状と問題点を把握し、今後の設計・施工に役立てようとするものである。

2. 地盤の概要

島尻層群は10°内外の緩傾斜をなして分布するが、大小多くの断層、またしゅう曲構造、層内しゅう曲なども認められ、複雑な地殻変動を受けたようである。切土斜面では泥岩は比較的均一な場合もあるが、写真1に示すように薄い細粒砂層を挟み、また多くの小断層が発達しているこ



写真1 泥岩層中の小断層と細粒砂層 (のり高5m)

とが多い。砂層は泥岩層中の透水層となり、切土斜面では常時湿った状態にあるが、ところによっては地下水の流出が見られる。小断層は破碎帯を伴ったものは少なく、その形状は直線型のものが多く、断層面には鏡肌が形成されている。また、小断層間の泥岩には閉そくしたクラックが発達し、ブロック状、巨礫状に分離している。更に、切土表面では乾湿風化が急速に進行し、小断層などの不連続面は次第に不鮮明になる。

3. 物理的性質と軟弱化に伴う強度特性

3.1 物理的性質

島尻層泥岩は原位置では飽和状態にあり、その含水比は20～35%、湿潤密度は1.90～2.10 g/cm³にある。砂分、シルト分含有量が多い層ほど含水比は大きく、湿潤密度が小さくなる傾向にある。

解きほぐした泥岩(土)の物理試験結果は、比重 $G_s=2.70\sim2.80$ で、粒度組成とコンシステンシーを図1の三角座標と塑性図に示す。粒度組成からみると、島尻層泥岩には粘土質のものやシルト質のものも存在している。一方、塑性図ではA-lineに沿って分布し中位の塑性にあるが、三角座標で砂分含有量15%以下のものは(CH)に、20%以上のものは(CL)、または(ML)に分類される。

泥岩層に挟まれた薄い砂層の力学的性質は明らかにされていないが、今回行った粒度試験結果の代表例を図2に示す。それらは最大粒径が420 μ m、250 μ mふるい通過量が95%以上の細粒砂で、74 μ m以下の細粒分を40～60%含有するものが多い。このことからこの砂層は泥岩層では透水層とみなされているが、良好な透水性を示す粒度特性にあるとは言い難い。また、コンシステンシーはNPである。なお、図1の三角座標に比較してあるように粒度組成は島尻層砂岩(局所的に露出している那覇層と与那原層下部の厚層砂岩)と類似している。

泥岩のpHは8以上¹⁾、また砂層は7.9～9.2にあって、ともにアルカリ性を示す。

3.2 スレーキング

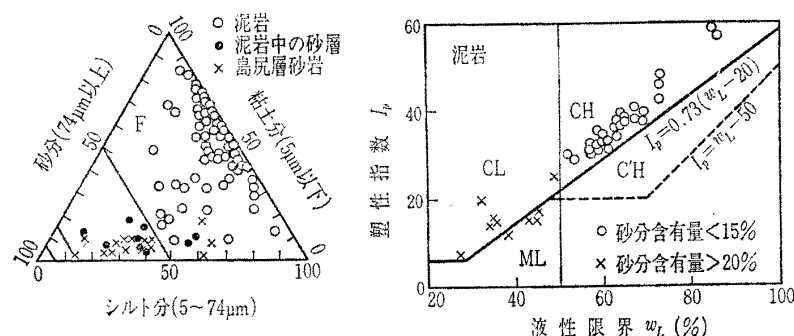
乾湿繰返しによって細粒化する、いわゆるスレーキング

*琉球大学教授 農学部農業工学科

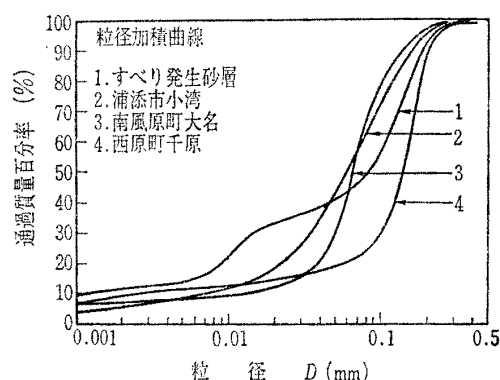
**沖縄基礎物

***沖縄県農業開発公社

****三協土木設計㈱



図一 島尻層泥岩を構成する土粒子の分類



図二 泥岩層中に挟まれる砂層の粒度分布

現象は多くの泥岩に共通した性質である。スレーキングのしやすさは泥岩によって異なるが、それらは岩塊に乾湿を繰り返すことにより、細粒化に伴った一定ふるい目寸法通過率あるいは吸水含水比の増加量で比較されている。島尻層泥岩は数回の乾湿繰返しで泥状化し、それに伴って岩塊は砂～シルト径の大きさの団粒にまで分散する²⁾。

ところでスレーキングに伴って吸水膨張が生ずるが、一般に行われるスレーキングの評価法はその膨張を自由に許す方法をとっている。しかし、同じ泥岩では吸水膨張を拘束する度合によってスレーキングの程度が異なる。図一3はその例として、高さ(2.5 cmと10 cm)の異なる供試体(直径5.0 cm)をモールド(内径5.2 cm)に入れて風乾と水浸を繰り返した場合の吸水含水比を示してある。吸水膨張を拘束する度合はそれぞれ側方へは同じであるが、鉛直方向へは膨張を許すものの、拘束力として作用する側方膨張による壁面摩擦力と自重による押さえ荷重が高さにより異なっている。その結果、高さ2.5 cm 供試体では鉛直方向への膨張が著しく、乾湿に伴って吸水含水比は液性限界に近づいており、比較的自由吸水膨張での乾湿繰返しに近い条件にある。それに対し高さ10 cm 供試体では吸水膨張の拘束の影響により吸水含水比は小さく、乾湿15サイクルにおいても細礫状に分離した状態にあって、しかもモールドから脱型しても供試体はそのまま自立する状態にある。

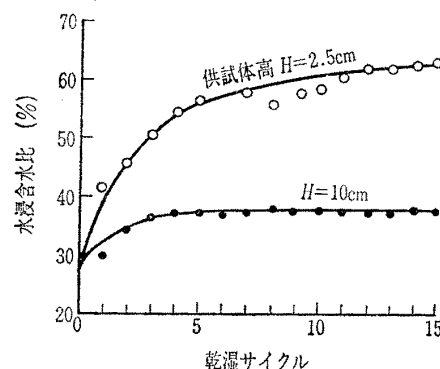
切土のり面のごく表層部ではその下層に比べて細粒化が

著しいのであるが、この例のようにわずかの拘束条件の差によりスレーキングが著しく異なることは、わずかの押さえ荷重でも表層部の細粒化をある程度抑制できることを示唆している。

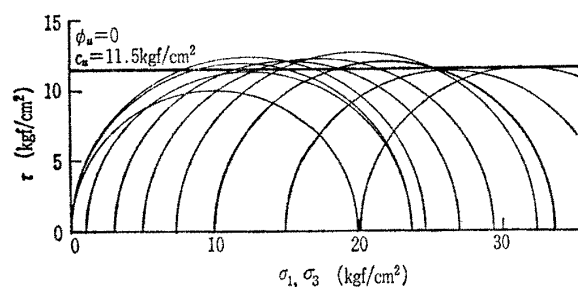
3.3 軟弱化に伴う強度特性

弱面を含まない泥岩について行った側圧20 kgf/cm²までの非圧密非排水三軸圧縮試験(UU試験)の結果を図一4に示す。また、圧密圧力60 kgf/cm²までのCU試験および圧密圧力25 kgf/cm²までのCD試験によると、破壊包絡線は非線形となり、低圧領域でこれを直線近似した場合の強度定数は $c' = 4$ kgf/cm², $\phi' = 57^\circ$ である³⁾。

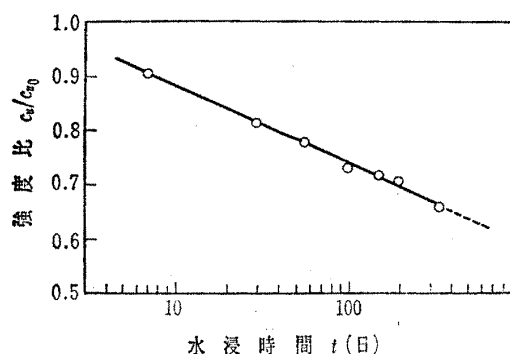
このような強度特性を有する泥岩は、切土斜面では応力解放に伴う吸水膨張や乾湿繰返しの影響によりその強度が低下する。ここでは、これらの強度低下を把握するために、吸水膨張による強度低下に対しては水浸時間の経過に伴う非排水強度の変化を、また乾湿作用に対しては図一3に示



図一3 スレーキング特性



図一4 島尻層泥岩のUU試験結果



図一5 水浸による強度低下

す高さ 10cm の乾湿供試体を用いてせん断特性に及ぼすその影響を示す。

図-5 は水浸時間ごとの非排水強度 $c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を水浸直前の非排水強度 c_{u0} で無次元化した強度比と水浸時間の関係を示す⁴⁾。ここに、非排水強度は側圧の影響を受けないことから、側圧 3.5 kgf/cm² の UU 試験で求めている。強度比と時間の対数には直線関係が認められ、水浸 1 年後の強度比は 0.67, その間の含水比増加は約 1% であり、吸水膨張とともに強度が徐々に低下している。しかし、引き続き強度の減少が予想され、吸水膨張により完全に軟弱化した状態の強度は明らかでないが、そのためには長期間にわたる測定を必要とする。

乾湿の影響によるせん断特性は、乾湿サイクルごとに圧密圧力 $\sigma'_c = 0.2 \sim 6.0$ kgf/cm² の範囲で、三軸 CU 試験で調べた。図-3 に示すように乾湿 3 サイクル以後ではスレーキングの程度は一定しており、それらの供試体は、スレーキングによって分離した細礫状塊が緩く詰まった状態にある。ここでは示さないが、軸ひずみ 15% まで行った結果による応力～ひずみ関係は、 $\sigma'_c = 0.8$ kgf/cm² 以下では正規正密的挙動のひずみ硬化型であるのに対し、 $\sigma'_c = 1.5$ kgf/cm² 以上では逆に最大強度に達した後応力が減少する、過圧密的挙動にある。この応力レベルによる差異は、低側圧では細礫状塊の多くが単独で挙動しようとするのに対し、側圧が増大すると分離面が閉じて密になり、細礫状塊それ自体がせん断されることにある。応力は軸ひずみ 15% ではほぼ一定になり、また間隙水圧は圧密圧力のいかんにかかわらず初期の軸ひずみ段階で最大に達し、その後減少傾向をたどり、軸ひずみ 10～15% では一定値を示す。その結果、図-6 に示す乾湿 15 サイクルの場合のように、最大強度線は非線形を、また軸ひずみ 15% の強度線は $\sigma'_c = 0.8$ kgf/cm² 以下では最大強度線から次第に離れ、 $\sigma'_c = 1.5$ kgf/cm² 以上では原点を通る直線に移行する形となる。

図-7 は最大強度時の c', ϕ' を $\sigma'_c = 3$ kgf/cm² 以下で求め、乾湿サイクルごとに示したものである。 ϕ' は 1 回の乾湿で減少した後は乾湿の繰返しの影響を受けないが、 c' は 3 サイクルまで著しく減少した後も乾湿に伴って減少する傾向にあり、乾湿の繰返しは c' に影響を及ぼしている。

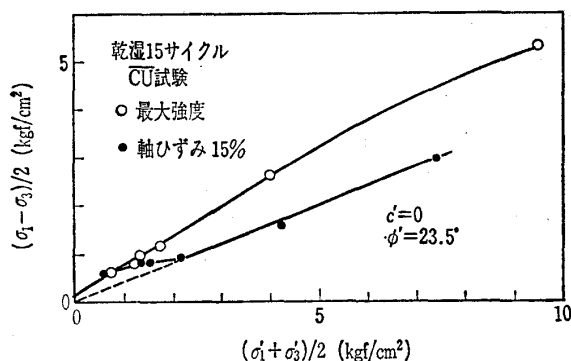


図-6 乾湿供試体のせん断特性

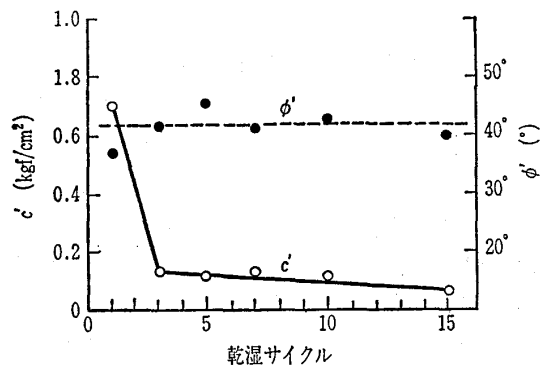


図-7 乾湿繰返しによるせん断強度の低下

一方、 $\sigma'_c = 1.5$ kgf/cm² 以上の場合の軸ひずみ 15% の強度に注目すると、その状態では間隙水圧が一定となっているが、このことは排水せん断を行えばせん断に伴う体積ひずみが一定の状態にあることを意味しており、Skempton⁵⁾ (スケンプトン) のいう完全軟化強度の状態に相当するものと思われる。しかもその状態の $c' = 0, \phi' = 23.5^\circ$ は同じ泥岩を解きほぐし高含水比で練り返して正規圧密した状態の $c' = 0, \phi' = 23^\circ$ に一致している。ここではダイレイタンシーに伴って軟化した完全軟化強度とは別として、図-7 に示す乾湿供試体の最大強度時の c', ϕ' は更に乾湿作用による細粒化に伴って減少するであろうから、乾湿の影響による強度低下の下限は便宜的に繰返し正規圧密の c', ϕ' が目安となろう。なお、完全軟化強度は斜面の一次すべり (firsttime slide) に適用できると言われているが⁶⁾、泥岩の乾湿を受けた斜面のすべりに対してもこのことが適用できるかについては今後明らかにする必要がある。

他方、過圧密粘土や泥岩の強度は完全軟化強度に達した後も大きな変位を受けて強度を減じ、残留強度に至る⁷⁾。リングせん断試験で求めた島尻層泥岩の残留強度はせん断面における破碎生成粘土の量や水の有無の影響を受け、その値は $c_{ar} = 0, \phi_{ar} = 11 \sim 21^\circ$ にあることが報告されている⁷⁾。鏡肌が形成された断層面、あるいは河川の侵食による水平方向拘束除去に伴った水平押しせん断面ではその強度が残留強度へ低下していると言われており⁸⁾、小断層に沿ったすべりに対しては残留強度を用いる必要がある。しかし、島尻層泥岩では 10cm 以下の小さいずれを伴う小断層でも鏡肌が形成されているのが一般的であって、鏡肌を形成した小断層がすべて残留強度の状態にあるかは今後明らかにする必要がある。ただしこの場合でも切土による緩みに起因して地下水や雨水が浸透すると、破碎生成粘土の吸水膨張による小断層の強度減少⁹⁾ が考えられる。このように、小断層面はそれを含む切土斜面の安定性に大きく関与する。

3.4 工学的分類法に基づく特性

島尻層泥岩を他の泥岩と比較するためにその特性を Morgenstern (モルゲンシュタイン) ら⁹⁾ による工学的分

類に適用する。既に仲野⁹⁾により紹介されているが、この分類法は泥質堆積岩を強度とその吸水膨張による低下により粘土と泥岩に分類し、更にスレーキングのしやすさをスレーキング量とスレーキング速さをもって評価し、これにより細分類するものである。これによれば島尻層泥岩は粘土に、更にその中でも粘土頁岩 (clay-shale) に分類される (図-4, 図-5)。また、スレーキング量は液性限界を、スレーキング速さは1回の乾湿による含水比増加を指標としており、 $LL=50\sim80\%$ 、図-3に示す高さ2.5cm供試体の結果を適用すると、スレーキングのしやすさは世界各地の泥岩に対比して、スレーキング量：中、スレーキング速さ：遅い、グループに分類される。しかし、この分類法のもとになる泥岩は地質的には第三紀よりも古い年代のものであるにもかかわらず、それらには島尻層泥岩よりも固結度が低いものやひび割れ粘土といわれるものが多く含まれている。それに対して、我が国の第三紀層泥岩について松倉¹⁰⁾がスレーキング性を比較した結果によると、島尻層泥岩は最も乾湿風化を受けやすいグループに分けられており、軟岩でも最も固結度の低いものと考えられる。

4. 泥岩切土斜面の崩壊形態

風化残積土や崩積土が存在しない場合の泥岩切土斜面の崩壊形態を図-8に示す。

i) 乾湿風化による崩壊 aは切土のり面の表層全体に乾湿風化を受け、表層1~2mの厚さではく離、滑落が生ずる。bは褐色を帯びたクラック面によりブロック状に分離した状態にある地山を切土した場合に転石状に滑落する。cはクラックの発達にbの場合ほど著しくないが、層理面が流れ盤をなし、板状あるいはブロック状に滑落する。

ii) 応力解放による崩壊 潜在クラックや既存の分離面に沿ってはく離する現象で、擁壁設置の掘削に伴う急勾配のり面では突発的に発生することから、施工中人身事故を誘発することがある。

iii) 小断層に沿った崩壊 aは二つの分離面の交線方向にすべり落ちる、いわゆるくさび破壊の形態である。bは高い切土の施工完了後小断層面に緩みが生じ、更のり面との泥岩が軟弱化して発生するもので、大きな規模の崩壊につながる。

以上の崩壊は単独に、あるいは複合した形態をなして降雨時に多発する。それらは最初の崩壊がのり面全体に及ぶものは少ないが、放置すれば小規模な崩壊を繰り返し、背後を含む斜面全体の破壊につながる。

iv) 泥岩に挟まれた砂層に沿う崩壊(地すべり) 薄い砂層が流れ盤となり、クリープ的にすべり出すケースである。従前島尻層泥岩の切土では知られてない形態であり、その事例を示す (図-9)。

この事例は、勾配 $20\sim30^\circ$ の自然斜面に土地造成を目的として幅160m、のり勾配 $1:1.0$ 、高さ22~30mの切土斜

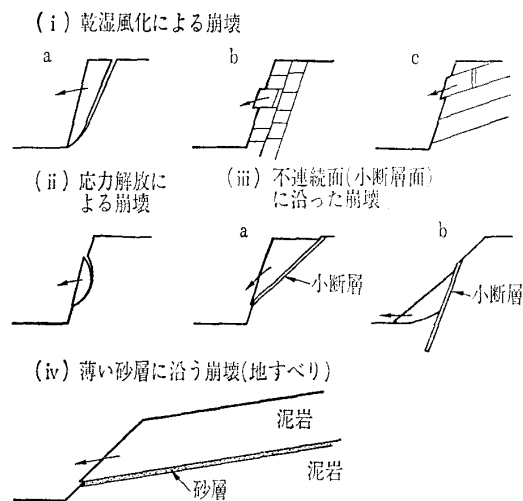


図-8 泥岩層切土斜面の崩壊形態

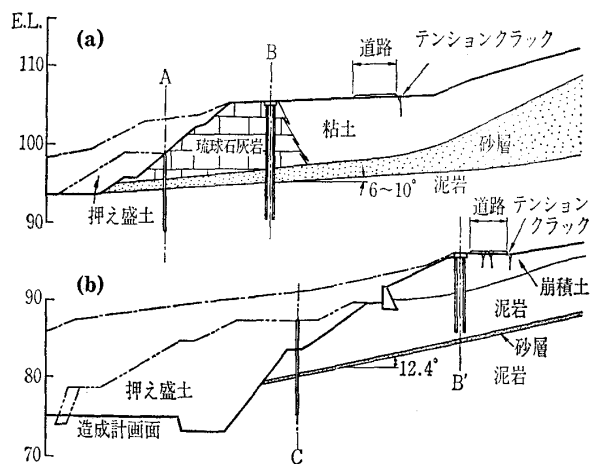


図-9 泥岩層中の細粒砂層に沿うすべり例

面が計画され、切土施工中場所を異にして別々の砂層にすべりが発生したものであり、ここではその概要と対策工を紹介する。

(事例1)

図-9(a)は未固結琉球石灰岩 (コーラルリーブロック¹¹⁾) と泥岩に挟まれた層厚0.5~1.5m、傾斜角 $6\sim10^\circ$ の砂層に沿って琉球石灰岩が幅60mの範囲にわたり緩慢にすべりだしたものである。泥岩の切土開始後、晴天続きであるにもかかわらず砂層上面に沿って滑動が発生し、地下水の流出も認められた。異常を認めて2日目のり前面への押さえ盛土による応急策を施す間に砂層と石灰岩に生じたずれは約3cmであり、その速度は比較的緩慢である。

対策工は応急処置として図中のA断面に抑止杭を施工し、最終的にB断面にH鋼抑止杭 (深度：砂層下面より5m、延長：160m) と砂層への集水ボーリング工が採用された。

その後泥岩の当初のり勾配を $1:1.5$ に変更し、造成計画面 (E.L. 75m) まで切土を完了した。

(事例2)

図-9(b)は、造成計画面において擁壁設置のため全長160mにわたり床掘りを行ったところ、幅30mにわたって

泥岩に挟まれた砂層に沿って滑動が生じたものである。砂層はその後のボーリング調査により、層厚 10 cm、傾斜角 12.4° で、既設抑止杭 (B' 断面: B 断面の延長) 先端よりも下方に位置していることが確認された。滑動はわずかの降雨に伴って砂層上面に生じており、地下水が流出し、一部ではへどろ状の砂の流出も見られた。砂層の粒度分布は図-2 に示してある。この場合も事例 1 と同様、2 日目に押さえ盛土による応急策が施される間のずれは約 3 cm という緩慢なものである。

対策工は図中の C 断面に鋼管抑止杭 (径: 350 mm, 根入れ: 砂層より下方へ 5 m, 延長: 50 m) と前面への押さえ盛土が施工された。

5. 切土斜面の設計の現状と問題点

5.1 泥岩切土の土質調査

切土のための土質調査は土留め擁壁基礎の調査、切土土量積算のための岩質判定、崩積土で覆われた斜面では地すべり発生の有無を目的として行われる。この調査は機械ボーリングと標準貫入試験であって、 N 値 30 以下は粘土、それ以上は軟岩に区分するが、ノンコアボーリングのため泥岩の性状を把握できない。また、調査深度は泥岩層を確認して 3~5 m が一般的であり、深部の泥岩に挟まれた砂層や小断層の存在には注意が向けられない。

5.2 切土のり勾配

道路、土地造成を問わず、切土のり勾配は道路土工指針の軟岩区分に準拠し、それに周辺の施工例を参照して決定される。一般にのり勾配は、直高 3 m 程度の低い切土では $1:0.7 \sim 1:0.8$ 、5 m 以上では $1:1.0$ が標準であり、地山の性状によってはそれよりも緩い勾配が採用される。直高 10~20 m の切土は多くの施工例があり、しかもこれらはのり勾配 $1:1.0$ でも安定している。そのため最近の 30~40 m にも及ぶ高い切土に対しても、5 m ごとに幅 1 m の小段を設けるものの、一定のり勾配 $1:1.0$ で施工した結果、施工完了後規模の大きい崩壊を生ずるケースが増えている。地山では浅部ほど風化が進行しているの、のり面上部程のり勾配を緩くするなどの工夫が必要である。

しかしながら N 値より軟岩に分類されても、のり面の安定性を支配するのはクラックや小断層などの不連続面であって、一般に N 値にそれらの存在が反映される場合は少ない。このことより、特に高い切土ではボーリングはオールコアリングで行い、地山性状を把握した上でのり勾配の決定を行う必要がある。更に、単にのり勾配に注目するだけでなく、地山性状によっては土留め構造物の必要性についても十分検討しておくことが重要である。

一方、多くの場合のり尻に土留め擁壁が設置されるが、その土圧算定には地山強度に関するデータがなく、埋戻し土の土性に応じた c, ϕ が用いられている。地山の性状によっては地山からの土圧も作用することがあり、合理的

な土留め壁の設計を行うためには原位置強度の評価が今後の課題である。

5.3 崩壊対策とのり面保護

のり面崩壊の対策は、崩壊後の泥岩地山勾配を考慮して当初のり勾配よりも緩い勾配で再び切土することが一般に行われる。くさび破壊の形態のようにのり面が局所的に欠落する場合には、その箇所をのり尻まで切り取り、のり面に面を合わせて栗石を充てんする工法も実施される。また、高い切土の崩壊では土留め構造物とのり勾配の修正の併用が採られる。

擁壁設置のための掘削は勾配 $1:0.3 \sim 1:0.5$ で行われるが、のり面は一時的にせよ安定する。そのため仮設の土留めは行わないが、泥岩の性状によっては安全管理の観点から突発的な崩壊に対処するため鋼材による仮設土留め壁が必要である。また、このような場合には適当なスパン間隔で掘削と擁壁施工を交互に繰り返すことにより、掘削面の崩壊を最小限にとどめる対応策も行われる。

安定した切土斜面でものり面に何らかの被覆保護を施さなければ、のり表面では乾湿風化による細粒化とそれの降雨による流失とを繰り返し、のり面は徐々に侵食を受けて後退する。それを防止するためにはモルタル吹付け工やのり枠に栗石またはコンクリートブロックを張り詰めた間詰め工が最も効果的であり、多くの施工例がある。一方、景観保全、緑化の観点から植生によるのり保護も行われているが、在来の植生によるものは見当たらず、混合種の吹付け工が施工されている。しかし、のり勾配 $1:1.5$ よりも緩い勾配ののり面は別として、のり面が硬質であるため在来の植生といえども根系の発達が困難であり、また種子吹付け工では発芽しても生育が十分でなく、植生のみによる成功例は少ない。このことから最近ではのり枠に客土をして種子を吹き付ける工法が施工されている。この場合でも客土が欠落するなどの問題があり、保護機能を維持するためには客土の補てんや追肥などの維持管理が前提となろう。なお、のり面保護に当たっては表流水と砂層からのゆう水の処理が前提となることはいうまでもない。

6. おわりに

島尻層泥岩の切土ではクラック、小断層、薄い細粒砂層の存在に注意を向けることを強調したが、これを調査段階で把握することは容易でなく、切ってみなければ分からないというのが現状である。しかし、施工段階ではこれらの弱面は逐次のり面に出現することから、クラックの発達状況、小断層や砂層の向きと傾斜角、地下水の浸出状況を観察することにより、崩壊の恐れのある場合にはのり勾配の修正など当初設計を再検討でき、またそれらの挙動から応急処置やその後にとるべき対策に備えることも可能となる。一方、高い切土の施工では切土とのり面保護工とが併行して進められたため、のり面の挙動を観察することが困難な

ことがある。したがって、高い切土を安全に施工するためには、一歩進めて現場計測に基づいた施工管理が必要となる。

最後に、資料の一部を提供していただいた沖縄県土地開発公社桂辰哉部長に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 上原方成・大成博文：沖縄・島尻層構成土の化学特性と地すべり・崩壊について，第30回土木学会年次学術講演会，第3部，pp. 398-399, 1975.
- 2) 新城俊也・小宮康明：乾湿繰返しによる島尻層泥岩のコンシステンシー変化，第12回土質工学研究発表会講演集，pp. 109-112, 1977.
- 3) 新城俊也：島尻層泥岩のせん断特性，琉球大学農学部学術報告，Vol. 23, pp. 237-254, 1976.
- 4) 新城俊也・小宮康明：乾湿繰返しによる島尻層泥岩の強度低下，第12回土質工学研究発表会講演集，pp. 1065-1068, 1977.

- 5) Skempton, A.W.: First-Time Slides in Overconsolidated Clay, *Geotechnique*, Vol. 20, pp. 320-324, 1970.
- 6) Skempton, A.W.: Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol. 3, pp. 261-270, 1977.
- 7) 藤川武信：西南地域における堆積粘土の理工学的性質と斜面の安定性に関する研究，藤川武信教授定年退官記念事業会，pp. 78-84, 1981.
- 8) 仲野良紀：軟岩をめぐる諸問題—泥岩の力学特性—，土と基礎，Vol. 28, No. 7, pp. 1-8, 1980.
- 9) Morgenstern, N.R. and K.D. Eigenbrod: Classification of Argillaceous Soils and Rocks, *Proc. of ASCE*, Vol. 100, No. GT 10, pp. 1137-1156, 1974.
- 10) 松倉公憲・谷津栄寿：頁岩および凝灰岩のスレーキングについて(II)，第15回土質工学研究発表会講演集，pp. 1397-1400, 1980.
- 11) 上原方成：コーラルリーフロック，土と基礎，Vol. 30, No. 5, pp. 82-84, 1982.

(原稿受理 1982.8.16)

書籍紹介

Developments in Soil Science 5B

「Soil Chemistry

B. Physico-chemical models」

editor-G.H. Bolt

本書は Bolt 他が書いた「Soil chemistry B」である。副題は「Physico-chemical models」である。これは改訂された第二版で，初版本は1979年に出版された Elsevier の土壌科学シリーズの1冊である。土壌化学の研究の目的の一つは土壌の肥沃度を解明することにある。この意味で言えば土壌化学は肥沃度に関する学問といってもよいだろう。ところが土壌は非常に複雑な複合体であり，それは場所と環境により違って来るばかりでなく，時間によってもたえず変化する物質である。したがって土壌の肥沃度を把握するのは大変困難な仕事である。土壌化学の重要な分野に物理化学の方法を用いて土壌を研究していく方法がある。言いかえれば土壌中の物質の保持，移動およびこれらの植物に対する有効性等について調べ，物理化学の方法論を用いて研究していく方法である。近年，土壌の物理化学の理論と研究方法が大きく発展した。そして将来もっと発展していくだろうと予想されている。本書は物理化学の方法を用いて多孔性媒質である土壌中の溶質移動とイオン交換を論じた良書である。

土壌を不均一，非静止的な体系としてとらえ，エネルギーとポテンシャルの理論を利用して土壌中の物質の蓄積と

輸送を研究するには土壌をモデル化しなければならないが，仮定と近似の限界を考えながら数多くの図表や公式やパラメータ等を利用して実験からの土壌モデルをうまく説明したのは本書の主な特徴である。また，参考文献をもたくさん列挙し，新しい研究の情報と成果を詳しく紹介している。本書は「A: Basic element」と対応しているが，その内容は完結的である。

本書の主要な内容は次のとおりである。第一，二章は拡散電気二重層と陽イオン交換の熱力学の基礎理論，第三，四章は拡散電気二重層と陽イオン交換のモデル的取扱い，第五，六章は多数の論文から土壌陽イオン交換の研究の紹介と重金属化合物吸着を含む粘土吸着における研究の最新情報の紹介，第七章は陰イオンの反発作用，第八章はりん酸塩の土壌中での保持，第九，十章は電解質の土壌中での移動であり，吸着の原理と交換 Chromatography，コンピュータのシミュレーションと実験結果を含み，第十一章は伝達現象に関する土壌電気化学，第十二章は平衡状態と力による粘土鉱物の変化，第十三章は無機可変電荷寄主のイオン吸着についてで，これは改訂後，新たに付け加えられた。

本書は主として土壌科学者のために書かれたものであるが内容の範囲がかなり広く，植物生理，環境保全，土質工学等の分野の土の科学技術者に対しても不可欠な書物であると思われる。

(張 玉龍)

B 5 判 538ページ

発行所 Elsevier Scientific Publishing Company