

土質材料としての泥質堆積岩の
力学特性に関する研究

昭和 55 年 4 月

新 城 俊 也

土質材料としての泥質堆積岩の
力学特性に関する研究

昭和 55 年 4 月

新 城 俊 也

目 次

第1章	緒 論	1
1.1	概 説	1
1.2	半固結ないし弱固結状態にある泥質堆積岩の土質工学的問題点と研究の現状	2
1.2.1	泥質岩の定義	2
1.2.2	泥質岩の力学挙動に及ぼす地質履歴の影響	3
1.2.3	泥質岩の問題点と従来の研究	5
1.3	本研究の目的と概要	9
	参考文献	11
第2章	泥質堆積岩の一般的な力学的性質	14
2.1	概 説	14
2.2	泥質岩の一般的な物理的, 力学的性質	15
2.2.1	物理的性質	15
2.2.2	化学的性質	19
2.2.3	力学的性質	19
(1)	圧密特性	19
(2)	一軸圧縮強度	22
(3)	スレーキングと吸水膨張	23
(4)	水浸に伴う強度低下	26
(5)	繰返しによる強度低下	28
(6)	せん断特性 (UU試験)	30
(7)	変形係数	34
(8)	スレーキング特性	35
2.2.4	む す び	36
2.3	泥質岩の工学的分類	37
2.4	N値からみた島尻層泥岩の地盤特性	40
2.5	結 語	42
	参考文献	44

第3章	泥質堆積岩（島尻層泥岩）の強度特性	46
3.1	概説	46
3.2	せん断挙動に及ぼす地質履歴の影響	46
3.3	実験装置と実験方法の概要	48
3.3.1	実験装置	48
3.3.2	実験方法	50
3.3.3	バックプレッシャー U_b の選定	51
3.3.4	三軸試験における破壊後の断面とメンブレン補正	53
3.4	泥質岩のせん断特性	54
3.4.1	序	54
3.4.2	試料と実験方法	54
3.4.3	実験結果と考察	56
(1)	応力とひずみの関係及び間隙水圧、体積変化とひずみの関係	56
(2)	強度と有効応力の関係	59
(3)	間隙水圧の挙動における特性	61
(4)	残留強度	63
(5)	圧密圧力と非排水強度の関係	65
(6)	地盤内初応力の推定	67
(7)	圧縮強度と変形係数の関係	69
3.4.4	むすび	70
3.5	泥質岩地盤における基礎の支持力推定	71
3.6	強度異方性	74
3.6.1	序	74
3.6.2	間隙水圧の挙動からみたランダムな軸方向にある供試体のせん断特性	75
3.6.3	試料及び実験方法	78
3.6.4	実験結果と考察	79
(1)	応力～ひずみ関係および間隙水圧～ひずみ関係	79
(2)	強度異方性	81
(3)	間隙水圧の挙動の異方性	82
(4)	強度～有効応力関係	83
(5)	圧縮強度と変形係数の関係	85
3.6.5	むすび	86
3.7	結語	86

参考文献	87
第4章 泥質堆積岩の異方弾性変形挙動	90
4.1 概説	90
4.2 異方弾性体の応力～ひずみ関係ならびに弾性的挙動の特性	90
4.2.1 異方弾性地盤の応力～ひずみ関係	90
4.2.2 軸対称三軸圧縮試験への適用	92
4.2.3 弾性変形挙動の特性	93
4.2.4 弱固結状態にある泥質岩の弾性変形特性	97
4.3 間隙水圧挙動からみた異方弾性挙動(非排水せん断試験における弾性挙動)	101
4.3.1 間隙圧係数	101
4.3.2 非排水圧縮によるヤング率	104
4.3.3 異方弾性パラメータの決定	106
4.3.4 他の有効応力径路表示について	107
4.4 排水せん断試験における弾性挙動	109
4.4.1 排水三軸圧縮試験によるヤング率	109
4.4.2 排水せん断試験における弾性定数	109
4.4.3 ひずみ径路	111
4.4.4 塑性降伏関数への適用	112
4.5 弾性沈下量推定への適用	114
4.5.1 半無限異方弾性地盤の弾性沈下	114
4.5.2 従来の多次元圧縮沈下と異方性の適用	116
4.5.3 異方弾性理論による厳密解と近似式による沈下量の比較	118
4.6 結語	119
参考文献	121
第5章 乾湿作用による泥質岩の物性と強度の変化	123
5.1 概説	123
5.2 強度低下の概念	123
5.3 実験方法	124
5.4 実験結果と考察	127
5.4.1 乾湿における乾燥度合が強度低下とコンシステンシーに及ぼす影響	127
5.4.2 乾湿繰返しによるコンシステンシー変化	130

5.4.3	乾湿繰返しによる強度低下	133
(1)	スレーキング特性	133
(2)	乾湿繰返しによる強度低下	135
(3)	せん断特性に及ぼす乾湿繰返しの影響	137
5.5	結 語	142
	参考文献	143
第6章	島尻層泥岩地帯における斜面安定	144
6.1	概 説	144
6.2	地すべりの形態と斜面安定解析	144
6.2.1	粘土斜面における崩壊・地すべりの形態	144
6.2.2	斜面安定解析の方法	146
6.3	島尻層泥岩の地質背景	147
6.3.1	島尻層の地質	147
6.3.2	地盤特性	151
6.4	与那原層泥岩における斜面安定	152
6.4.1	序	152
6.4.2	未風化泥岩層切土のり面における侵食と崩壊	152
6.4.3	風化泥岩層斜面のすべり・崩壊	153
(1)	泥流状表層すべり	153
(2)	地すべり・崩壊	154
6.4.4	む す び	156
6.5	新里粘土の力学特性	156
6.5.1	序	156
6.5.2	地盤特性と物理的性質	157
(1)	地盤特性	157
(2)	物理的性質	158
6.5.3	力学特性	159
(1)	圧密特性	159
(2)	せん断特性	161
(3)	斜面安定解析への強度定数の適用	164
6.5.4	む す び	165
6.6	結 語	166

参考文献	166
第7章 泥質岩に由来する土質材料の締固め特性	168
7.1 概説	168
7.2 締固め特性に及ぼす含水比と締固め仕事量の影響	169
7.2.1 試料及び実験方法	169
(1) 試料	169
(2) 実験方法	170
7.2.2 実験結果及び考察	171
(1) 締固め曲線	171
(2) 締固め仕事量の増加に伴う密度増加	172
(3) CBR特性	174
(4) 乾燥密度と締固め含水比図上での泥岩土の性状	174
7.3 自然含水比状態における締固め特性	176
7.3.1 試料及び実験方法	176
7.3.2 実験結果及び考察	177
(1) 締固め仕事量の影響	177
(2) 粒度の影響	178
(3) CBR特性	178
(4) 締固め乾燥密度と水浸CBRの関係	180
7.4 結語	181
参考文献	183
第8章 締固めた泥質れき状土のせん断特性	184
8.1 概説	184
8.2 実験方法	185
8.2.1 試料	185
8.2.2 実験方法	185
(1) 一定拘束圧力作用下での非排水せん断試験	186
(2) 非圧密非排水せん断試験（UU試験）	187
(3) 圧密非排水せん断試験（CU試験）	187

8.3	実験結果及び考察	188
8.3.1	締固めた泥岩土の強度と水浸による強度変化	188
(1)	応力～ひずみ関係	188
(2)	強度特性	191
(3)	含水比～乾燥密度～強度関係	193
8.3.2	非圧密非排水せん断試験（UU試験）	194
8.3.3	圧密非排水せん断試験（CU試験）	196
8.4	結 語	203
	参考文献	204
第9章	結 論	206

第 1 章 緒 論

1.1 概 説

粘土粒子あるいはシルト粒子からなる細粒子で構成された堆積岩は土木工学上、対象とされる地殻の大半を占めるといわれ、土質工学ならびに岩盤工学の研究分野における重要な地盤材料である。我が国におけるこの種の泥質岩は、主として第三紀から洪積世にかけて堆積した、海成、湖成または河成の粘土層あるいはシルト層にあって、堆積後の地質履歴を受けて半固結あるいは弱固結状態にあり、一般に泥岩、粘土岩、シルト岩あるいは硬質粘土として知られている。この堆積層は、地域的に露出しているのみならず沖積層の基盤を構成している場合が多く、全国的に広く分布しているものである。

従来よりこの地層は土木工事の対象として不安定なものが多く、切取り、トンネル開削などの工事に際し崩壊を生ずる場合が多く、また周知のように地すべり多発地帯でもあるが、反面通常の構造物の良好な支持層とされる場合も多い。他方、建設途上にある青函トンネルや一部着工した本州四国連絡橋の建設に見られるように、近年土木構造物は巨大化、重量化の傾向にある。また、大都市への人口集中の激化に伴う都市の外方への発展につれ丘陵・山麓地帯での開発が進み、土地造成に伴う大規模な切土・盛土工事が著しく増加しつつある。しかもこれらの建設工事は、第三紀層から洪積層までの半～弱固結泥質岩地盤を対象とする場合が急増している。

このような背景のもとに、従来にもまして土質工学と岩盤工学の両面からこの種の泥質堆積岩に関する研究が強く要請されているが、この分野の本格的な調査・研究が行なわれたのはここ10数年來のことで歴史も浅く、設計・施工上様々な問題が指摘されているにもかかわらず、研究成果の集積に乏しい。従って、実際問題に関連する工学上の特性の把握と設計・施工の指針となりうる基礎的データの集積は急務である。

ところで、泥質堆積岩は通常の土に比較して地質学的尺度の長い時間を経て岩石になる過程にあって、その性質は構成粒子の母岩の種類、堆積過程の環境および堆積後の地質履歴に支配され、地域によって著しく異なる地盤材料である。すなわち、この種の堆積岩は土質材料と岩質材料の間にあって、工学的には軟岩に分類されているが、その性質を支配する固結状態の程度は同一地質時代のもので地域ごとに異なり、過圧密粘土に近いものから硬岩のように十分石化した状態まで多様な形態にあり、それに対応して幅広い範囲にわたる力学的挙動を示す。この軟岩領域の力学的性質を明らかにすることは、土質力学の領域と岩盤力学の領域との間にあるギャップを段階的にでも埋め合せ、土、軟岩、硬岩を連続した一線上にある地盤材料として相互に関連づけて体系化するための重要な研究課題といえる。しかし現時点においては、固結度に応じて土質力学的手法あるいは岩盤力学的手法を適応することによって個別にその力学的性質を明らかにしている状態で、個々の泥質岩の力学的性質や挙動を比較して一般的な性質を明らかにするために必要な試験法さえ模索中であり、軟岩領域の多くの力学的性質を早急に解明することは至難のことに思える。とはいえ、設計・施工上の問題が指摘されている泥質岩に注目すると、それらは作用する外力または外的環境変化によって容易に軟弱化あるいは土砂化する弱～半固結泥質岩が主体である。このような泥質岩に限定した場合、

多くは類似の性質をもち、すでに多くの研究成果の集積によって確立されている土質力学的研究手法を援用すれば、その力学的性質の多くを解明でき、しかも土質材料との関連性も明確になると考えられる。従って、特定の地域の泥質岩の力学的性質を詳細に調査・研究することは、多くの泥質岩を対象とする一般的な設計・施工の指針となる有力な資料を提供できる一端を担い得るものである。

1.2 半固結ないし弱固結状態にある泥質堆積岩の土質工学的問題点と研究の現状

泥質堆積岩の工学的性質と力学挙動に関する研究は従来主に斜面安定に注目したものであるが、最近の土木構造物の大規模・重量化に伴い支持層としての強度・変形問題や深い掘削の変形挙動についても注目されるようになってきている。さらに今後、泥質岩地盤を対象とした土木構造物は多様化するものと考えられる。従って、土木工事の目的によって多種多様の工学的性質と力学挙動に対応することになり、そこから指摘される泥質岩における問題点も多岐にわたることとなり、予想される問題を含めすべての問題を整理することは容易なことではない。そこで本節においては、工学的性質から見た現時点での泥質岩の定義を示し、また泥質岩は自然の物産であることからその工学的性質と力学挙動への地質履歴の影響は重要であり、これまで明らかにされた泥質岩の力学挙動に影響をおよぼす地質履歴に関するモデルを概観する。さらに、地質履歴の影響を考慮しながら、面的ではあるが、研究の現状を支持層としての強度・変形に関する研究、斜面安定に関する研究、ならびに盛土材料への利用についての研究に大別して、それらの一部を概説して研究の対象となる泥質岩の問題点を指摘する。

1.2.1 泥質岩の定義

泥岩は砕せつ性堆積岩の一種で、細粒の粘土およびシルトなどが固結してできたものであり、粒径によって粘土岩およびシルト岩に分類される。泥岩がさらに固まり、層理面に平行なこまかい葉理を有し、薄くはげやすい性質を持つに至ったものが頁岩である。この定義は我が国の土質工学関係著書¹⁾によるものであるが、外国では粘土岩、シルト岩などすべての泥質堆積岩に対し頁岩(shale)という用語を使用する 경우가多く、工学的意味での記述用語は標準化されるに至っていない²⁾。この種の泥質岩は第三紀の中新世～鮮新世、また一部第四紀の洪積世に堆積して、多くは固結ないし軟岩化しているものが多いが、London clay, Lias clayなどで知られているように、古第三紀や中生代の古い地層にも硬い粘土がある。このように泥質岩は著しく過圧密された粘土と見なせるものから十分固結した頁岩にまたがっているため、固結の程度が工学上重要であるとして、Mead²⁾は、この固結度合に応じて頁岩を、(1)わずかなセメンテーションを持つよく締まった頁岩と、(2)著しいセメンテーション作用を受けて固結した頁岩に分類し、それを区別するにはスレーキング試験が有効であることを示唆した。それ以後、泥質岩の工学的分類ではスレーキングを伴う泥質岩に対し「粘土質頁岩(clay shale)」という用語が使用されている。

この「粘土質頁岩」の定義については第7回国際土質基礎工学会議の特別部会(No.10.「粘土質頁岩の工学的性質と挙動」³⁾)で論議されている。その際の討議者らによる定義を列举すると、
(1) イライトやモンモリロナイトに富み、著しく過圧密された未こう結基岩で、風化によって容易に粘土に変化する。

- ② 過圧密度合の大きいことが共通した特徴で、こう結作用を受けていない粘土は過圧密粘土、わずかにこう結作用を受けた状態のものが粘土質頁岩、こう結作用を強く受けたものが頁岩である。
- ③ 著しく過圧密された粘土で、こう結作用をわずかに受けている。しかも拘束圧力除去の際自由水が供給されると、粘土に変化する。
- ④ 頁岩本来の石化作用を受けたものでなければならないが、過圧密粘土と考えるべきである。しかも化学的風化の最終産物でなく、吸水膨張と並行して現在化学的風化過程にある地盤材料と見なすべきである。
- ⑤ 土質力学と岩盤力学の境界領域にある未熟成頁岩であるとして、断層、節理、弱面などの地質構造をもつが、基本的にはある程度の剝離性と成層をなす堆積物で、土質力学的概念としては硬い粘土として挙動する著しく超過圧密された (very heavily overconsolidated) ものである。
- ⑥ 粘土質頁岩の定義に共通していることは著しい過圧密の特性だけである。セメンテーションの度合は、それ自体を決定する簡単な試験が存在しないので、定義に利用することは困難である。

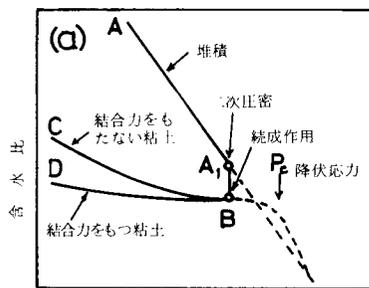
以上のことから、工学上問題となる粘土質頁岩は著しく過圧密され、続成作用としてのセメンテーションを受けて弱～半固結状態にあるが、この結合力は不安定で風化作用によって容易に粘土化する地盤材料、と定義できる。

このような泥質岩を、室内における物理、力学試験結果と原位置地盤で工学上問題となる現象を関連づけて²⁾、一方耐水性の見地から吸水による強度低下、スレーキング量およびそれらの速さにもとづいて⁴⁾、工学的立場から分類する方法が提案されている。

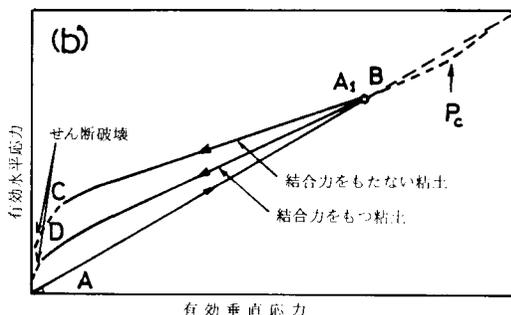
1.2.2 泥質岩の力学挙動におよぼす地質履歴の影響

泥質岩の力学挙動は地質履歴に影響される。Bjerrumは⁵⁾、白亜紀あるいは第三紀の海成堆積層である過圧密されたプラスチックな粘土および粘土質頁岩を対象に、その力学挙動に及ぼす地質履歴の影響をモデル化するとともに、このような地層における斜面の進行性破壊と関連させて、風化の影響について次のように説明している。

堆積開始から現在深い掘削やトンネル開削時に見られる新鮮な粘土質頁岩に至るまでの過程について、地質履歴の力学挙動に及ぼす影響を図-1.1 (a), (b)でモデル化して示した。図(a)は有効上載圧力と含水比の関係を示したもので、図中の曲線AA₁は堆積過程を示し、粘土層は上載荷重の増加に伴って圧密され、A₁点で最大圧密圧力に達する。その後同じ圧密圧力のもとで、多くの粘土は二次圧密を伴ってB点で平衡するまで含水比を減ずる。短期間に上載荷重が除去されると、粘土は大きな膨張を生じ、含水比を増し、図中の曲線BCで平衡する通常の過圧密



有効垂直応力 (対数)



有効垂直応力

図-1.1 泥質岩の地質履歴 (Bjerrumによる)

粘土となる。しかし、実際には地質学的尺度の長時間にわたって数百 m から数千 m もの層厚に相当する上載荷重を受けていることから、この間に上載圧力、時間およびその他の要因の影響を受けて、土粒子に物理的ならびに化学的な変質作用が生ずる。この過程は続成作用といわれ、粒子間の接触面での過大な応力によって分子結合を生成する結晶作用と、間隙水に溶解している鉱物成分が間隙内に沈殿して粒子を相互に結合させるよう結作用とが含まれる。両作用によって生じた結合力を続成作用による結合力と呼ぶことにすると、この結合力の強さは圧密圧力、粘土鉱物、間隙流体、温度などに支配され、粘土ごとに異なるが、強度とぜい性をもたらす、さらに結合力が強力になると、軟岩化した粘土質頁岩は変形に対しても抵抗性を増し、図中の点 B よりも大きな付加応力を作用させても変形はわずかで、含水比と圧密圧力の関係は処女圧密曲線と交差し、圧密降伏を生ずるには先行土かぶり圧力より大きな圧力を必要とする。従って、圧密試験では先行圧密圧力を決定できないことになる。一方、侵食を受けて上載荷重が除去されると、結合力の作用によって膨張が拘束されるから、応力除去に伴う回復ひずみは通常の過圧密粘土に比べて著しく小さなものとなる。しかし、除荷度合が大きい地表面近くにおいては結合力のいくらかが破壊されて、含水比は増加するが現実の泥質岩では含水比が未だ平衡に達していないほど緩慢で、結合力の破壊は時間依存性である。図中の曲線 B D は除荷過程での平衡含水比と有効上載圧力の関係を示したものである。図(b)は図(a)と対応させて地盤内での鉛直有効応力と水平有効応力の関係を示したものである。この図での曲線 A B は堆積過程での両者の応力関係を図(a)の A A₁B に対応させるものである。水平地盤では上載荷重が除去されると、鉛直方向への自由な膨張ひずみのため鉛直方向の応力は解放されるが、水平方向への膨張ひずみは拘束されるため、水平方向応力の解放はわずかである。しかも、通常の過圧密粘土では回復ひずみが大きく、一方粘土質頁岩では結合力が回復ひずみを拘束するため、水平方向の応力は粘土質頁岩よりも過圧密粘土において大きく発生することになる。除荷に伴う鉛直応力と水平応力の関係は過圧密粘土に対し図中の曲線 B C で、また粘土質頁岩に対しては曲線 B D で示される。地表面近くなると水平と鉛直の応力差が著しく大きくなり、せん断破壊が生ずる。

さらに、気候要因だけでなく、それに関係しない物理的変化をもたらす要因も含めた物理的風化作用の影響を考慮している。この風化作用の機能は、結合力を破壊することにより粘土質頁岩の骨格構造を攪乱することにある。すなわち、地質履歴によって形成された骨格構造を維持している結合力が物理的風化作用のもので徐々に破壊されると、拘束されていた回復ひずみは徐々に解放され、その解放される速さに応じて粘土質頁岩は膨張を生じ、含水比増加と強度低下がもたらされる。そのとき水平方向の変位は拘束されるので、水平方向応力が発生することになる。この風化の影響は深さによって異なり、結合力の破壊程度に応じて風化領域を形成する。表層部は、凍結融解、温度変化、乾湿繰返しなどの気候条件による物理的風化作用を受けて、結合力が完全に破壊された領域となり、化学的風化作用もかなり進行している。この下層は、凍結融解、ならびに地下水面の季節的変動による周期的な間隙水圧の変化、すなわち周期的な有効応力の変動が結合力を破壊する領域で、一般にクラックが発達している。このクラックは自由水を循環させ、クラック面からスレーキングを増長させる。従って、クラックによって分離されたブロックは含水比大で、軟化している。この領域までは主に気候条件による物理的風化作用を受けるが、さらにその下に地表面近くに作用する風化要因の影響を受けず、緩慢な速度で膨張を生ずる領域が存在する。堆積層には種々の粘土

鉱物が含まれているので、粘土鉱物の種類によって局所局所で粘土鉱物の膨潤量が異なるため、不均一な膨張ひずみが生ずる。従って、この領域においてはこの不均一なひずみが隣接する部分の体積を乱し、次々と結合力を破壊する。この領域の厚さは、水平地盤ではわずかであるが、斜面の下部では内部の水平応力が増大し、それに伴って領域も拡大して進行性破壊の原因になるとしている。

以上は斜面における進行性破壊機構を説明するために用意された地質履歴の影響であるが、進行性破壊機構はさておき、図-1.1から泥質岩の主な特性として次のことが推察される。

- ① 降伏荷重以下の領域では通常の過圧密粘土に比較して強度は大で、かつ変形は小である。
- ② 地盤内応力状態から静止土圧係数は $K_0 > 1$ の状態にあり、異方性の傾向が強い。
- ③ 応力解放に伴い吸水膨張を生じ、強度が低下する。
- ④ 乾湿作用を受けるとスレーキング現象によって粘土化する。
- ⑤ 含まれる粘土鉱物の種類によって不均一な膨潤を生じ、せん断破壊の原因となる。
- ⑥ 結合力は不安定で、風化作用で容易に破壊される。従って、人為的攪乱でも容易に軟弱化する。

これらの特性と先の粘土質頁岩の定義に示した特性を考慮すると、共通して強調できることは、結合力の不安定であり、この結合力破壊の要因は、大別すると、外的応力レベルの大きさ、物理的風化作用、人為的攪乱などである。

1.2.3 泥質岩の問題点と従来の研究

土質材料からなる地盤では乱さない試料は地盤と共通の力学的性質をもつと考えられ、一方堅固な岩石から成る岩盤では節理、断層などの地質分離面が岩盤の力学挙動を支配するとされ、岩盤と岩石試料との性質は非常に異なったものと考えられている。ところで、軟岩の場合はどうかというと、各地の軟岩を対象として行われた岩石と岩盤の比較研究により、岩石そのものの力学特性が岩盤の力学挙動に大きく反映することが明らかにされてきており、特に泥質岩では岩石の室内実験結果と実際の地盤の挙動との相関はかなり高いと考えられる。従って、乱さない泥質岩を用いた室内実験による研究の必要性は、地盤特性を把握する観点からかなり高いものである。その際、硬岩に比較して泥質岩は著しく多孔質であることから、飽和状態であればその力学挙動はTerzaghiの有効応力概念で記述できることが明らかにされている^{7,8)}。

さて、近年土木構造物の多様化に伴い、同一地層に限定した場合でも目的に応じて種々の工学的性質を把握することが要求される。これらの目的を先に述べた泥質岩の結合力破壊要因と対応させて大別すると、外的応力レベルの大きさは支持力問題と、物理的風化作用は軟弱化や斜面安定問題と、また人為的攪乱は盛土材料の可否と関係づけられる。もちろん、これらは相互に関連し合うものであるが、便宜的にこの3つに分けて泥質岩に関する従来の研究を概観する。

i) 支持力問題との関連

従来、半固結状態にある泥質岩地盤は通常の構造物に対し良好な支持地盤とする場合が多かったが、構造物の巨大化に伴い泥質岩の強度・変形に関する研究の重要性が注目されている。従って、強度・変形特性の把握が研究の主目的となる。

周知のように支持力問題では、破壊に関する検討と変形に関する検討が行われている。著しく過圧密された粘土や泥質岩の応力～ひずみ関係は、初期のひずみにおける直線関係から次第に離れ、ひずみ硬化によって最大強度に達し、それ以降ひずみの増大とともに応力は減少して最終的に応力

がほぼ一定となる残留強度に至る、典型的なひずみ硬化－軟化型であることが多くの地域の供試体について明らかにされている。この強度・変形特性には弾性変形、塑性変形、破壊強度、残留強度等に関する問題が含まれ、しかもこの応力～ひずみ関係は拘束圧力、ひずみ速度、異方性、粒子間結合力、その他に影響される。

強く結合力を受けた軟岩でも、その応力～ひずみ関係は、拘束圧力が增大するとともに、ひずみ硬化－軟化型からひずみ硬化－塑性変形型に変化する⁸⁾。また、通常の土に作用させる応力よりも大きな拘束圧力にわたる実験結果によると、最大強度時の破壊包絡線は非線形関係に、一方残留強度時の包絡線は線形関係にあることが認められている^{7,8)}。

持続荷重下で変形が徐々に進行するクリープ現象は多くの地盤材料に認められるが、泥質岩においても持続荷重による変形の増大と、その持続時間の増加による強度低下が著しいことが知られている⁹⁾。地盤材料はせん断に伴いダイレイタンスーを示すのが特徴である。ひび割れ硬質粘土では正のダイレイタンスーに伴ってせん断領域の含水比が増加することが強度低下の原因であるとし、一方硬岩の場合、Bieniawski¹¹⁾の破壊機構で知られる initiation of unstable deformation に相当する応力レベルがクリープ破壊荷重に等しく、この応力レベルは、岩石の体積が圧縮傾向から膨張傾向に移行する点、また間隙水圧が増加から減少傾向に移行する点であることが三軸圧縮試験で確かめられている¹²⁾。軟岩の場合でも、この変形に関する特異点の応力レベルが長期強度を支配するとし、さらにクリープ破壊応力と残留強度時の応力状態との関係が注目されている¹³⁾。

泥質岩は、堆積過程で上載荷重の影響を受けて粒子配向が生じ、成層を形成する 경우가多く、強度・変形は異方性の傾向にある。著しく過圧密された粘土や泥質岩では、その地盤内応力は静止土圧係数 $K_0 > 1$ なる状態にあって、地盤に鉛直な方向の供試体よりも水平な方向の供試体の非排水強度が大きいことが知られている¹⁾。このような地盤での静止土圧に関する詳細な研究^{7,14)}によると、地表面に近づくにつれて静止土圧係数 K_0 の値は増大して受動土圧係数の値に接近するとともに、地表面近くの水平方向応力は最大受動土圧の状態になるとしている。また、この K_0 の値は掘削に伴う地盤の変形挙動に対し重要であるとして、等方線形弾性理論を適用した有限要素解析で掘削による斜面のせん断応力・変形分布に及ぼす K_0 の影響が調べられている¹⁵⁾。さらに、 $K_0 > 1$ なる状態にある地盤の水平応力を原位で測定する機器の開発も進められている¹⁶⁾。

吉中ら^{17,18,19)} London clay のような著しく過圧密された粘土から粒子間結合力を強く受けた泥質岩までの力学挙動を比較し、その圧縮(圧密)特性から密度に規制される泥質岩と、粒子間結合力の影響の強い泥質岩に区分している。それぞれの特性として、密度に規制される泥質岩では、圧縮性は通常の粘土の圧縮性に類似し、応力～ひずみ関係は高い拘束圧力領域にわたってひずみ硬化－軟化型で、高密度化に伴い強度は増大すること、一方結合力の強い泥質岩では、圧縮性は降伏応力以下で小さく、それ以上では著しく大きくなり、応力～ひずみ関係はひずみ硬化－軟化型からひずみ硬化－塑性変形型に移行し、骨格構造の破壊により除荷後の強度は著しく減少することを挙げている。

以上のように、泥質岩の強度・変形特性は複雑で、支持力問題に限定した場合でも破壊と変形の双方の検討を必要とするにもかかわらず、設計に最小限必要な強度定数 c 、 ϕ や弾性体と仮定したときの沈下推定に必要な弾性パラメータ ν 、 E の値を用いるべきか明確にされていないように思われる。そのためには、破壊と変形の双方を統合して検討するための軟岩の破壊まで含めた力学挙動

を記述できる構成関係を求める必要がある。これまで概観したように、軟岩の力学挙動を現象論的に見ると、定性的には何ら土質材料の力学挙動と変らず、それらの差異は外作用力としての応力レベルの大小であるという立場から、軟岩をひずみ硬化-軟化の弾塑性体でかつダイレイタンシー挙動と時間依存性を有する材料と考え、実験結果にもとづく力学挙動を記述でき、しかも軟岩を対象とする構造物の強度・変形問題に適用できる、より一般性をもつ構成式の確立を目的とした一連の研究が行われている^{8,13,20)}。この研究において、設計上の実際問題として、弾性定数の決定法、あるいはクリープ破壊の応力状態の下限がほぼ残留強度線に近い実験事実から、長期安定解析には残留強度に対する強度定数を用いるべきことについて示唆している²¹⁾。しかし、これらの構成関係は等方性材料を対象としたもので、異方性を考慮するに至っていない。異方性を考慮した構成関係は弾性領域に限定され、地盤を直交異方弾性体と見なしてその変形挙動を記述する異方弾性パラメータを三軸圧縮試験で決定する方法²²⁾、あるいは構造物と地盤の相互作用としての半無限異方弾性地盤の弾性沈下に及ぼす弾性パラメータの影響に関する研究²³⁾がある。

II) 軟弱化と斜面安定

支持層としての泥質岩の力学挙動が近年注目されるようになったのに対し、泥質岩層の自然斜面および掘削に伴う切取斜面では多くの崩壊・すべりが生じ、従来から多くの研究が行われている。この崩壊・すべりの現象は、泥質岩が外力付与や外的環境変化の影響を受けて、その結合力が破壊されたため、強度を著しく減じ軟弱化したことによるものと考えられている。軟弱化の要因として地殻変動による破碎帯などの地質構造上の欠陥、風化作用、応力解放に伴う吸水膨張などが考えられるが、ここでは泥質岩の吸水膨張あるいはスレーキングによる軟弱化の機構、続いて泥質岩の範ちゅうに入るが、従来から土質力学の分野の研究対象とされている硬質ひび割れ粘土を例として、軟弱化と関連ある斜面の進行性破壊機構と長期安定について概観する。

① 吸水膨張による軟弱化

粘土鉱物を含む岩石は多かれ少なかれ吸水して膨張する性質がある。膨張には粘土鉱物自体の層格子間に吸水してふくれる膨潤と他の原因による膨張があるが、両者は重なり合って生ずる場合が少なくない。膨潤する粘土鉱物としてモンモリロナイトや膨潤性クロライトが知られている。このような全体としての膨張が著しいと、内部応力により泥質岩は崩壊する。

村山ら²⁴⁾は、応力解放に伴う泥岩の吸水膨張による崩壊は堆積過程で形成された異方性に起因する異方性膨張によって生ずるせん断ひずみがせん断応力を発生させること、不均一性による内部の部分的な吸水膨張量の違いがせん断応力を発生させることを実験的に確めている。一方、多量の膨潤性粘土鉱物を含む泥質岩でも、それが地表面近くにあつて飽和状態にあれば、採取して水中に放置してもほとんど膨張して破壊することはない。仲野²⁵⁾によると、膨張発生には乾燥や温度低下などによる岩石中に含まれる水の化学的ポテンシャルの低下および土木工事に伴う外的応力付与による骨格構造の乱れを必要とし、それらの作用によって続成過程で間隙水と粘土粒子の相互作用により形成された粘土粒子表面の不活性膜が破壊されることにもとづいて崩壊するとしている。

このように、結合力の不安定さが泥質岩の工学的特質であり、特に乾湿の繰返しによるスレーキング現象を伴う軟弱化は切取斜面の保護あるいは盛土材料への利用上考慮されるべき特性である。

② 硬質ひび割れ粘土斜面における進行性破壊と長期安定

Terzaghi²⁶⁾は、斜面安定の検討に際し、自然粘土を(a)分離面のない軟粘土 (soft, intact clay), (b)分離面のない硬質粘土 (stiff, intact clay), (c)硬質ひび割れ粘土 (stiff, fissured clay)の3つに区分し、(c)の硬質ひび割れ粘土ではピーク強度よりもかなり小さい強度で破壊が起こることに注目し、その理由として切取による応力解放のためにひび割れやクラック面が開き、その面に沿って軟弱化が徐々に周辺の粘土に広がるためと述べ、進行性破壊を示唆した。過圧密粘土の排水せん断では、ピーク強度を過ぎても膨張が生じて含水比が増すため、強度は変形とともに減少して残留値に達することに注目して、Skempton²⁷⁾は自然斜面の長期安定問題を調べ、風化の著しいひび割れ粘土斜面の破壊時につり合う強度はピーク強度よりも残留強度に近いと述べ、この原因はすべり面の形成に先立ちひび割れ部分への応力集中にもとづく進行性破壊にあることを示唆した。一方、Bjerrum⁵⁾はひび割れの存在とは別に進行性破壊の機構を図-1.1で示したように、除荷過程で土塊中に拘束されていたひずみエネルギーが風化による結合破砕に伴って放出されると、側方への応力が増大し、切取斜面の先付近での応力集中および潜在すべり面での局部せん断破壊を生じて徐々にすべり面を形成すると説明し、進行性破壊の速度は風化速度に影響されるとしている。

Skempton²⁷⁾の示唆以来多くの斜面破壊についての事例研究により、自然斜面のすべりおよび過去にすべりを経験した切取斜面の安定解析に残留強度の妥当性が認められ²⁸⁾、また実際的な目的のために一面せん断試験²⁷⁾、三軸圧縮試験²⁹⁾、リングせん断試験³⁰⁾による確かな残留強度を求める研究が行われている。

他方、過去にすべりを一度も経験していない切取斜面では、施工後数十年という長期間を経て初めてすべりが生ずる (first-time slide)遅れ破壊現象 (delayed failure)は、ひび割れ部分での応力集中により完全に軟弱化したとき発生するもので、そのときの強度は残留強度よりも大きく、繰返して正規圧密した粘土のピーク強度に近い値であるとした³¹⁾。Vangham³²⁾は、London clay層に間隙水圧計を埋設して間隙水圧を実測したところ、掘削切取後9年経過していたにもかかわらず、斜面内間隙水圧は負圧状態にあることから、遅れ破壊の原因はこの間隙水圧平衡の著しい遅れによるものとした。この事実に着目してSkempton³³⁾は、経時的な軟化現象に代るものとして有効応力による論議を行い、風化London clay斜面での遅れ破壊について次の結論に達した。① London clay斜面のfirst-time slideに関するせん断強度定数は $c' = 1 \text{ KN/m}^2$ 、 $\phi' = 20^\circ$ で、大きな寸法の供試体について測定したピーク強度よりもかなり小さい。従って、進行性破壊も一部含まれている。また、この値は完全に繰返して正規圧密した強度に等しく、しかも節理やひび割れ面の強度の下限にはほぼ等しい。② 残留強度 ($c_r' = 0$ 、 $\phi_r' = 13^\circ$)はこの値よりさらに小さく、1~2mの変位を伴ったすべり発生後に發揮される強度に対応している。③ London clay斜面のfirst-time slideは切取り掘削後、非常に長年月経過した時点で起こるのが特徴で、この遅れの根本的原因は間隙水圧の平衡速度が非常に遅い点にあり、一般には掘削後40~50年経過して平衡値に達する。

上述のような斜面安定の研究は我が国ではほとんど見あたらない。我が国における第三紀層の地すべり対策工では、不攪乱試料を用いたせん断試験のピーク強度による安定計算では安全率が過大な値になるとして、すべり断面から逆算した強度定数 c 、 ϕ を用いて安定解析を行っている。安全率を高める対策工を目的とした設計手段としてはそれでよいが、それ以前に、冒頭で述べた

Terzaghiの粘土の区別に従って、室内実験結果がそのまま使えるものと、使えないものとに区別して安定問題を検討する必要がある。

iii) 盛土材料としての泥質岩

泥質岩の結合は、これまで述べてきたように、外力としての応力変化はもちろんのこと、吸水膨張あるいは乾湿によるスレーキングに見られるように水の作用に対して著しく不安定である。従って、掘削直後の比較的強度の大きな泥質岩片を用いて盛土した場合は、透水性が大きいので吸水膨張による強度低下を生じたり、あるいはスレーキングによる細粒化を伴ったのり面の変形と破壊、盛土の圧縮沈下あるいは鉄道における噴泥現象など、盛土材料として多くの不都合が指摘されている¹⁾。

泥質岩を盛土材料として利用する立場での系統立てた研究は少なく、主にアースダムや道路の盛土に一部の材料として使用したときの施工、設計上における対処策の報告が主であるように思われる¹⁾。吸水膨張による強度低下、乾湿によるスレーキング機構についての従来の研究はすでに略述したが、これは盛土材料としての泥質岩片の力学挙動を知る上で重要である。材料選定の基準を確立するため泥質岩のスレーキング試験がMorgensternら⁴⁾、奥園³⁴⁾によって行われているが、スレーキングに及ぼす拘束圧力や吸水速さの影響、またこの影響と強度の関係は明らかでない。特に、盛土の圧縮沈下やせん断特性は泥質岩片の経時挙動、すなわち軟弱化に支配されるといわれているが、泥質岩片は転圧時にかなり破碎されるという現場報告³⁵⁾がある。しかし、破碎程度と盛土後の力学挙動の関係、またこの力学挙動に及ぼす乾湿の影響も明らかにされていない。

この種の泥質岩を使用した道路あるいは土地造成のための高盛土が増加する傾向にあることから、締固めた泥質岩の力学挙動に関する研究が必要である。

1.3 本研究の目的と概要

従来の研究を概観すると、泥質岩が工学上問題となるのは結合力の不安定さに原因しているといえる。しかも、力学挙動を支配するのは固結度の差異であり、それは地質履歴の影響を受けた地域性の強いものであって、この結合力は実験室で人工的に再現できるものではない。従って、地域ごとの泥質岩の力学挙動を集積することによって広範囲にわたる異なる固結度の泥質岩を一線上にならべ、その力学挙動を説明できる特性を把握し、それにもとづいて泥質岩を対象とする土木構造物の設計・施工の指針を確立することが可能となる。

そのために、本論文では、泥質岩のなかでも工学的意味での「岩」に対し、弱固結状態にある泥質岩として沖縄本島中南部地域の基礎地盤を構成している第三紀島尻層泥岩を試料に選び、工学上問題となる地質履歴による泥質岩の結合力を破壊する多くの要因から、外的応力レベルの大きさ、風化作用の一つである乾湿作用、ならびに掘削・転圧などの人為的攪乱を取上げることとする。そして、それぞれを実際問題としての支持力・沈下問題、軟弱化と斜面安定上の問題、ならびに盛土材料としての可否の問題に関係づけて、それらの要因作用下での弱固結状態にある泥質岩の力学挙動を実験的に究明し、力学挙動に関する基礎的データの集積を目的とするとともに、得られた成果を考察することにより、泥質岩を対象とする土木構造物の設計・施工の指針となる情報を提供しようとするものである。

本論文の内容を概説すれば次のとおりである。

第2章においては、泥質堆積岩の一般的な物理的・力学的性質を把握する。そのために、本研究の実験試料である島尻層泥岩について断片的に行った実験結果を主体として一般的性質を示し、これを既存の泥質岩の工学的分類法に適用して他の泥質岩との比較、およびその位置づけをする。その過程で実験上の問題点と土質力学的手法の適用可否についていくらか検討している。

第3章においては、未風化島尻層泥岩に対して拘束圧力60 kg/cm²までの三軸圧縮試験結果を示し、主に強度特性について考察と検討を加える。最初に、三軸圧縮試験装置の説明と実験手法上の問題について検討を行う。次に、地盤に対し鉛直方向にある供試体の圧密非排水および排水せん断結果にもとづいて、破壊時の体積変化の特性と間隙水圧の特性から強度と有効応力の関係を検討、考察し、また、最大強度後の残留応力状態についても検討している。さらに、圧密圧力と非排水強度の関係および地盤内初応力の推定を試みている。続いて、平板載荷試験と杭載荷試験結果を支持力公式による計算値と比較することにより、せん断試験結果にもとづく強度定数の適用について若干の考察を加えている。最後に、地盤に対し種々の軸方向をもつ供試体について圧密非排水せん断試験を行い、強度異方性、間隙水圧の挙動の異方性ならびに強度と有効応力の関係について検討を加えている。

第4章においては、泥質岩の変形特性として異方弾性挙動を前章の実験結果から考察している。最初に、軟岩および硬質粘土の弾性挙動に関する従来の主な研究を述べ、これにもとづいて軸対称三軸圧縮試験結果に線形異方弾性理論を適用して弾性挙動限界について検討する。次に、異方弾性体に拡張したSkemptonの間隙圧係数 A を誘導して、鉛直および水平供試体の間隙水圧の異方性に考察を加え、その間隙水圧特性と鉛直供試体の排水せん断による体積変化特性とから直交異方弾性体としての弾性パラメータの決定法を示している。最後に、実験供試体に対して求めた弾性定数を用いて、半無限異方弾性地盤の弾性沈下について簡単に考察している。

第5章においては、風化作用の要因である乾湿作用に注目し、それによる泥質岩の軟弱化過程をコンシステンシー変化、強度低下の面から室内実験にもとづいて現象論的に追求している。最初に、乾湿1サイクルでの乾燥度合の差異による強度低下を三軸圧縮試験で求めている。次に、乾湿サイクルの繰返しに伴うコンシステンシー変化をスレーキングによる細粒化と水分保持特性から検討を加えている。また、長期間にわたって乾湿を繰返した供試体の強度をフォールコンと三軸圧縮試験で求め、その強度低下をスレーキングによる含水比増加と関係づけて示し、さらに三軸圧縮試験による圧密非排水せん断結果に種々の考察を加え、乾湿作用だけによる強度低下の限界を検討している。

第6章においては、島尻層における切土のり面保護と地すべり・斜面崩壊の事例について調べている。島尻泥岩層を地質的に与那原泥岩層と新里粘土層に区分し、前者では第5章の実験結果にもとづき、後者では地すべり地内の地質調査とボーリングコアの物理的、力学的試験にもとづいて斜面安定を検討している。特に与那原泥岩層よりも堆積年代が若く、かつ固結度が低い新里層粘土の力学特性が与那原層泥岩と比較、検討されている。また、島尻層の地質についても略述している。

第7章および第8章においては、泥質岩の盛土材料としての可否あるいは設計・施工の指針となる資料を提供するために、締固め試験ならびに三軸圧縮試験による締固めた供試体のせん断試験結

果を示している。すなわち、掘削直後のれき状泥質岩片が外的条件変化により軟弱化することに問題があるとして、第7章では最初に、非乾燥法・非繰返し法による締固め試験結果について締固め含水比、締固め仕事量、締固め直後と水浸後のCBR、締固め時の破碎と水浸の両作用による細粒化状況から検討を加え、乾燥密度～含水比図上に締固めの性状を明示している。次に、実際の見地から自然含水比状態に限定して、締固め条件として泥質岩片の最大径と締固め仕事量を種々変化させて締固めを行い、締固め密度とCBRの関係、細粒化と締固め条件の関係について考察と検討を加えている。また、第8章においては、締固めた供試体の非圧密非排水せん断および圧密非排水せん断試験の結果を示している。最初に、側圧一定条件下での締固めた供試体の非排水強度と含水比、締固め仕事量、締固め方法の違いとの関係を検討し、また耐水性の程度を検討するため乾燥密度を拘束して水浸だけによる強度変化を示す。次に、非圧密非排水せん断結果を締固めによる泥質岩片の破碎状況から考察を加え、ついで水浸後の締固め供試体についての圧密非排水試験結果からせん断特性について種々の考察を加えている。

最後に、第9章においては、各章における研究結果を要約して結論としている。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：日本の特殊土・第7章泥岩および山砂，土質工学会，pp. 315～355, 1974.
- 2) Underwood, L. B. : Classification and identification of shale, Proc. of ASCE, Vol. 93, No. SM 6, pp. 97～116, 1967.
- 3) Johnson, S. : Engineering properties and behavior of clay-shale, Proc. 7th ICSMFE, Vol. 3, pp. 483～488, 1969.
- 4) Morgenstern, N. et al. : Classification of argillaceous soils and rocks, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. GT10, pp. 1137～1156, 1974.
- 5) Bjerrum, L. : Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shale, Proc. of ASCE, Vol. 93, No. SM 5, pp. 3～49, 1967.
- 6) 吉中龍之進：軟岩の変形・強度に関する2～3の特性，土と基礎，Vol. 22, No. 6, pp. 7～12, 1974.
- 7) Bishop, A. W. et al. : Undisturbed samples of London clay from the Ashform Common shaft : strength-effective relationships, Geotechnique, Vol. 15, pp. 1～31, 1975.
- 8) 赤井浩一・足立紀尚・西好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾・塑性挙動，土木学会論文報告集，No. 271, pp. 83～95, 1978.
- 9) Casagrande, A. et al. : Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content, Geotechnique, Vol. 2, pp. 251～263, 1951.
- 10) Skempton, A. W. et al. : The Bradwell slip : A short-term failure in London clay, Geotechnique, Vol. 15, pp. 221～242, 1965.
- 11) Bieniawski, Y. T. : Mechanism of brittle fracture of rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 4, pp. 395～430, 1967.

- 12) Heck, W. J. : Development of equipment for studing pore pressure effects in rock, Proc. 10th Symposium on Rock Mechanics, pp. 243 ~ 266, 1972
- 13) Akai, K., Adach, T. and Nishi, K. : Mechanical properties of soft rocks, Proc. 9th IC SMFE, Vol. 1, pp. 7 ~ 10, 1977.
- 14) Skempton, A. W. : Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 351 ~ 357, 1961.
- 15) Duncan, J. M. et al. : Slopes in stiff-fissured clays and shales, Proc. of ASCE, Vol. 95, No. SM2, pp. 467 ~ 492, 1969.
- 16) Windle, D. et al. : In situ measurement of the properties of stiff clays, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 347 ~ 352, 1977.
- 17) 吉中龍之進・他 : 泥岩の圧密排水せん断試験結果の1例, 第31回土木学会年次講演集, 第3部, pp. 230 ~ 231, 1976.
- 18) 吉中龍之進・他 : 泥岩の強度・変形特性, 第32回土木学会講演集, 第3部, pp. 356 ~ 357, 1977.
- 19) 吉中龍之進・他 : 軟岩の応力～ヒズミ挙動に関する実験的研究(1), 第33回土木学会年次講演集, 第3部, pp. 448 ~ 449, 1978.
- 20) Akai, K. et. al. : Constitutive equations of geotechnical materials based on elasto-viscoplasticity, Preprints of Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp. 1 ~ 10, 1977.
- 21) 足立紀尚 : 軟岩の強度～変形に関する一考察, 第12回土質工学研究発表会講演集, pp. 1073 ~ 1076, 1977.
- 22) Atkinson, J. H. : Anisotropic elastic deformation in laboratory test on undisturbed London clay, Geotechnique, Vol. 25, pp. 357 ~ 374, 1975.
- 23) Hooper, J. A. : Elastic settlement of a circular raft in adhesive contact with a transversely isotropic medium, Geotechnique, Vol. 25, pp. 691 ~ 711, 1975.
- 24) 村山朔郎・八木則男 : 泥岩または粘板岩の吸水膨張について, 材料, 第14巻, pp. 84 ~ 89, 1965.
- 25) 仲野良紀 : 第三紀層地スベリ母岩(泥岩)の軟弱化と物性の変化について, 農業土木試験場報告, 第4号, pp. 143 ~ 169, 1966.
- 26) Terzaghi, K. : Stability of slopes in natural clay, Proc. Ist ICSMFE, Vol. 1, pp. 161 ~ 165, 1936.
- 27) Skempton, A. W. : Long-term stability of clay of slopes, Geotechnique, Vol. 14, pp. 77 ~ 101, 1964.
- 28) Skempton, A. W. and Hutchinson, J. H. : Stability of natural slopes and embankment foundation, Proc. 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp. 291 ~ 340, 1969.
- 29) Chandler, R. J. : The measurement of residual strength in triaxial compression, Geotechnique, Vol. 16, pp. 181 ~ 186, 1966.
- 30) Bishop, A. W. et al. : A new ring shear apparatus and its application to the meas-

urement of residual strength, *Geotechnique*, Vol. 21. pp. 273 ~ 328, 1971.

- 31) Skempton, A. W. : First-time slides in overconsolidated clays, *Geotechnique*, Vol. 20, pp. 320 ~ 324, 1970.
- 32) Vangham, P. R. et al : Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clay, *Geotechnique*, Vol. 23, pp. 531 ~ 539, 1973.
- 33) Skempton, A. W. : Slope stability of cutting in brown London clay, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol. 3, pp. 261 ~ 270, 1977.
- 34) 奥園誠之 : 切土ノリ面の崩壊とノリコウ配, *土と基礎*, Vol. 20, No. 2, pp. 33 ~ 40, 1972.
- 35) 種村喬郎・他 : ダム用土としての泥岩について, *土と基礎*, Vol. 22, No. 6, pp. 37 ~ 44, 1974.

第2章 泥質堆積岩の一般的な力学的性質

2.1 概説

最近、泥質岩からなる地盤を対象とした土木工事が増加するにつれ、種々多様な問題点が指摘されるようになり、工学的見地からの泥質岩に関する研究の必要性が要請されていることは第1章に述べたところである。しかし、設計・施工指針が確立されていない現状においては、泥質岩を対象とする構造物を築造する場合、それに先立ち、これまでの経験とデータの集積にもとづいて力学挙動を予測し、これを考慮した設計・施工法を立案する必要がある。その際、泥質岩は地域性の強い地盤材料であるとともに、地質履歴による固結度に応じて幅広い力学的性質を示すものであるから、対象とする泥質岩がどのような力学挙動を示し、かつその性質が幅広い力学的性質での位置する範囲を把握した上で他の泥質岩に関するデータの集積から適切な情報を得るのであれば、一連の調査、設計、施工案は合理性を欠くものとなるであろう。そのために、対象とする泥質岩の一般的な力学的性質を単純な室内試験で把握して、工学的見地からの泥質岩に関する分類があれば、その結果を分類法に適用することによりその位置づけを行い、それと類似の泥質岩を選択すれば、それを対象とした工事報告書から多くの示唆を受けるものと考えられる。しかも、このことは特定の地域において単に経験のみに頼っていた設計・施工法に合理性を加味できるのみならず、調査、研究における問題点の所在を明示する一助となりうるであろう。

以上の観点から本章では、本研究で実験試料として選んだ島尻層泥岩の工学的見地からの位置づけを目的として、その一般的な物理的、力学的性質を羅列検討して把握することにする。工学的見地からの位置づけはすでに提案されている Under wood¹⁾による頁岩の工学的分類法と Morgenstern²⁾による泥質岩の分類法にもとづいて行う。Underwoodによる分類法は Morgenstern らの方法よりも大まかであるが、分類基準となる要素が室内試験としての物理的、力学的性質および現場観察などの多くの項目にわたり、一般的な性質の調査手段を示唆しているので、本論に入る前にその分類法を以下に略述する。

Underwood は、固結した粘土岩あるいはシルト岩に剝離性が付加されたものを「頁岩 (shale)」と定義して、これを、(1)締固まった頁岩あるいは土質材料的頁岩 (soil-like shale) と、(2)十分にこう結した頁岩あるいは岩質材料的頁岩 (rock-like shale) に大別した。さらに、頁岩を工学的見地から分類する場合、粒度組成、化学成分、鉱物学的分析結果、剝離性などの地質学的要素は分類手段としてあまり有意性がないとし、頁岩層を対象とした過去の多数の工事例から頁岩の室内試験結果、野外での観察、それと問題となった原位置挙動に注目し、これらを比較検討して頁岩の工学的分類を提案している。この提案は、室内試験による物理的、力学的性質ならびに野外での観察から設計・施工上考慮しなければならない原位置挙動 (問題点) を予想しようとするもので、前者を物理的性質と総称し、それには室内試験による圧縮強度、弾性係数、粘着力、内部摩擦角、乾燥

密度，膨潤量，自然含水比，透水係数，粘土鉱物の種類，Skemptonの活性度，また野外観察として乾湿による細粒化，地質的な弱面の間隔，弱面の配向，地盤内応力（静止土圧係数 K_0 の大きさ）を挙げ，一方原位置挙動には大きな間隙水圧の発生，支持力不足，除荷に伴う浮上り量，斜面安定，スレーキング速さ，侵食性，トンネル支保工上の問題を挙げている。そして，ここでいう物理的性質の個々の要素については，その測定値（観察状態）が好ましい値（状態）と好ましくない値（状態）に2分され，物理的性質の個々の値が好ましくない値として測定されると，その物理的性質からいくつかの考慮すべき原位置挙動がチェックできるとするものである。例えば，含水比20%以上であるなら好ましくない値で，大きな間隙水圧の発生と斜面安定上の問題が，あるいは圧縮強度21 kg/cm²以下の場合には好ましくない値で，大きな間隙水圧の発生と支持力問題が示唆されることになる。このような好ましくない物理的性質を示す頁岩は「active shale」あるいは「問題となる頁岩(problem shale)」に，好ましい値にある頁岩は「inactive shale」あるいは「問題ない頁岩(non-problem shale)」に分類され，また「active shale」はその性質の程度によって「highly active」，「active」，「slightly active」な頁岩に細分類されるとしている。そして，土質材料的頁岩は前者に，岩質材料的頁岩は後者に対応するとしている。

本章では，以下島尻層泥岩の一般的な物理的，力学的性質を述べるが，その際，Underwood¹⁾とMorgenstern²⁾らによって集録，報告されている世界各地の泥質岩，およびWard³⁾らによるLondon clayの性質と比較する。そして，Morgensternらの分類法を示した後に，島尻層泥岩の性質を適用して分類上の位置づけを行う。次に標準貫入試験の N 値から島尻層泥岩地盤特性を把握し，最後に本章の結語としている。

2.2 泥質岩の一般的な物理的，力学的性質

2.2.1 物理的性質

泥質岩は，堆積後の上載荷重の大きさ，時間，その他の要因の影響を受けて半固結状態にある。その固結程度は地質履歴と地域によって異なるが，泥質岩の基本的な性質を決定する要素となる。

泥質岩の状態量としての単位体積重量と含水比は固結程度によって著しい差異を示すものであるが，一般に同一地質においては場所と深さによって変化するものと考えられている。しかし，通常の土質調査の深さの範囲に限定すれば，著しい過圧密効果と結合力の影響のために深さ方向での差異はわずかである。従って，同一地点でのこれら物理量の差異は風化程度に反映されるものである。

Underwoodによると，頁岩の自然含水比は2%～36%，乾燥密度は1.12 t/m³～2.56 t/m³にまたがっていて，含水比20%以上および乾燥密度1.76 t/m³以下は好ましくない泥質岩で，含水比に対しては大きな間隙水圧発生および斜面安定が，乾燥密度に対しては大きな間隙水圧発生が問題になるとしている。Morgensternらが対象とした多くの泥質岩における自然含水比も1.7%～40%にまたがるものである。一方，London clayの自然含水比は21～26%，単位体積重量は2.00～2.10 t/m³である。

島尻層泥岩地盤を大まかに未風化層と風化層に区分して、それらの状態を乾燥密度と自然含水比の関係で示したのが図-2.1である。

未風化泥岩の関係は一軸圧縮強度測定のために同一地点から採取した多くの供試体についての例であり、風化層の関係は砂川らによる⁵⁾ N 値 10 以下の不攪乱試料についての調査結果である。図には、Underwood が集録した含水比 20% 以上の泥質岩ならびに London clay についての関係も示してある（比重は明示してない）。島尻層未風化泥岩（以後、未風化泥岩という）の含水比は主に 22 ~ 28% に分布し、また単位体積重量は 2.00 ~ 2.10 t/m³ の範囲にあり、London clay の値と類似している。

一方、風化層は、風化作用によって結合力が破壊された結果その間隙比を増し、含水比増加と乾燥密度の減少がもたらされたことがわかる。また、図から含水比 30%、乾燥密度 1.5 t/m³ をもって未風化層と風化層の区分ができそうである。

ところで、未風化泥岩に注目すると、同一地点で採取した供試体に対する関係であるにもかかわらず、比重 2.75 とすれば、含水比 23 ~ 28% の範囲では飽和状態にあり、しかも乾燥密度は含水比増加に伴い零空隙曲線に沿って減少している。一方、含水比 23% 以下では飽和度は減少し、乾燥密度はほぼ一定値にある。飽和状態で乾燥密度が変化するのは収縮あるいは膨張挙動によるものと考えられ、そのうちの収縮特性を示すために準備したのが図-2.2 である。この図は、試験開始時の含水比が異なる供試体について乾燥に伴う体積収縮量と含水比の関係、乾燥密度と含水比の関係に対応させて示したものである。体積変化はほぼ 3cm 立方供試体を用意して

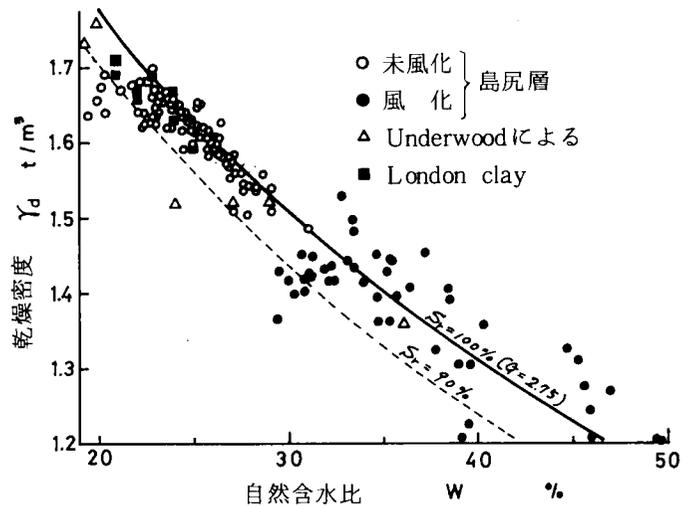


図-2.1 自然含水比と乾燥密度の関係

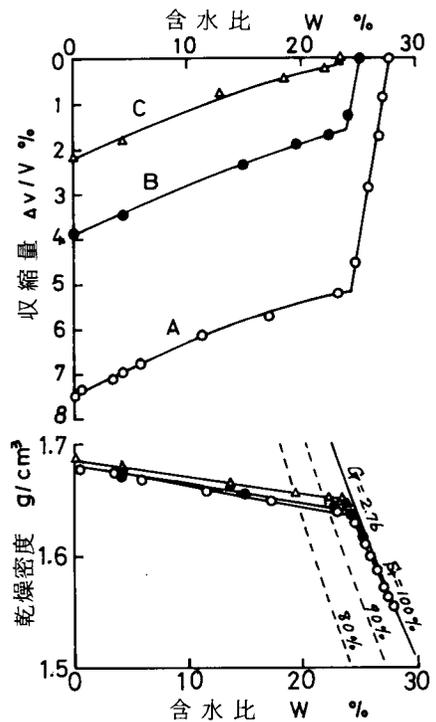


図-2.2 未風化泥岩の収縮特性

徐々に乾燥させながら水銀置換法によって測定し、試験開始時（初期含水比）の体積を基準としている。炉乾燥までの全収縮量は初期含水比によって異なるが、含水比減少に伴う収縮の傾向は含水比 24 % までの直線的かつ急激な体積減少、そして含水比 23 ~ 24 % を境としてゆるやかな減少にある。それに対応して、含水比 24 % 以上では飽和状態が維持され、それ以下では乾燥により飽和度が著しく減少する。なお、含水比 24 % 以上での収縮量は乾燥によって失われた水分の体積に等しいことが確かめられている。従って、この未風化泥岩の収縮限界は 23 ~ 24 % であることがわかる。また、初期含水比が異なるにもかかわらず、収縮限界から炉乾燥までの乾燥密度と収縮量はほぼ一定値を示し、全収縮量は初期含水比と収縮限界の差に支配されるものである。

以上の収縮挙動から、この程度の固結状態にある泥質岩では乾燥に伴う収縮挙動を示し、また飽和状態での含水比や乾燥密度の差異は力学挙動に影響を及ぼすものと考えられる。

泥質岩は、岩に比べ解きはぐしが比較的容易で、また風化によりある程度粘土化しているため、その母岩構成粒子の性質が母岩の性質を支配するとして、通常の土の物理試験が行われている。しかし、通常の土質材料よりも固結しているため、解きはぐしてこね返しただけでは粒子が分離せず、小さな団粒を形成したままであるため、構成粒子の性質を精度よく測定することは困難と思われる。ここでは、解きはぐした状態での物理試験結果について示す。

6) 上原らの調査によると、島尻層泥岩の比重は 2.70 ~ 2.80 の範囲にある。また、粒度試験結果を三角座標に示すと図-2.3 のようになり、三角座標分類では粘土に、日本統一土質分類基準では細粒土 F に分類される。一般に泥岩は構成粒子の粒度によって粘土岩とシルト岩に区別されるが、この粒度試験結果にもとづくと、島尻層泥岩は粘土岩に分類されることになる。なお、島尻層泥岩の粒度試験では分散剤としてトリポリリン酸ナトリウム (1g/1,000 cc) が効果的であることが知られており⁷⁾、上記の結果はこの分散剤を使用した値である。

粘土の特性を調べるのに液性限界 w_L と塑性限界 w_p は非常に重要なものである。これらの量は粘土含有量だけでなく、その鉱物組成、塩分含有量、塩基置換容量等に影響されるといわれている。従って、

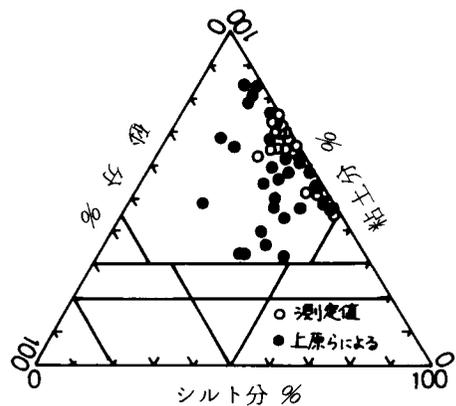


図-2.3 泥岩粒子の三角座標分類

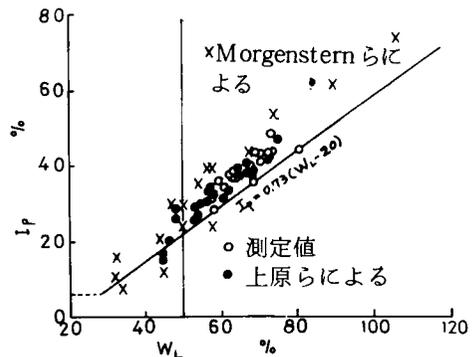


図-2.4 塑性図による分類

泥質岩を解きほぐして測定したコンシステンシーも鉱物組成や地質履歴によって異なったものとなる。Morgenstern らによる多くの泥質岩についての結果と島尻層泥岩の結果を塑性図に比較したのが図-2.4である。図には示していないが、カナダのEdmonton層では $w_L = 180\%$ 、 $w_p = 17\%$ 、またBearpaw層では $w_L = 127\%$ 、 $w_p = 28.6\%$ のように大きな液性限界を示す泥質岩も存在するようである。また、London clay では $w_L = 60 \sim 80\%$ 、 $w_p = 21 \sim 32\%$ の値が報告されている。図に示した島尻層泥岩の多くは $w_L = 50 \sim 80\%$ にあり、A線より上に位置してCHに分類され、塑性限界 w_p は20～30%の範囲にある。これらの値はLondon clayと類似した値で、またMorgenstern らによる多くの泥質岩と比較すると中位の塑性にあることが推察される。

また、粘性土の特性を知るために活性度がよく用いられる。活性度はSkempton⁸⁾により次式、

$$\text{活性度 } A = \frac{PI}{2 \mu \text{以下粘土含有量}} \quad (2.1)$$

ここに、PI：塑性指数、で定義されている。図-2.5は島尻層泥岩の結果を示したものであるが、London clayの範囲も比較してある。Skemptonは粘土を活性度により $A = 0.75$ 以下では不活性粘土、 $A = 0.75 \sim 1.25$ では普通粘土、 $A > 1.25$ では活性粘土に分類している。島尻層泥岩の活性度は $0.75 \sim 1.0$ に分布し、普通粘土に分類される。Underwoodによると活性度 0.75 以上は好ましくない泥質岩で、斜面安定上問題があるとしている。

粒度試験やコンシステンシー試験において、泥質岩を一次粒子まで解きほぐすことが困難であることは前

述したとおりであるが、それに関連して試験開始時の含水比が液性限界に影響を与えることが明らかとなっている。表-2.1は4ヶ所で採取した島尻層泥岩について乾燥度合を変化させたときの液

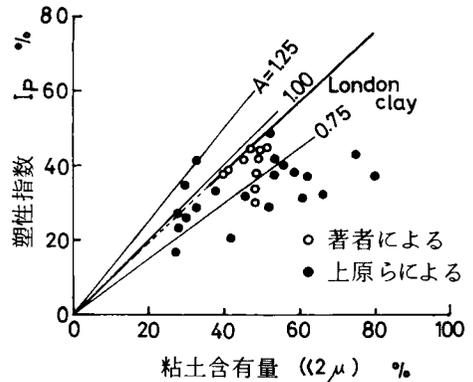


図-2.5 塑性指数と粘土含有量の関係

表-2.1 初期含水比による液性限界の違い

(%)

試料	自然含水比 (20～25%)	風乾 (5%前後)	炉乾 (105℃)	備考
A	68.5	63.2	56.7	深度 30 cm
B	77.8	62.0	55.8	ブロックサンプル
C	75.0	69.3	56.3	"
D	73.5	62.7	58.7	深度 30 cm
D'	62.3	61.8	58.3	" 5 cm

性限界を示したものである。一般に未風化泥岩は風化を受けると酸化により褐色を帯びるが、表に示した試料は未風化のブロックサンプルあるいは固結状態にある地盤の表層を掘削して採取したものである。表から明らかなように、液性限界は乾燥度合の著しいものほど減少していることがわかる。また、D'の自然含水比の液性限界はDの風乾による液性限界に等しいことから、過去に乾燥を受けたことを示唆している。このように乾燥により液性限界が減少することは、こね返しても団粒を形成したままであるので、団粒内の水分が自由水化してしまうと、再びもとの団粒内にもどらないことに起因するものと考えられる。従って、風乾した試料は液性限界を小さめに測定することになり、また風化を受けることにより液性限界が減少するという特異な性質を示すことが予想される。

2.2.2 化学的性質

Underwoodによると、泥質岩の平均的な化学組成はSiO₂: 60%, Al₂O₃: 17%, Fe₂O₃: 5~10%, Mg: 2%, K₂O: 2.5~3.8%およびその他の塩化物からなるが、多くの泥質岩の化学組成は類似の値にあり、工学分類上有意性が無いとしている。

土壌化した島尻層泥岩の化学組成は松坂ら⁹⁾によって表-2.2のように求められている。また、川島ら¹⁰⁾は、CaCO₃の含有量が風化層では1.08%, 未風化層では15.76%である例を報告している。上原ら¹¹⁾は、島尻層泥岩のpHは8以上でアルカリ性を示し、塩化物含有量は0.00014~0.0093%の低い値にあることを報告している。

表-2.2 泥岩の化学組成分析結果(松坂らによる)

試料	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SiO ₂ / Al ₂ O ₃	Free Fe ₂ O ₃
1	45.5	23.2	9.8	2.6	2.68	1.9	3.8	3.3	2.9
2	48.4	22.1	8.0	2.9	2.74	1.7	3.4	3.7	0.9

他に TiO₂, P₂O₅, MnO を含有する

Underwoodは、モンモリロナイトなどの膨潤性粘土鉱物を含む泥質岩は吸水膨張を生ずる好ましくない泥質岩で、大きな間隙水圧発生、斜面安定上問題があるとしている。

松坂ら⁹⁾によると、島尻層泥岩には一次鉱物としての石英の他に、粘土鉱物としてのイライト、パーミキュライト、カオリンおよび多量のモンモリロナイトや緑泥石が含まれているとされている。一方、沖縄天然ガス調査団¹²⁾によると、粘土鉱物は雲母粘土鉱物、膨潤性緑泥石、モンモリロナイト様鉱物で、非粘土鉱物として石英、長石、方解石を含むとしている。ここに、モンモリロナイト様鉱物としているのは、X線測定において膨潤性緑泥石のパターンを示すにもかかわらず、650℃加熱処理によってモンモリロナイトに近い性質を示すためであるとしている。

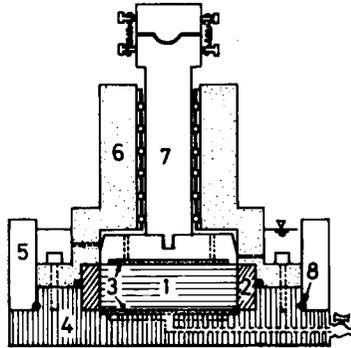
2.2.3 力学的性質

(1) 圧密特性¹³⁾

島尻層群は地質年代的に上部中新世の最下部から鮮新世にまたがる堆積物で、続成作用を受けて

半固結化し、その後の上載圧力除去により現在過圧密状態にある。

通常の土質用圧密試験機を用いて未風化泥岩の圧密試験を行った場合、その載荷荷重は降伏荷重を生じさせるのに十分でない。そこで図-2.6に示すように、圧密圧力 200 kg/cm²まで耐えうる一



- 1. 供試体
- 2. 圧密リング
- 3. ポーラスステンレス
- 4. 底板
- 5. 水槽カラー
- 6. 載荷ピストンガイド
- 7. 載荷ピストン
- 8. Oリング

図-2.6 高压圧密容器

次元圧密容器を試作した。圧密容器は固定リング型で、リングは内径 60 mm、肉厚 8 mm、高さ 20 mm のステンレス製である。加圧板は偏心をさけるためベアリングを埋込んだ円筒でガイドされ、また排水面はポーラスストーンの代わりにポーラスステンレスを使用している。載荷装置は琉球大学土木工学科の大型高压圧密試験機（直径 110 mm の供試体に圧密圧力 50 kg/cm²まで載荷可能）のフレームを利用した。

試料は南風原村で採取した含水比 28.7 %、湿潤密度 2.00 g/cm³ の未風化泥岩である。載荷軸が地盤に対し鉛直となるように供試体を成型して、荷重増分比 1、各圧密荷重段階の載荷時間 24 hr で圧密試験を行っている。また、同一試料をスラリー状に練返し、0.5 kg/cm² で予圧密して準備した練返し正規圧密粘土についても標準圧密試験を行った。

図-2.7 に不攪乱泥岩供試体と練返し正規圧密供試体の $e \sim \log p$ 関係を示してある。不攪乱泥岩の先行圧密荷重は Casagrande 法により $p_0 = 67 \text{ kg/cm}^2$ として求められる。しかし、Bjerrum¹⁴⁾ が指摘したように、続成作用によって泥質岩に付加された結合力の効果の一つは変形に対する抵抗性を増加させることにあるので、圧密試験においては最大土かぶり圧よりも大きな圧密圧力まで変形に対する抵抗性を示すこととなり、最大土かぶり圧、すなわち先行圧密荷重は決定できないことになる。従って、この $p_0 = 67 \text{ kg/cm}^2$ は、未風化泥

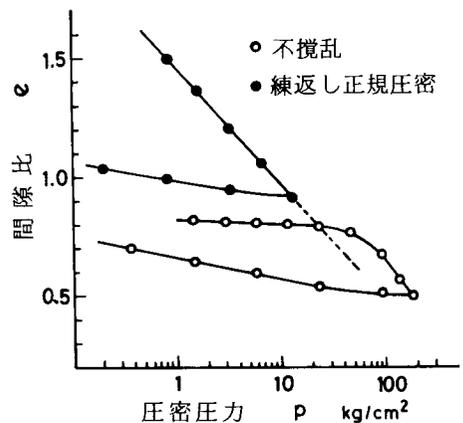


図-2.7 圧密圧力と間隙比の関係

岩供試体の骨格構造が圧密によって降伏する値に相当するものと考えられる。不攪乱泥岩の $e \sim \log p$ 関係から、圧密降伏値 p_0 よりも小さな圧密荷重段階ではわずかの圧縮量にあるが、降伏値を境とし

て圧縮量は増加し、 $e \sim \log p$ 関係は正規圧密粘土と類似の関係に移行する。一方、練返し正規圧密供試体の圧密は圧密荷重段階 12.8 kg/cm^2 までしか行っていないが、 $e \sim \log p$ 関係はほぼ直線関係にある。そこで、圧密圧力 12.8 kg/cm^2 以上においてもこの直線関係が成立すると仮定すれば、この関係は降伏値以下での不攪乱泥岩の $e \sim \log p$ 関係と交わることになり、第1章、図-1.1に示した¹⁴⁾ Bjerrumによる結合力の影響を考慮した泥質岩の $e \sim \log p$ モデルと一致している。この現象は上述の圧密降伏値と併せて、島尻層泥岩が単に上載荷重による過圧密効果だけでなく、続成作用によって付加された結合力の影響を受けていることを示唆するものである。

また、この結合力は降伏値以後の圧縮性にも影響を及ぼすようである。図中の不攪乱泥岩における降伏値以降での圧縮指数 C_c は 0.603 で、この値は練返し正規圧密供試体の $C_c = 0.510$ よりも大きな値を示している。ところで、吉中ら¹⁵⁾は、等方圧密圧力による圧縮性から泥岩を粒子間結合力の強い泥岩と密度に規制される泥岩に区別している。London clayのように密度に規制される泥岩では圧縮性の傾向は一般の粘土の圧縮性に類似のもので、等方圧密圧力の増加により高密度化を伴って圧縮性は減少する。一方、粒子間結合力の強い泥岩では、圧力の増大に伴い降伏値を境にして大きな圧縮性を示す。これらの圧縮性の区別から、不攪乱泥岩における降伏値以降の圧縮指数 C_c は高密度化に伴う練返し正規圧密供試体の C_c よりも大きな値になることが類推される。

次に、図-2.8に平均有効圧密圧力 p と体積圧縮係数 m_v の関係を示してある。降伏値以下での m_v はバラツキを示しているが、降伏値を境として $\log m_v \sim \log p$ 関係は練返し正規圧密供試体の関係の延長線に一致するようである。降伏値以下における m_v の値は $5 \times 10^{-4} \sim 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ にある。また、図-2.9は \sqrt{t} 法による圧密係数 c_v を平均圧密圧力に対して示したものである。練返し正規圧密供試体の c_v が一定値を示すのに比べ、不攪乱泥岩の c_v は圧密圧力の増加に伴って降伏値まで増加するが、それ以降では逆に減少する傾向にある。さらに、図-2.10は透水係数 k と平均圧力

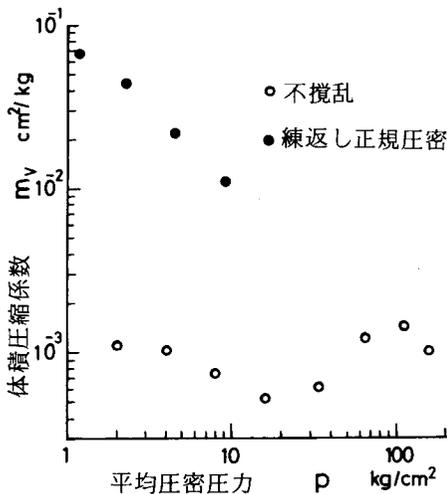


図-2.8 平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係

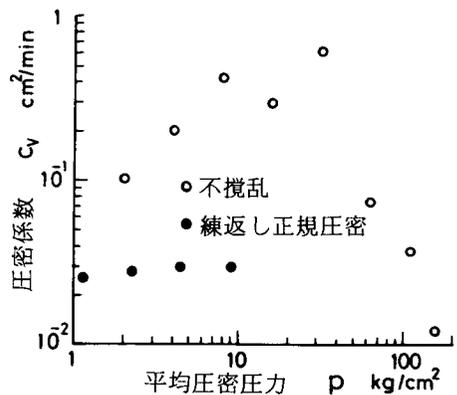


図-2.9 平均圧密圧力と圧密係数の関係

k の関係を示したものである。練返し正規圧密供試体の透水係数 k は圧密圧力の増加に伴って減少する。一方、降伏値以下における不攪乱泥岩の k はバラツキを示すが、オーダ的には一定値にあり、また降伏値を超えると、 k は減少傾向を示す。このことから、未風化泥岩供試体の透水係数は平均 3×10^{-7} cm/min であると推定できる。

Underwood によると、泥質岩の透水係数は一般に $10^{-6} \sim 10^{-10}$ cm/sec のオーダにあって、実用上不透水層と考えられ、通常の透水試験法による透水係数の測定が困難であるとし、また 10^{-5} cm/sec 以下のオーダにある泥質岩では、大きな間隙水圧発生、斜面安定上問題があり、かつ急激なスレーキング現象が問題になっている。

(2) 一軸圧縮強度⁴⁾

Underwood によると、泥質岩の圧縮強度は固結度の低い泥質岩に対する 1.8 kg/cm² から十分固結した泥質岩に対する $1,000$ kg/cm² まで変化するとし、 21 kg/cm² 以下の泥質岩では大きな間隙水圧発生と支持力が問題であるとしている。一方、Morgensternらによる工学的分類においては圧縮強度 4.1 kg/cm² \sim 300 kg/cm² にある泥質岩を対象としている。

未風化泥岩については、同一地点から多数のブロックサンプルを採取し、直径を 35 mm と 50 mm の 2 種類として、その高さと直径の比が $2.0 \sim 2.5$ となるように成形した供試体について一軸圧縮試験を行った。その際、一部については同一ブロックから同一方向に 2 個の供試体を成形し、1 個は直ちに圧縮試験を、もう一方は $58 \sim 72$ 日間水浸した後に同様に圧縮試験を行っている。なお、先に示した図-2.1 はこれら供試体の成形時の含水比と乾燥密度の関係を示したものである。

非水浸供試体の破壊ひずみ ϵ_f は $0.7 \sim 2.2\%$ 、圧縮強度 q_u は $17 \sim 40$ kg/cm² に分布していた。これらのバラツキの要因として、含水比、異方性、潜在的なクラック、ひび割れなどの構造上の欠陥、供試体の寸法などが考えられるが、これらの影響を考慮せずに、すべての結果について含水比を普通目盛で、圧縮強度を対数目盛で示したのが図-2.11 である。ばらついているが、含水比の減少に伴って強度が増

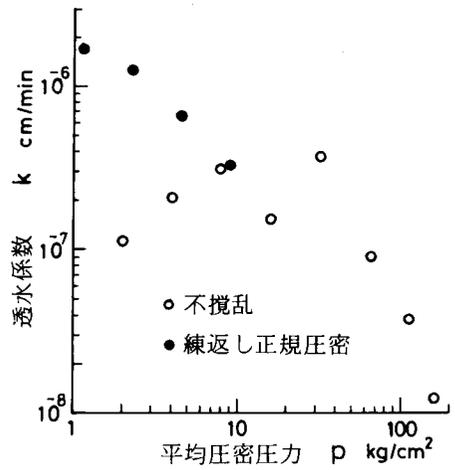


図-2.10 平均圧密圧力と透水係数の関係

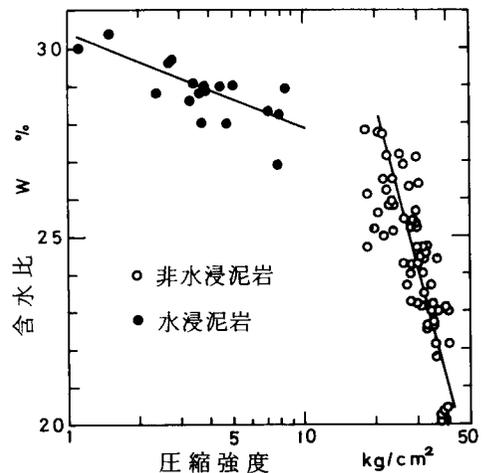


図-2.11 圧縮強度と含水比の関係

加する傾向にある。図-2.1に示したように、含水比23~28%においては供試体が飽和を持続しながら収縮性を示し、それに対応して密度も増加する。この密度増加が含水比減少に伴う強度増加に反映していると考えられる。一方、水浸供試体の結果も図に示してあるが、これによると、わずかの含水比増加に伴って著しい強度減少を示している。しかし、非水浸供試体ならびに水浸供試体を包含した一義的な含水比~圧縮強度関係は成立しないようである。これは、水浸供試体が吸水による含水比増加を生ずるだけでなく、供試体内部に構造上の乱れを生じたことによるものと考えられる。

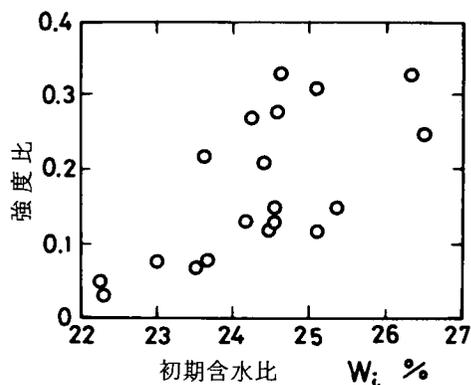


図-2.12 強度低下に及ぼす初期含水比の影響

この水浸供試体の強度低下を吸水膨張との関係でとらえるために、同一ブロックから成形した水浸供試体と非水浸供試体の強度比をそれぞれの初期含水比に対してプロットしたのが図-2.12である。初期含水比が低いものほど、強度比は小さくなる傾向にある。また、水浸供試体と非水浸供試体の乾燥密度の比を初期含水比に対して示すと図-2.13となり、初期含水比が低いものほど乾燥密度比も小さくなっている。いま、水浸前後において供試体が飽和していると仮定すれば、吸水による体積変化 $\Delta V/V$ と乾燥密度比の間には次式が成立する。

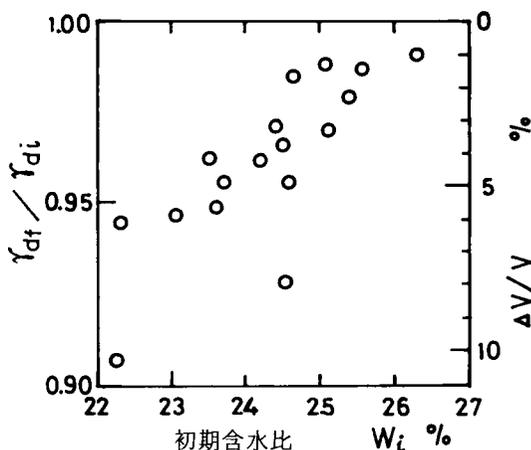


図-2.13 体積変化と初期含水比の関係

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{V_f}{V_i} - 1 = \frac{r_{di}}{r_{df}} - 1 \quad (2.2)$$

ここに、 V_i 、 r_{df} ：水浸前の体積と乾燥密度

V_f 、 r_{di} ：水浸後の体積と乾燥密度

図-2.13には吸水による体積変化 $\Delta V/V$ も示してある。これらの関係から、初期含水比の低いものほど乾燥密度比が小さくなるのは、大きな吸水膨張を示すものほど水浸後の体積が増大した結果にもとづくことがわかる。すなわち、初期含水比が低いものほど吸水膨張は大きく、かつ密度は減少し、その結果水浸による強度は著しく低下する。

(3) スレーキングと吸水膨張¹⁶⁾

泥質岩は、その種類によって自然含水比状態のまま水浸すると吸水膨張を生ずるが、崩壊するに至らないものもある。しかし、一度乾燥した泥質岩は、水浸するとスレーキング現象を伴って崩壊

する。このスレーキング現象は泥質岩に共通な性質で、斜面保護上考慮すべき重要な性質である。

島尻層泥岩においても自然含水比状態で水浸した場合、スレーキング現象は認められないが、一度乾燥した泥岩では水浸により激しいスレーキング現象を伴って細れき化し、さらに乾燥・水浸を繰返すことによって粘土化することが観察される。この状況を示したのが写真-2.1～2.3である。写真-2.1と2.2はそれぞれ自然含水比供試体と風乾供試体（一辺約4cmの立方体）を3日間水浸した状態である。また、写真-2.3は、乾燥・水浸を3回繰返した状態を示したものである。このように、人工的攪乱を与えなくても、乾燥・水浸作用により細片化、さらに粘土化する。

一方、自然含水比状態にある泥質岩はスレーキング現象を伴わないが、上載荷重の除去による応力解放や膨潤性粘土鉱物の存在によって吸水膨張を生ずるといわれている。

そこで、島尻層泥岩の吸水膨張量を調べるために、表-2.3に示すような未風化泥岩試料について、次のような吸水膨張試験を行った。試験方法は、ブロックサンプルから直径6cm、高さ2cmの供試体を成形し、これを圧密容器に入れて、側方拘束、無載荷（実際には圧密容器加圧板の自重のみ載荷）条件で水浸して、供試体軸方向への膨張量を測定するものである。各供試体についての結果を、時間の対数を横軸にとり、膨張量～時間曲線で示したのが図-2.14

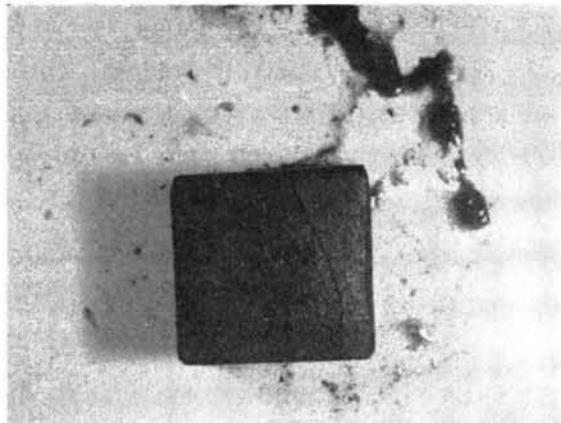


写真-2.1 水浸72時間後（試料A）



写真-2.2 風乾後水浸した泥岩（試料A）



写真-2.3 風乾・水浸3サイクル後の泥岩（試料A）

表-2.3 試料の物理的性質

試料No	採取地	真比重	粒度組成 (%)			液性限界 (%)	塑性限界 (%)	自然含水比 (%)
			粘土分	シルト分	砂分			
A	豊見城村翁長	2.77	52	43	5	62* (78)**	26* (26)**	20~24
B	沖縄市包瀬	2.77	75	25	—	69 (75)	19 (20)	19~23
C	南風原村	2.78	72	28	—	60 (60)	19 (18)	23~26

* JIS A 1205, 1206 による

** 自然含水比状態よりテスト

である。この関係から、自然含水比にある供試体は吸水膨張を生じ、その膨張曲線は圧密～時間曲線と類似の形状にあることがわかる。また、供試体 A, C について、その初期含水比をわずかに変化させて、同様に 3 日間吸水膨張試験を行い、その膨張量と初期含水比の関係を示したのが図-2.15 である。含水比が 20% 以下になると、膨張量は著しく増大する。含水比 20% 以下では不飽和状態となり、水浸によりスレーキング現象を生ずると考えられるから、低い初期含水比からの吸水膨張はスレーキング現象を伴った膨張量として測定されていると思われる。このことは、逆に、スレーキング現象は吸水膨張を伴うことを示唆している。

ところで、水浸による圧縮強度の減少については前項で述べたところであるが、別に行った実験をスレーキングによる強度低下とともに示す。表-2.3 に示した試料から、直径 3.5 cm、高さ 8 cm の供試体を成形して、①自然含水比状態、②7 日間水浸した状態、については一軸圧縮試験を、また③風乾供試体については、メンブレンで包み、三軸セル内でスレーキングを伴った吸水膨張をさせた状態に対して、側圧 1 kg/cm² の圧密非排水試験 (CU 試験) を行った。ここで CU 試験を行った理由は、供試体がスレーキングにより自立できないことによるものである。これらの応力～ひずみの関係を各試料に対し図-2.16 に示してある。図から、自然含水比状態にある泥岩の強度は、水浸により自立できないほどの強度まで減少することがわかる。いま、水浸供試体の応力～ひずみ関係に注目すると、破壊時のひずみは自然含水比状態のそれに等しいか、あるいはや

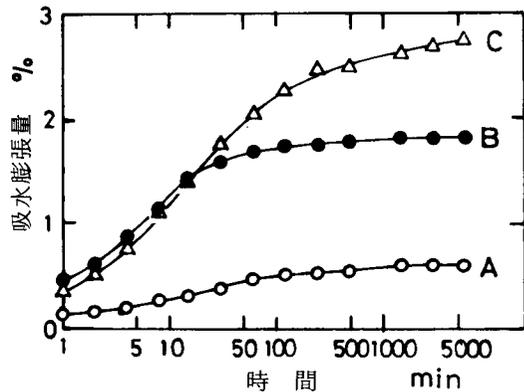


図-2.14 膨張量～時間曲線

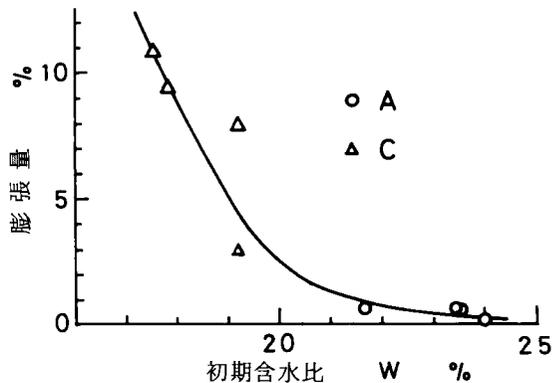


図-2.15 初期含水比と膨張量の関係

や少なめである。このことは、短期間の水浸においては泥岩の吸水によって粒子間隔が一様に広がるのではなく、層理面あるいは潜在的クラック面に沿って水が侵入し、弱面が形成されることも強度低下の要因であることを示唆している。

図-2.17は、図-2.14に示した吸水膨張量と強度比の関係を示したもので、強度比は自然含水比状態の強度と水浸状態の強度の比として求めたものである。クラック面への水の侵入も吸水膨張量として測定されるものと考えられるので、水浸供試体の強度低下は主に吸水膨張量に支配され、0.5%というわずかな膨張量で強度が1/2に減少し、膨張量の増大とともに強度が減少する傾向にある。

Underwoodによると、乾湿の繰返しによって薄片状の塊を維持するものは好ましい泥質岩、細粒土化するものは好ましくない泥質岩として観察で区別し、好ましくない泥質岩においては急激なスレーキングと侵食性が問題になるとしている。また、膨張量が3%以上にある泥質岩では、除荷による浮上り、斜面安定、トンネル支保工上問題があり、かつ急速な侵食を受けるとしている。

なお、スレーキングの量的把握については後に示す。

(4) 水浸に伴う強度低下¹⁷⁾

これまで示した水浸供試体の一軸圧縮強度は層理面あるいは潜在的クラックの影響を受けることが推察されたので、これらの影響を最小におさえるために、側圧3.5kg/cm²作用下での非圧密非排水型三軸圧縮試験(UU試験)を行い、水浸時間の経過に伴う強度変化を調べた。この実験は、後に述べるように、Morgensternらが泥質岩の工学的分類の一基準となる水浸に伴う強度低下の速さを知るために行った試験法と同一のものである。

先の一軸圧縮試験の供試体は原位置における方向性を考慮していないが、ここで用いた試料は、方向性を確認したブロックサンプルとして豊見城村で採取したものである。その物理的性質は、 $w = 27.2\%$ 、 $G = 2.75$ 、 $\gamma_t = 2.06 \text{ t/m}^3$ である。供試体はブロックサンプルから地盤に対し鉛直方

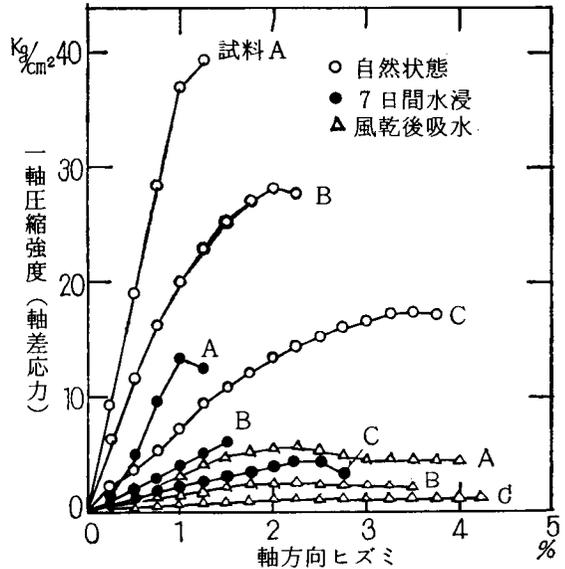


図-2.16 応力～ひずみ関係の比較

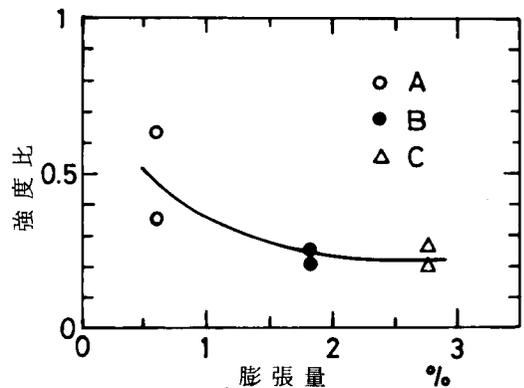


図-2.17 吸水膨張による強度低下

向に直径 35 mm, 高さ 80 mm の円柱形にコアドリルとコアカッターで成形したものである。せん断試験は 0.1 %/min のせん断速さで行うが, 結果にバラッキが予想されたので, 供試体の数は成形直後に 6 個, 他の供試体は直ちに水浸して, 水浸日数の経過に応じて 4 個ずつである。なお, ここで試験した供試体の最長水浸日数は 350 日である。

供試体はすべて飽和しているので, UU 試験の結果を通常の飽和粘土と同様にせん断強度 $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2$ で表示し, 各水浸時間 (日数) における c_u と含水比の変化を示すと図-2.18 のよ

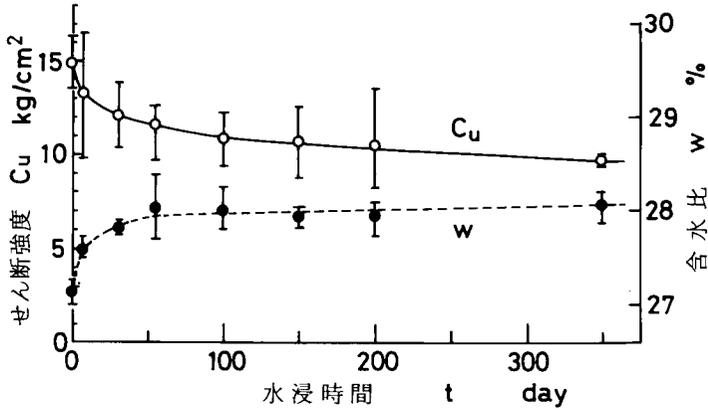


図-2.18 水浸時間に伴うせん断強度と含水比の変化

うになる。図にはバラッキの幅と平均値を同時に示してある。これによると, c_u は水浸 100 日まででは急激に低下するが, それ以後における減少はゆるやかである。一方, 含水比は水浸 50 日まで急激に増加するが, それ以後はほぼ一定値を示し, 水浸 350 日間での含水比増加は約 1 % である。いま, 各水浸時間に対する c_u の平均値を初期強度としての成形直後の平均強度 c_{u0} で無次元化した強度比を c_u / c_{u0} とすると, この強度比と水浸時間の対数の関係は図-2.19 となり, この関係には直線関係が認められ, 強度は時間の対数とともに直線的に減少している。しかも, 水浸約 1 年経過での強度比は未だ 0.67 で, 引

き続き長時間にわたって水浸による強度低下が生ずるものと予想される。水浸した供試体の強度は日数の経過に伴って最終的にある一定の強度まで減少する。Morgenstern²⁾らは, この最終強度を完全軟弱化状態の強度 c_{uf} とし, 多くの泥質岩では 200 日以内に完全軟弱化状態に達するとしている。しかし, 図から明らかのように, この未風化泥岩が完全軟弱化

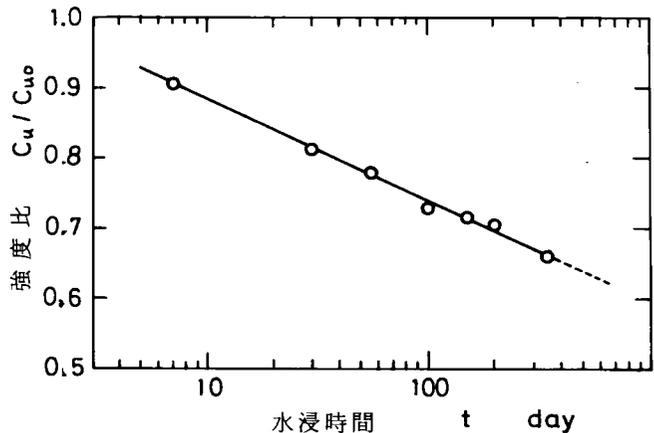


図-2.19 水浸時間に伴う強度低下

するにはさらに数年の期間を必要とするようである。

この事実をさらに明らかにするため、5年間水浸しつづけてきた供試体について同様にUU試験を行った。この供試体は、先に図-2.11に示したように、一軸圧縮試験のために準備した供試体の一部を水中に放置してあったものである。供試体3個について実験を行い、その応力～ひずみ関係を図-2.20に示してある。この図には、上述した成形直後の供試体ならびに水浸350日供試体の応力～ひずみ関係も比較のために示してある。水浸5年経過供試体では $c_u = 1.41 \sim 2.25 \text{ kg/cm}^2$ 、含水比 $w = 31.5 \sim 32.0 \%$ にあって、採取地点を異にするが、この平均強度を先の成形直後の平均強度 c_{u0} と比較すると、その強度比は約0.1となる。せん断試験後、供試体の内部を調べたところ、直径3.5cmの供試体周辺から内部に向けて褐色に変色しているが、直径1cmほどの中央部分は未風化泥岩と同色のままであることが観察された。この褐色部分は遊離酸化鉄の溶出によって変色したもので、風化としての化学的変質を受けていると考えられ、この供試体は5年経過しても、吸水膨張と化学的変質の影響による軟弱化過程にあるといえる。従って、水浸による強度低下は吸水膨張と同時に化学的変質作用の影響を受けて進行するものであるから、泥質岩の種類によっては軟弱化の速さが緩慢で、完全軟弱化に要する時間は長期間にわたる場合もある。

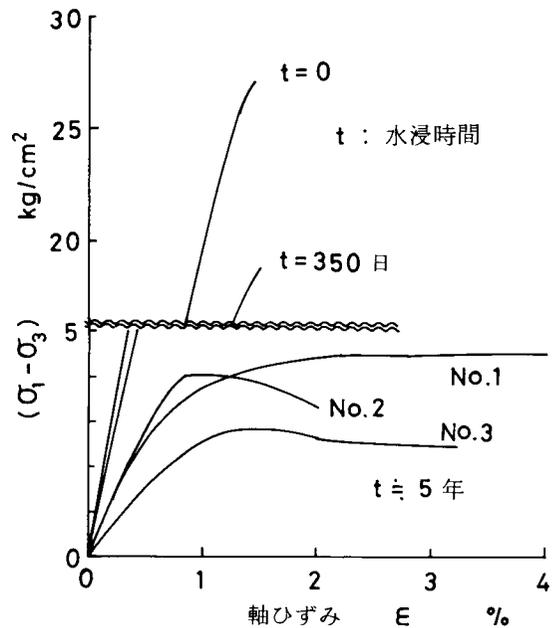


図-2.20 水浸泥岩の応力～ひずみ関係

乾燥の影響を受けないが、常時自由水に接触している泥質岩を対象として構造物を築造する場合、水浸による完全軟弱化状態での強度を長期強度として考慮しなければならない。この完全軟弱化強度については、長期にわたる実験と詳細な研究が望まれるところである。

(5) 練返しによる強度低下¹⁸⁾

泥質岩は通常の土質材料に比較して半固結化している。この続成作用による結合力が泥質岩の力学挙動を支配することはこれまで述べたことであるが、土の鋭敏比を支配する要因の一つでもある¹⁹⁾といわれている。そこで、泥質岩を練返して粒子間結合力を除去した場合、そのことが力学挙動におよぼす影響を調べることは、泥質岩を破碎して、盛土材料として利用した土構造物の力学挙動を予測する上で重要である。ここでは、練返しによる強度低下、すなわち鋭敏比を求めることを目的としながら、自然泥岩と練返し供試体（自然含水比を維持しながら練返し、再びもとの密度にもどした状態）の強度あるいは変形挙動を比較し、泥質岩の力学挙動におよぼす結合力の影響を明らかにする。

豊見城村で採取した島尻層泥岩のブロックサンプルから、地盤に対し鉛直となるように直径50mm、高さ100mmの不攪乱供試体をコアドリルとコアカッターで成形した。一方、採取時の含水比を維持しながら十分練返し、再び不攪乱状態と同一密度になるように締固めて作成する練返し供試体も同一寸法に準備している。この練返し供試体の作成は次の方法によった。練返しは、手による方法が著しく困難であったので、必要量の泥岩片を突固め試験用モールドに入れ、4.5kgランマーを約300回落下させる方法で行った。供試体作成装置は内径50mmの2つ割モールドで、プランジャーでモールド上下面より試料を締固めたとき、125mmの供試体高さが得られるように調整されたものである。このモールドに練返し試料を所定量詰め、圧縮試験機でモールド上下面よりプランジャーを介し圧縮力を作用させて、静的締固めを行った。125mmの供試体高さを維持したまま24時間放置した後に、供試体を脱型し、両端面を削り取って高さ10cmに成形した。不攪乱泥岩と練返し供試体の物理量が表-2.4に比較してある。練返し供試体の含水比はわずかに減少しているが、密

表-2.4 物理的性質

試料	含水比 %	湿潤密度 g/cm ³	間隙比 e	飽和度 S _r %
自然泥岩	27.3 ~ 28.5	2.00 ~ 2.02	0.76 ~ 0.78	99 ~ 100
練返し供試体	26.3 ~ 27.9	2.01 ~ 2.03	0.72 ~ 0.74	97.5 ~ 99.5

$$G = 2.74 \quad w_L = 78.5\% \quad w_p = 27.6\%$$

度はほぼ不攪乱泥岩と一致している。これらの供試体を用いて一軸圧縮試験ならびに非圧密非排水型三軸圧縮試験(UU試験)を行った。せん断速度は、不攪乱泥岩に対し0.02%/min、練返し供試体に対し0.2%/minとし、またUU試験では間隙水圧も測定した。

図-2.21は、一軸圧縮試験と側圧3kg/cm²のUU試験における応力~ひずみ関係を、また側圧3kg/cm²のUU試験における間隙水圧~ひずみ関係をそれぞれ不攪乱泥岩と練返し供試体について示したものである。不攪乱泥岩が大きな強度と小さな破壊ひずみを伴ったぜい性挙動をするのに比べて、練返し供試体では破壊ひずみが著しく増大し、応力~ひずみ関係に明確なピークが現れない。すなわち、応力~ひずみ関係は、前者では弾性変形、ひずみ硬化、最大強度を経た後にひずみ軟化を示し、一

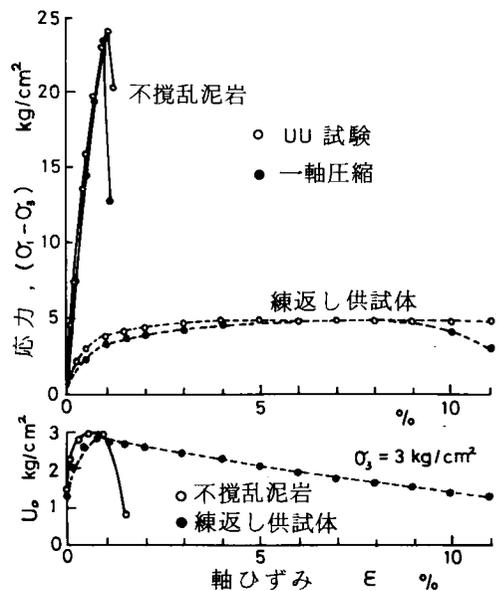


図-2.21 不攪乱泥岩と練返し供試体の応力~ひずみ関係

方後者ではひずみ硬化—塑性変形の形にある。他方、間隙水圧に注目すると、不攪乱泥岩における間隙水圧は最大強度とほぼ同一ひずみにおいて最大となるが、練返し供試体での間隙水圧は、最大強度に達する以前でピークを生じ、その後ひずみの増加に伴って徐々に減少している。この練返し供試体の間隙水圧挙動は通常の過圧密粘土と類似の傾向を示し、せん断に伴う正のダイレイタンスが生じている。破壊の形態は、不攪乱泥岩では単一のすべり面を形成するが、練返し供試体ではたる状を形成していた。すなわち、攪乱を受けて結合力が破壊された泥岩は、ぜい性挙動からプラスチックな挙動に変態することが明らかである。

図-2.22は強度と側圧の関係を示したものである。不攪乱泥岩、練返し供試体ともに、その強度はばらついているが、両供試体とも飽和しているので、強度は側圧の影響を受けないとみなすと、これらの平均強度の比、すなわちこの泥岩の鋭敏比はほぼ4となる。このことは、盛土材料として利用する場合、地山状態の密度まで締固めても、その強度はかなり減少することを示唆している。また、この練返し供試体は、²⁰⁾仲野による人工泥岩に対応するものであるが、それによると水に接すると容易に軟弱化し、また相当の圧力を加えてもこれを押上げて膨張する性質があるといわれている。

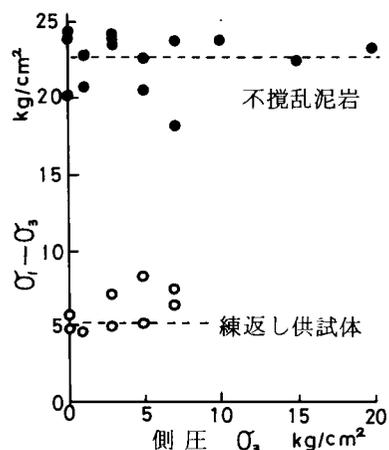


図-2.22 練返しによる強度低下

上述の実験結果から、続成作用による結合力は通常の過圧密粘土に対し、強度増加とぜい性的な変形挙動をもたらすことが推察される。一方、この種の泥質岩の力学挙動は応力レベルの影響を受け、特に結合力の強さを上まわる有効拘束応力レベルでは正規圧密状態の挙動と類似していることが明らかにされている。^{21,22)}このような高応力レベルでは結合力の影響が消失していると考えられるので、人工的に準備した供試体による力学挙動の説明が可能となる。しかし、低応力レベルにおいては、上述の実験結果からも明らかなように、人工的に準備した供試体で自然泥岩の力学挙動を説明することは困難であり、泥質岩の力学挙動を明らかにするためには不攪乱泥岩を用いた研究が必要となる。

(6) せん断特性 (UU 試験)

Underwood は、せん断強度定数が試験法、あるいは全応力か有効応力かによって異なる値をとるので、泥質岩の工学的分類手段に利用困難であるとしながら、 $c < 7 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi < 20^\circ$ にある泥質岩においては掘削による浮上り、斜面安定、トンネル支保工上問題があるとしている。しかし、この強度定数に対して有効応力・全応力の区別を明示していない。一方、土かぶ圧力に対応する拘束圧力での London clay における非排水強度は $c_u = 2.4 \sim 10.9 \text{ kg/cm}^2$ (深度 15 m ~ 48 m) である。

せん断強度定数は、安定解析を行う場合に設計・施工条件を満足するように選択される定数であって、全応力か有効応力かのどちらかで規定されるものであるから、泥質岩に対する Terzaghi の有効応力概念の適用可否が重要である。ここでは、未風化泥岩の非排水せん断特性と Terzaghi の

有効応力概念の適用について述べる。

前項の図-2.22 に示した未風化泥岩の鉛直供試体に対するUU試験による破壊包絡線を全応力表示すると図-2.23 のようになる。いくらかのバラツキがあるが、側圧 20 kg/cm² にわたっても

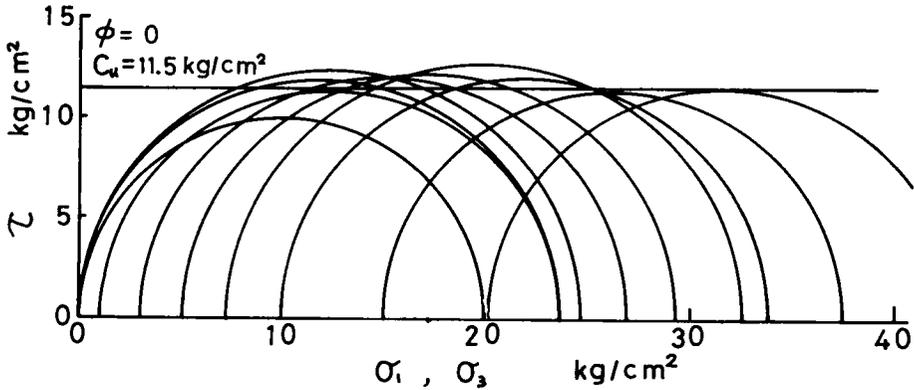


図-2.23 島尻層泥岩の破壊包絡線
(鉛直方向供試体, UU-試験)

強度増加が見られない。このことは、供試体が完全飽和しているので、非排水条件では側圧の増分だけ間隙水圧が増加するため、有効応力が不変のままであることを意味する。すなわち、Terzaghi の有効応力概念が適用できることを示唆している。従って、排水を許すことにより有効応力が増加して、側圧の増加に伴った強度増加が期待できる。また、この試料の全応力による強度定数は、通常の飽和粘土と同様、 $\phi_u = 0$ で、平均的に $c_u = 11.5 \text{ kg/cm}^2$ となる。従って、クラックなどの地質構造上の分離面を含まない均一な地盤を仮定すれば、地盤の支持力の短期安定解析には $\phi = 0$ 法の適用が可能となる。

次に、他の地点で採取した未風化泥岩供試体についてのUU試験を有効応力概念から検討する²³⁾。実験試料は西原村のA地点でブロックサンプルとして採取したが、供試体は原位置での方向性を考慮せず、全くランダムな方向に成形したものである。供試体の物理的性質は、 $G = 2.78$ 、 $w = 22\%$ 、 $\gamma_t = 2.10 \text{ t/m}^3$ 、 $\gamma_d = 1.70 \text{ t/m}^3$ 、 $e = 0.60$ 、 $S_r > 96\%$ 、一軸圧縮強度 $q_u = 23 \text{ kg/cm}^2$ である。実験は、供試体をセットした後に所定の等方圧力を最大 30 kg/cm^2 まで作用させ、それに伴う発生間隙水圧が定常になるのをまって、 $(2 \sim 2.6) \times 10^{-2} \%$ /min のひずみ制御でせん断試験を行っている。非排水条件で供試体に作用する等方圧力 σ_3 を $\Delta\sigma_3$ だけ変化させたときの間隙水圧 u の変化を Δu とすると、Skempton の間隙圧係数 B は次式で定義される²⁴⁾。

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (2.3)$$

図-2.24 は、作用等方圧力 σ_3 と発生間隙水圧 u_0 の関係を示したものである。この関係は近似的に、

$$u_0 = \sigma_3 - u_s \quad (2.4)$$

のように示される。この式の勾配は1であるから、Skempton の間隙圧係数は $B = 1$ となる。また、

$u_s \approx 3 \text{ kg/cm}^2$ であるから、飽和供試体におよそ 3 kg/cm^2 のサクションが存在しているものと推定される。なお、このサクションは除荷に伴う弾性ひずみ回復と供試体保存中飽和を維持した状態でのわずかな乾燥によってもたらされたものと推察される。

次に、これらについてせん断試験を行い、応力と軸ひずみの関係の代表例を $\sigma_3 = 1 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ での各側圧について示したのが図-2.25である。破壊ひずみは側圧の大きさに関係なく、0.75～1.67%の範囲を示し、また、最大強度は、バラッキが大きく、側圧の増加に伴った強度増加あるいは発生間隙水圧の大きさに対しては何ら傾向が認められない。そこで、それぞれの供試体についてせん断直前のサクション u_s (式(2.4)で定義)と

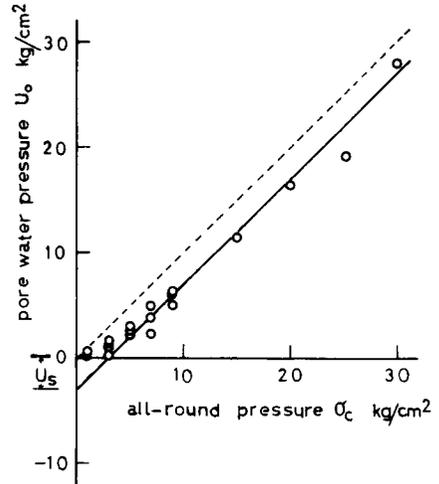


図-2.24 等方圧力と発生間隙水圧の関係

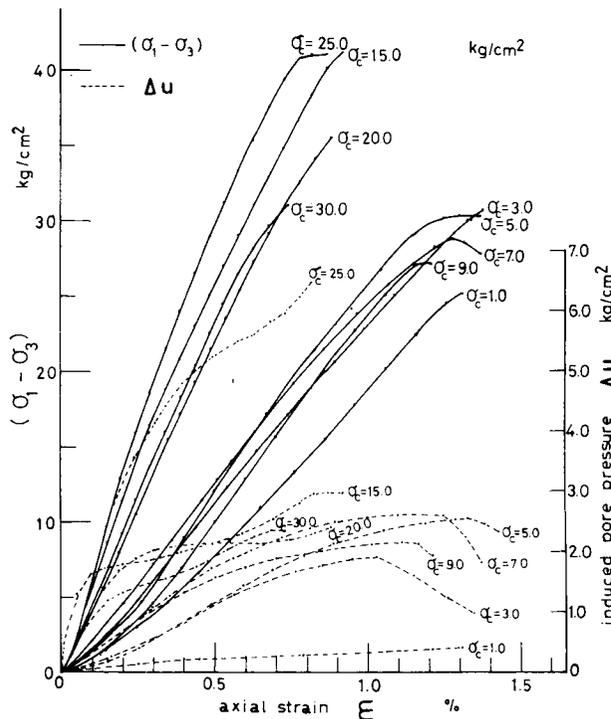


図-2.25 応力～間隙水圧～ひずみ関係 (UU-試験)

最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の関係をプロットすると図-2.26 となり、サクションの増加に伴って強度が増加する傾向にあることがわかる。このことは、サクションが有効拘束圧力として作用するため、サクションの大きいものほど有効拘束圧力が増大して、その結果強度も増加することを示して

いる。従って、UU試験における強度は、側圧の大きさよりも、むしろサクシジョンの影響を受けるものである。

しかし、サクシジョンを考慮しても、強度のバラッキは著しい。ちなみに、全応力によるモールの応力円を描くと図-2.27のようになり、図-2.23に示した鉛直方向供試体の結果に比べてバラッキが著しく、強度定数 c_u 、 ϕ_u の決定が困難である。これは、この泥岩が強度的に異方性を示すにもかかわらず、原位置での方向性を無視して、ランダムな方向に成形した供試体をせん断試験に供したことに起因するものと考えられる。この強度異方性については第3章で詳細に述べるが、それによると圧密段階で 3 kg/cm^2 のバックプレッシャーを作用させてサ

クシジョンを解消させた供試体について圧密非排水せん断試験を行った結果、全応力による強度定数は異方性の影響を受けるが、有効応力によるそれは異方性の影響を受けないことが確められている。ランダムな方向に成形した供試体についても、バックプレッシャーを作用させて同様な圧密非排水せん断試験を行った結果について、最大強度時の応力状態を有効応力で示すと図-2.28のようになる。比較的バラッキが小さく、有効拘束圧力の増加に伴ってせん断強度も増大することが明確である。また、この図には、先に示したUU試験結果にサクシジョンを圧密圧力に対応する初期有効応力として考慮した場合の最大強度時の有効応力状態をプロットしてあるが、その結果

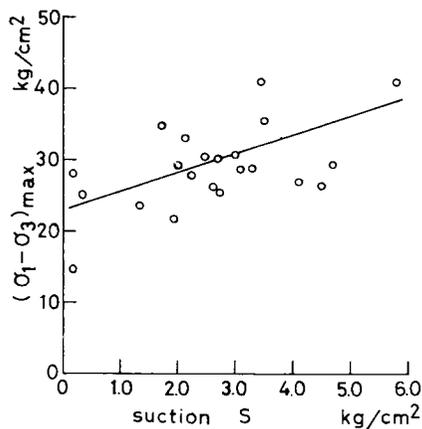


図-2.26 サクシジョンと圧縮強度の関係

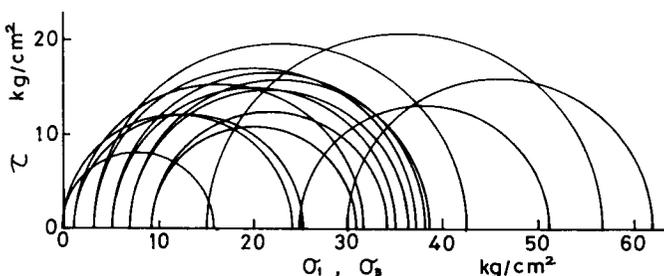


図-2.27 方向性を考慮しない供試体に対するモールの応力円 (UU-試験)

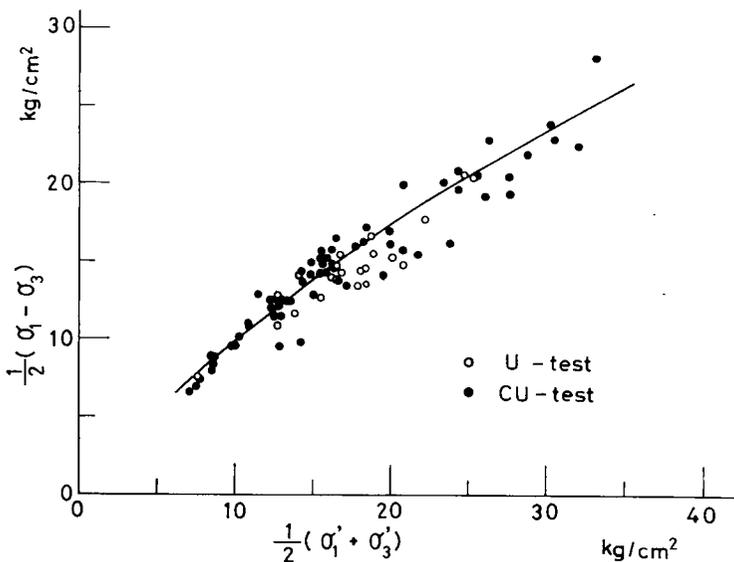


図-2.28 破壊時の有効応力状態

は圧密非排水せん断試験結果とよく一致している。従って、このことからサクシオンが有効応力として作用することは明らかである。

以上のことから、供試体が飽和であれば、Terzaghiの有効応力が適用可能となり、またサクシオンも有効応力として作用する。一方、せん断挙動を調べるに際しては、異方性材料であるので供試体の方向性を考慮すること、および間隙水圧の測定に当っては、サクシオンの影響を除去するためにバックプレッシャーを作用させることが、実験操作上必要である。

(7) 変形係数

Underwoodによると泥質岩の変形係数は、固結度の低い泥質岩では $1.4 \times 10^3 \sim 14 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ 、十分固結した泥質岩では $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の場合もあり、変形係数 $14 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ 以下の泥質岩では地盤の支持力、トンネル支保工に問題があるといわれている。また、Wardらは、深度 15～48 m からブロックサンプルとして採取した London clay について繰返し載荷試験を行ったときの変形係数が初期載荷過程で $500 \sim 3,000 \text{ kg/cm}^2$ 、再載荷過程で $850 \sim 4,000 \text{ kg/cm}^2$ にあると報告している。一方、圧縮強度と変形係数の関係づけがよく行われ、竹中²⁵⁾は大阪洪積粘土に対し、

$$E = 210 c_u \quad (2.5)$$

ここに、 c_u ：非排水せん断強さを提案している。また、Miller²⁶⁾は、一軸圧縮強度と変形係数の関係にもとづいて岩石の工学的区分を行っている。

これまで述べたように、一軸圧縮

試験ならびに非圧密非排水型三軸圧縮試験によって得られた未風化泥岩の圧縮強度と変形係数の関係を、Millerの分類法にならって両対数表示したのが図-2.29である。ここに、UU試験の結果も表示した理由は、強度が側圧の影響を受けないものと解釈したからである。また、図中には水浸供試体ならびに繰返した供試体の関係も示してある。供試体の種類ごとに、変形係数と圧縮強度は異なった値にあるが、それにもかかわらず変形係数と圧縮強度の比、すなわち modulus ratio は 100 : 1 の関係にある。この関係は式 (2.5) における関係とはほぼ一致し、また、世

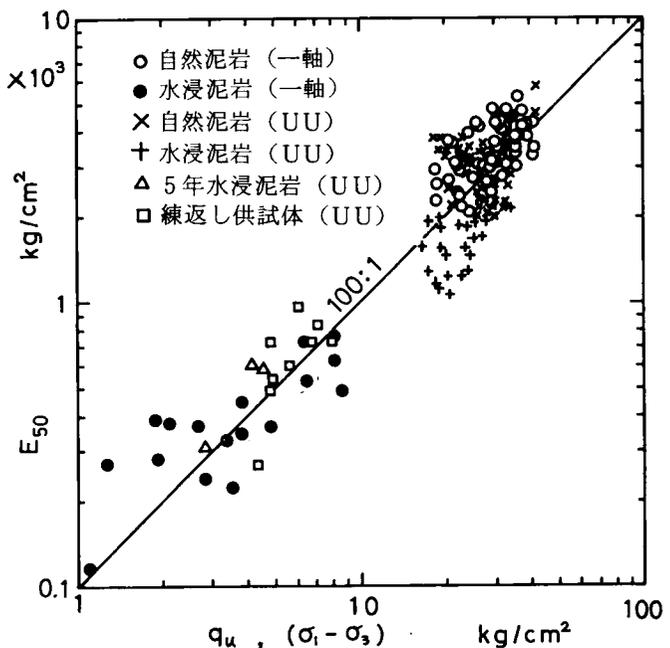


図-2.29 圧縮強度と変形係数の関係

界の多くの泥質岩に対してもほぼ類似の関係が認められている^{2,15,27)}。従って、他の硬岩に比較してこの modulus ratio の値は泥質岩に共通した値となるようである。

(8) スレーキング特性

スレーキング現象は泥質岩に共通する性質で、その激しさは固結度合に影響され、また斜面保護上考慮すべき重要な性質であることは前に述べたことである。しかし、Underwoodは、その工学的分類においてスレーキング程度の差異を単に観察にもとづいて判断することにとどまった。一方、奥園²⁸⁾ならびにMorgenstern²⁾らは、スレーキング量を乾湿サイクルの増加に伴う含水比増加でとらえている。この方法は、細片化あるいは細粒化に伴って表面に付着する水分が増加することに着目したものと考えられる。特にMorgensternらは、次節で説明するように、スレーキング特性をスレーキング速さとスレーキング量の2要素に分けて、前者を乾湿サイクルに伴った液性指数の変化量で、後者を液性限界で量的把握を試みている。

島尻層泥岩のスレーキング特性は第5章で詳しく述べるが、それによると、乾湿サイクルに伴う含水比増加は供試体の拘束条件によって異なること、および液性限界は乾湿サイクルに伴って変化することが明らかとなっている。ここでは、Morgensternらの分類法に適用する上で必要な実験結果だけを示す。実験はMorgensternらの手法といくらか異なるが、直径5 cm、高さ2.5 cmの供試体を内径5.2 cmの塩化ビニール管を利用して準備したモールドに入れ、乾燥とモールド底面からの吸水による乾湿作用を繰り返した。乾燥方法は風乾と炉乾の2種類とし、乾湿サイクルに伴った含水比変化を図-2.30に、またこの結果に対応して乾湿サイクルの平方根と液性指数 I_L の関係を図-2.31に示してある。液性指数 I_L は次式、

$$I_L = \frac{w - w_p}{PI} \quad (2.6)$$

で定義される。ここに、 w ：吸水後の含水比、 w_p ：塑性限界、 $PI = w_L - w_p$ ：塑性指数、 w_L ：液性限界。この供試体の液性限界は、初期状態では $w_L = 82\%$ にあるが、乾湿15サイクルでは風乾の場合78%、炉乾の場合65%に変化する。一方、塑性限界は乾湿サイクルの影響を受けない。従って、 PI は乾湿サイクルごとに変化するので I_L も各乾湿サイクルに対し w と PI から求めたものである。

図において、乾燥方法による吸水含水比の差異は顕著でないが、液性限界の変化を考慮すると、乾湿サイクルに伴った含水比は最終的に、炉乾の場合液性限界に等しくなるが、風乾の場合液性限

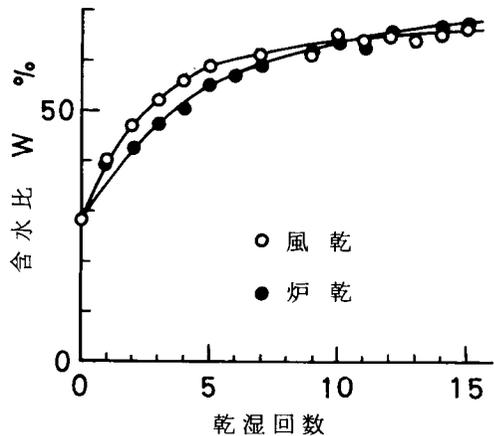


図-2.30 乾湿サイクルによる含水比変化

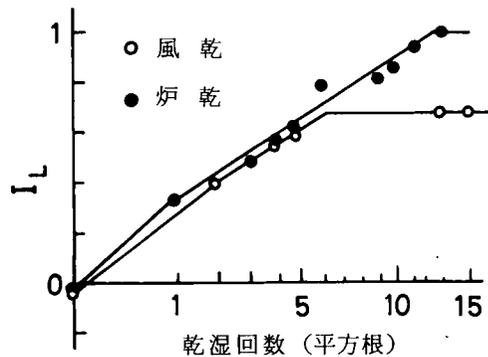


図-2.31 乾湿サイクルに伴う液性指数の変化

界以下の含水比で一定となる。それに対応して、液性指数は炉乾の場合 $I_L = 1$ になるが、風乾の場合 $I_L = 0.7$ である。一方、スレーキング速さの基準となる乾湿1サイクルでの液性指数の変化量 ΔI_{L1} は、風乾の場合 0.32、炉乾の場合 0.35 で、ほぼ一致した値にある。

2.2.4 むすび

本節においては、泥質岩の一般的な物理的、力学的性質を示すために、主に本研究の実験供試体である島尻層泥岩についての実験結果を羅列、検討した。ここで示した実験結果はすべての性質を包含するものではないが、特性としての島尻層泥岩の性質を把握できるものと考えられる。次節では、これらの性質を工学的見地からの工学的分類法に適用して、泥質岩のなかにおける島尻層泥岩の位置づけを行うが、以下に島尻層泥岩の性質を要約して、本節のむすびとする。

(1) 原位置での島尻層泥岩は、含水比 30%、乾燥密度 1.50 t/m^3 を境として、大まかに風化層と未風化層に区分できる。半固結状態にある未風化泥岩は乾燥に伴った収縮挙動を示す。

(2) 泥岩を解きほぐして行った物理試験結果によると、比重は 2.70 ~ 2.80 で、粒度成分は粘土分が多く、液性限界は 50 ~ 80% に分布し、塑性図による分類は A 線より上に位置し CH に、Skempton の活性度は 0.75 ~ 1.0 の値にある。また、試験前の乾燥処理により液性限界は減少し、風化による液性限界の減少が予測される。

(3) アルカリ性を示し、化学組成は他の多くの泥質岩と類似している。

(4) 続成作用による結合力の影響を受けた泥岩の圧密降伏荷重は最大土かぶり圧力に相当する先行荷重よりも大きく、降伏後の圧縮指数は練返して正規圧密した供試体のそれよりも大きく、また降伏荷重よりも小さな圧密圧力レベルでの体積圧縮係数は $m_v = 5 \times 10^{-4} \sim 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{kg}$ 、透水係数は $k = 10^{-7} \text{ cm/min}$ のオーダーにある。

(5) 自然含水比状態にある未風化泥岩は水浸によるスレーキング現象を伴わず、吸水膨張を生ずる。しかし、一度乾燥した泥岩は著しいスレーキング現象を生じ、乾燥程度の大きいものほど吸水膨張量が大きい。自然含水比状態で $17 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ にある圧縮強度も、この吸水膨張とスレーキングにより激減する。特に、水浸だけによる強度減少は水浸時間の対数と直線関係にあって、1年経過後の強度は未だ初期強度の 67% である。これは、吸水膨張と化学的変質の両作用の影響を受けることによるもので、完全軟弱化状態に要する時間は年単位の長期にわたるものである。

(6) また、強度低下の要因に練返しの効果がある。自然含水比を維持しながら練返し、もとの密度に締固めた練返し供試体の強度は自然泥岩の 1/4 程度で、しかも自然泥岩の変形挙動がぜい性的であるのに対しプラスチックな挙動を示す。従って、通常の応力レベルにおいては、練返し供試体で自然泥岩の力学挙動を説明することができない。

(7) 飽和泥岩に等方圧力を作用させると、Skempton の間隙圧係数 B が 1 となり、Terzaghi の有効応力が適用できる。これは、側圧 20 kg/cm^2 までの UU 試験から強度定数が $\phi_u = 0$ となることから明らかである。一方、飽和状態でサクションが生ずるとき、このサクションは有効応力として作用する。また、地盤に対し鉛直な供試体の UU 試験から強度定数 $c_u = 11.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_u = 0$ の

例が得られ、均質な地盤を仮定すれば支持力の短期安定解析に $\phi = 0$ 法の適用が可能である。しかし、非排水強度は異方性を示すので、強度定数の決定には供試体の方向性を考慮しなければならない。

(8) 変形係数と圧縮強度の関係は自然泥岩、水浸あるいは繰り返し供試体にかかわらず、およそ100：1の関係にある。

(9) 乾湿サイクルに伴って含水比は液性限界近くまで増加し、それに対応して液性指数も1に近づく。

2.3 泥質岩の工学的分類

泥質岩に関する工学的分類法はUnderwood¹⁾とMorgenstern²⁾らによって提案されているが、前者については前に概述したとおりである。ここでは、前節で示した島尻層泥岩の物理的、力学的性質をそれらの分類法に適用して、その位置づけを試みる。

最初に、Underwoodの分類法に適用する。前節に示した物理的、力学的性質はこの分類法に示されているすべての性質を包含していないが、島尻層泥岩における乾燥密度、自然含水比、ヤング率、透水係数、活性度あるいはスレーキング観察の結果は好ましくない泥質岩の範囲にある。また、第3章で推定しているように、島尻層泥岩地盤での横方向応力は土かぶり圧力を上まわり、好ましくない泥質岩の性質を示すものである。一方、圧縮強度、膨張量は分類区分の境界にあるが、これらは水浸あるいはわずかな攪乱や乾燥を受けただけで容易に好ましくない泥質岩の範囲に移行するものである。以上の性質にもとづいて予測される原位置挙動をチェックすると、大きな間隙水圧発生、支持力不足、掘削に伴う浮上り、斜面安定、急速なスレーキング、侵食性、トンネル支保工に問題があることとなり、島尻層泥岩は「active shale」に区分される。事実、斜面安定、急速なスレーキング、侵食性に関しては問題が生じており、地すべり対策工やのり面保護工などが実施されている。一方、他の挙動に関してはその現場測定あるいは現象についての報告がなされていないが、重量構造物の建設や大規模土工工事を実施した場合、十分予測される挙動である。

ところで、「active shale」でもその範囲が広く、どの程度のactiveであるのか、その区分基準が明確でなく、位置づけが判然としない。すなわち、「highly active」、「active」、「slightly active」の判断あるいは細区分は、室内試験結果だけでは困難で、島尻層を対象とした工事そのものの多くの経験の集積にもとづかなければならないようである。その点、Morgensternらは細分類を試みている。

Morgensternらは、泥質岩を対象とした場合、(1)掘削、切取りでの時間経過に伴った安定性の変化、すなわち長期安定に必要な強度低下の予測、(2)水路やトンネルの壁面に対する耐久性の検討、あるいはショットクリートの適用、(3)盛土材料の選定、締固めの程度および盛土の設計、(4)ずり捨場の設計、(5)フィルター材の選定、などの多くの実際的な面から、耐水性の程度が重要な要素であると。そして、これを判定する方法として、(1)水浸に伴った軟弱化（softening）試験と、(2)スレーキング試験に注目し、多くの地域から集めた泥質岩について実験を行い、その結果を工学的

分類尺度として利用している。

(1)の水浸に伴った強度低下試験は、側圧 3.5 kg/cm²での非圧密非排水型三軸圧縮試験で、自然含水比のまま水浸した供試体の非排水強度 c_u を水浸時間ごとに測定しながら、完全軟弱化強度 c_{uf} (強度低下の最終状態) を求めるものである。多くの泥質岩についての測定結果を、完全軟弱化に要する時間と完全軟弱化強度の両面から検討して、次のグループ分けをしている。完全軟弱化に要する時間にもとずいて、(1)1ヶ月以上、(2)数日～十数日、(3)数時間以内、にグループ分けが可能で、一方完全軟弱化強度は、(1)初期強度の50%以上、(2)数日で初期強度の50%以下、(3)数時間で初期強度の50%以下、にグループ分けしている。

また、初期強度 c_{u0} と完全軟弱化強度 c_{uf} の関係を検討して、初期強度 $c_{u0} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$ を境界として泥質岩は $c_{uf}/c_{u0} > 0.6$ と $c_{uf}/c_{u0} < 0.4$ に区分できるとしている。以上のような検討にもとづいて、図-2.32に示す工学的分類を提案している。すなわち、自然含水比での非排水せん断強度 c_{u0} が、 $c_{u0} > 17.5 \text{ kg/cm}^2$ のとき泥岩、 $c_{u0} < 17.5 \text{ kg/cm}^2$ のとき粘土として区別する。

両者の水浸に伴った軟弱化の程度としては、完全軟弱化過程で失われた強度 Δc_u が、泥岩の場合40%以下 ($\Delta c_u < 0.4 c_{u0}$) で、粘土の場合60%以上 ($\Delta c_u > 0.6 c_{u0}$) である。また、含水比増加 ΔW はそれぞれ1%以下、1%以上である。粘土は、さらに初期強度 c_{u0} の50%まで軟弱化するのに要する時間、 t_{50} によって、 t_{50} が数日以内 ($t_{50} > 1 \text{ day}$) であれば非常に堅い粘土 (hard clay)、数時間以内 ($t_{50} < 1 \text{ day}$) であれば堅い粘土 (stiff clay)、水浸後間もなく ($t_{50} < 1 \text{ hour}$) 完全に強度を失うなら普通～軟かい粘土、に細区分される。他方、泥岩は構成粒子の粒度組成で粘土岩とシルト岩に区別される。また、泥岩に剝離性があるときは、頁岩と呼ばれる。

次に、(2)のスレーキング試験は、乾湿サイクルごとに湿潤時の含水比を求め、その含水比が最大に達するまで乾湿を繰返すものである。その結果をスレーキング量とスレーキング速さの2要素に分けて検討している。先の区分による泥岩、粘土にかかわらず、スレーキングによる最大含水比はその材料の液性限界に等しくなることが実験的に明らかにされたことから、スレーキング量は液性限界で判定できるとした。そして、液性限界 w_L とスレーキング現象の観察にもとづいて、スレーキング量は、(1)非常に少ない (VL) : $w_L < 20\%$ 、ひび割れの発生とわずかの分解、(2)少ない (L) : $20\% < w_L < 50\%$ 、角片状に分解、(3)普通 (M) : $50\% < w_L < 90\%$ 、普通の軟かさの粘土あるいはしばしば角れき状、(4)多い (H) : $90\% < w_L < 140\%$ 、外見上均質な軟かい粘土、(5)非常に多い (VH) : $w_L > 140\%$ 、乾湿1サイクルで完全に分解 (初期の骨格構造の喪失)、に細区分される。特に、 $w_L > 50\%$ にある泥岩あるいは粘土においては、湿潤過程で不等ひずみを伴った

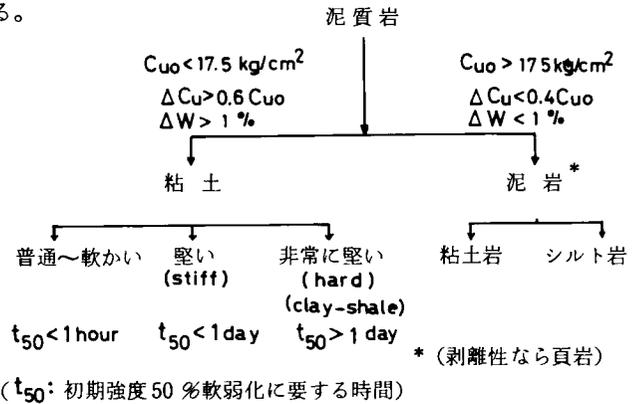


図-2.32 泥質岩の工学的分類 (Morgensternらによる)

吸水膨張により初期骨格構造が最終的には完全に破壊されるとしている。また、乾湿サイクルごとの液性指数と乾湿サイクルの平方根の関係が初期の乾湿サイクルではほぼ直線関係にあることに注目して、スレーキング速さは乾湿1サイクルでの液性指数の増加量で判定できるとしている。そこで、液性指数の増加量 ΔIL_1 とスレーキング現象の観察にもとづいてスレーキング速さを、(1)遅い (S) : $\Delta IL < 0.75$ 、細～粗粒塊

表-2.5 スレーキング特性による分類 (Morgensternらによる)

		スレーキング速さ $W_s = W_L$					
		非常に少ない	少ない	中	多い	非常に多い	
		VL	L	M	H	VH	
		$W_L < 20$	$20 < W_L < 50$	$50 < W_L < 90$	$90 < W_L < 140$	$W_L > 140$	
スレーキング量 $\Delta IL = IL_0 - IL_1$	遅い S	$\Delta IL < 0.75$	VL S	L S	M S	H S	VH S
	速い F	$0.75 < \Delta IL < 1.25$	VL F	L F	M F	H F	VH F
	非常に速い VF	$\Delta IL > 1.25$	VL VF	L VF	M VF	H VF	VH VF

に分解、(2)速い (F) : $0.75 < \Delta IL < 1.25$ 、軟かい均質な粘土、(3)非常に速い (VF), $\Delta IL > 1.25$ 、非常に軟かい粘土、に区分している。以上のスレーキング量とスレーキング速さでスレーキング特性を記述できる分類表を表-2.5のように与えている。

さて、島尻層未風化泥岩の初期せん断強度 cu_0 は、図-2.18より13.5～16.3 kg/cm²、平均14.9 kg/cm²であり、また図-2.23に示したように側圧の大きさにかかわらず、直径5 cm供試体のUU試験では平均11.5 kg/cm²にある。従って、強度の面から島尻層泥岩は粘土に区分される。一方、図-2.19に示すように水浸1年経過後のせん断強度 cu は初期せん断強度 cu_0 の67%、含水比増加は1%で、未だ軟弱化過程にあって、 $\Delta cu > 0.6 cu_0$ を満足するものではないが、明らかに $t_{50} > 1$ year > 1 day であることから hard clay に細区分される。次に、液性限界は50～90%に分布しており、また図-2.31から $\Delta IL_1 = 0.32 \sim 0.35$ の値にあるからスレーキング特性は、スレーキングの量がM、スレーキング速さがSにあるものとして分類される。しかも、このスレーキングの量MおよびSの観察状況は島尻層泥岩の観察結果と一致するもので、乾湿1サイクルのスレーキング状況はクラックの発生、あるいははき状塊への分離程度のものである。

表-2.6 泥質岩の特性 (Morgensternらによる)

地層名	地質年代	位置	採取深度 m	w_n %	w_p %	w_L %	PI %	圧縮強度 kg/cm ²	分類		
									軟弱化試験	スレーキング量	スレーキング速さ
Edmonton	白堊紀	カナダ	4.5	17.2	17.0	180	163	7.7	Hard to stiff clay	VH	S~F
Oxford clay	ジュラ紀	イギリス	—	21.9	14.9	68.5	43.9	9.8	Hard clay	L	S
Battle	白堊紀	カナダ	18	21.2	25.7	50.0	24.3	10.2	Hard clay	L~M	S
Bearpaw	白堊紀	カナダ	3.6	18~28	17.0~28.6	47.0~127.0	30~94	33.6	Hard clay	L~M~H	F
Pierre	白堊紀	アメリカ	25	25.8	32.7	44.7	12	42.0	Mudstone	L~M	S
Clagget	白堊紀	アメリカ	135	13.5	27.8	89.6	62	84	Mudstone to hard clay	M~H	VF

w_n : 自然含水比, w_p : 塑性限界, w_L : 液性限界, PI : 塑性指数

ところで、Morgensternらが対象とした泥質岩の分類結果をみると、brown London clayはstiff clay、スレーキング量Mとして分類され、またhard clayあるいは泥岩に分類されている泥岩質を例示すると、それらの物理的性質とともに表-2.6のようになる。表中、hard clayであるBearpaw層と泥岩であるPierre層とが強度的に島尻層泥岩と類似している。しかも、Bearpaw層には大きな塑性を示すものも含まれていることと、スレーキング速さがFであることを除いて、両泥質岩と島尻層泥岩には大差がない。そこで、強度が軟弱化する速さの面から島尻層泥岩と両泥質岩を比較、検討する。すなわち、島尻層泥岩は、強度的にはhard clayであるが、完全軟弱化強度は「粘土」の分類条件を満足するものではなかった。一方、ここでは上記泥質岩に対する $c_u/c_{u0} \sim \log t$ 関係図を示していないが、それによるとBearpaw層では水浸12日で $c_{uf} < 0.4 c_{u0}$ 、またPierre層では水浸32日で $c_{uf} = 0.8 c_{u0}$ のように、hard clayと泥岩の差は軟弱化の速さにおいて顕著のようである。しかも、泥岩に分類された5種類の泥質岩に対して、完全軟弱化状態が確認されたものは1種類で、Pierre層と他の3種類（砂岩と頁岩に分類）では完全軟弱化が確認されないうまま水浸32日～200日で実験を中止し、そのときの強度を完全軟弱化強度としているようである。しかし、Pierre層と島尻層泥岩の $c_u/c_{u0} \sim \log t$ 関係を比較すると、図上での時間的な位置とその直線の勾配が一致することが確かめられている。すなわち、Pierre層の軟弱化は長期にわたって進行し、その完全軟弱化強度がさらに減少することを示唆しており、軟弱化の速さも「粘土」と「泥岩」を区分する基準になりうるものと考えられる。従って、軟弱化の速さの観点からは、島尻層泥岩はPierre層と類似し、泥岩として分類される性質をも示すものである。

以上のことを考慮すれば、島尻層泥岩は、強度的には粘土に分類されるが、耐水性の程度においては泥岩の性質を示すものであるから、Morgensternらが対象とした多くの泥質岩に対比させて、「hard clayから泥岩」にまたがり、そのスレーキング特性は低～中位にある泥質岩として位置づけできよう。

なお、比較の対象にしたBearpaw層とPierre層は、Underwoodによって「active shale」に分類されているので、島尻層が「泥岩」に分類された場合でも問題ある泥質岩であることに注意しなければならない。

2.4 N値からみた島尻層泥岩の地盤特性

地盤の特性を把握するためには、現場での土質調査と室内での土質試験の両面からの検討が必要である。一般に土質調査は、各種の調査方法から調査目的に最も適合した方法を選択して行われるべきものであるが、島尻層では標準貫入試験を主体とした調査が慣例的に行われている。そこで、N値にもとづいて島尻層泥岩地盤の特性を把握する。

先に概略した力学的性質は、未風化泥岩に関するものが主体である。一方、地盤は風化層と未風化層で構成され、標準貫入試験による調査は風化層をも対象とするものであるから、その性質をある程度把握する必要がある。しかし、風化層に関する研究はほとんどなされていないので、ここでは原位置での観察にもとづく風化分帯について略述する。前章で引用したように、Bjerrum¹⁴⁾は泥質岩層における風化層を表層から深さ方向に、①気候条件による物理的風化作用で結合力が完全に

破壊され、かつ化学的風化作用も進行している表層部、②季節的な地下水位の周期変動に伴った有効応力変化が結合力を破壊する領域で、クラックが発達し、そのクラックに沿って自由水が循環する領域、③地表面に作用する風化要因を受けないが、上載荷重の除去に伴って発生する不均一な膨張ひずみに起因して、緩慢な速度で結合力が破壊される領域、に区別している。一方、島尻層泥岩では、切土斜面などで観察される標準的な風化層は、④土壌化した褐色の表土、⑤軟質な小角れき状の塊を含むが、全般的に粘土化した層で褐色を呈す、⑥クラックなどの分離面が発達し、分離されたブロックは岩状を呈するが、クラック面に沿って褐色の軟質な薄層を挟んだ層、に区分される。この風化層を Bjerrum の風化分帯に対比させると、④と⑤は①に、⑥は②に対応していると考えられるが、③に対応する層は肉眼での区別が困難なようである。この層を確認するには具体的な尺度を必要とするであろう。

砂川らは、那覇市の地盤特性を明らかにするため、これまで行われた多くの標準貫入試験結果から各地点での柱状図と N 値を集録している。それによると、泥岩層での柱状図は、 $N < 30$ の場合現場での判別分類により CH（高塑性粘土）として、 $N > 30$ の場合島尻固結粘土として土層区分されている。それぞれの層での N 値は、CH 層では 20 以下が多く、島尻固結粘土では急激な増加を示し、打撃数 50 回の貫入打止めとなっている。また、含水比と N 値の関係が示されているが、含水比 20～30% では $N > 30$ となる頻度が多く、一方含水比 30% 以上では N 値の多くは 10 以下にあることが推定できる。すなわち、CH 層の大部分は風化状態、島尻固結粘土層は未風化状態にあることを示唆している。しかし、CH 層での区分、とりわけ CH 層から島尻固結粘土層への N 値の変化は明確でない。この点を明らかにするために砂川らの集録とは別に、2 地点での調査結果を示したのが図-2.33 である。図中、打撃数 50 回の

打止めの場合の N 値は、30 cm 未満の貫入量と打撃数から近似的に比例関係で 30 cm 貫入量に換算した値を示したものである。A 地点での調査は浦添市内での建築基礎の設計を目的としたもので、地形は平坦であるが、周辺に比較してくぼ地で、表層部分に捨土された形跡がある。B 地点の調査は既設送電鉄塔の移設を必要とするかを検討するために行われた斜面での調査である。A 地点での N 値は、

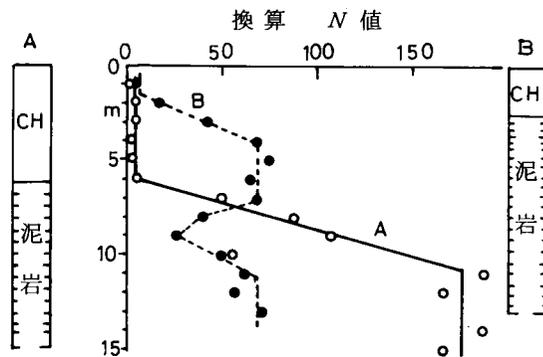


図-2.33 島尻層泥岩地盤の N 値特性

深度 6 m までは 2～5 の値にあるが、6～10 m の間ではほぼ直線的に 170 まで増加し、10 m 以深では 160～180 の一定値を示す。観察記録によると、6～10 m の間では縦方向にクラックが存在するが、10 m 以深では非常に硬質であるとされている。一方、B 地点での N 値は、2 m までは 20 以下にあるが、2～4 m の間では A 地点同様、直線的に 70 まで増加し、9 m 付近の弱面層を除いて 4 m 以深では 70 前後の一定値を示している。これらの深度方向への N 値の変化から明らかなように、地盤は地表より $N < 20$ の領域、深度とともに N 値が 50 以上に増加する領域、増加した N 値が一定値を示す領域に区別できる。これらは通常の大まかな風化分帯³⁰⁾に従うと、上位より強風化帯（表土も

含めた風化層), 弱風化層(準風化層), 未風化帯に区分できるであろう。

一般に, 正規圧密粘土地盤では土かぶり厚さの影響を受けて深度方向への含水比減少や強度増加を示し, それに対応して N 値も増加する傾向にあるといわれている。一方, 泥質岩地盤は地質履歴により著しい過圧密効果と結合力の影響を受けて半固結化しているので, 通常の土質調査の深度に限定すると, 土かぶり厚さよりも固結度に支配されて, 深度方向への N 値は一定値を示す傾向にあるとみなすことができる。この傾向は, 図-2.33の未風化帯での N 値一定の傾向からも明らかであり, また先の砂川らによって集録された約90本の柱状図から10 m以深の N 値(30 cm貫入量に換算)を調べたところ, 深度方向への著しい変化はみられず, 調査地点によって70~180の値にあることから明らかである。さらに, 上原も $N > 30$ の地盤³¹⁾においては, 深度による N の増加が認められないとしている。従って, 深度方向への N 値の著しい変化は, 土かぶり厚さよりも風化程度に支配されるといえる。もちろん, 風化層に限定すれば, N 値は土かぶり厚さの影響を受けるものであり, 未風化層は均一なものではなく, 砂岩との互層を形成したり, 断層などの弱面を含むことはいうまでもない。なお, Bjerrumの風化分帯と対応させると, 強風化層は①に, 弱風化層は②と③に対応すると推察されるが, 弱風化層を②と③の風化分帯に細区分することは N 値特性からでもやはり困難のようである。

ところで, N 値と圧縮強度の関係づけがよく行われる。Terzaghi-Peck³²⁾は粘土のコンシステンシー, N 値および一軸圧縮強度 q_u の関係を与えている。この提案値の概数としての $q_u \approx N/8$ (kg/cm²)が, N 値から粘土の圧縮強度を推定するのによく利用されている。一方, 島尻層泥岩地盤に対しては次の関係式が提案されているようである。

$$q_u = \frac{N}{4} \sim \frac{N}{5} \quad (2.7)^{33)}$$

$$q_u = \frac{N}{6} \sim \frac{N}{15} \quad (2.8)^{31)}$$

これらの式の風化層, 未風化層への適用区別は明らかでないが, 風化層における強度試験データが乏しいので, 未風化泥岩供試体の強度との比較で検討する。先に示したように, 未風化泥岩層の N 値は地域によって70~180の範囲にある。この値を式(2.7)に代入すると, 圧縮強度は $q_u = 14 \sim 45$ kg/cm²と推定される。この推定値は, 図-2.11に示したように, 未風化ブロックサンプルから成形した供試体の圧縮強度17~40 kg/cm²とはほぼ一致している。他方, 式(2.8)に適用すると, 分母に小さい値を採用すれば実測値と大差ないが, 分母に大きな値を採用すると未風化泥岩の強度を過小評価することになる。これらのことから, 式(2.7)は未風化泥岩の強度を評価するのに妥当な推定式であり, 一方式(2.8)は風化層と未風化層の両方を対象として提案されたものと推察される。

2.5 結 語

本章においては, 泥質岩の一般的な性質を把握するために, 本研究の実験試料である島尻層泥岩に関して, 主として通常の土質試験にもとづいて得られた物理的, 力学的性質を羅列し, これに若

干の検討と考察を加えた。そして、この結果を既往の泥質岩に対する工学的分類法に適用し、他の多くの地域の泥質岩の性質と比較して、その位置づけを行った。また、標準貫入試験による N 値から島尻層泥岩地盤の特性を明らかにした。

また、島尻層泥岩の物理的、力学的性質を2.2.4にまとめてあるが、これらを要約すると、次のようである。泥岩を解きほぐした試料についての物理的性質は通常の粘土とそれほど変わらず、しかも、膨潤性粘土鉱物を多量に含む特異な泥質岩を除けば、多くの地域の泥質岩の物理的性質と類似のものである。一方、力学挙動は続成作用による結合力に影響されるものである。すなわち、不攪乱泥岩と練返して正規圧密した供試体についての標準圧密試験、あるいは不攪乱泥岩と練返し供試体についての圧縮試験結果を比較、検討したところ、この結合力が泥岩に対してもたらず効果は強度増加と変形の抵抗性であることが明らかとなった。しかし、この結合力の効果は吸水膨張、乾湿作用および攪乱によって、容易に喪失するものである。また、この泥岩の力学挙動を調べる際、試料が飽和していれば、間隙水圧の役割を無視することができず、Terzaghiの有効応力でもって、その力学挙動を記述できることが明らかになった。

次に、本章で略述した物理的、力学的性質にもとづいて、島尻層泥岩をUnderwoodによる泥質岩の分類法に適用すると、「active shale」に分類され、土木工会上考慮されるべき多くの問題点が示唆された。Morgensternらによる分類法に適用した場合、強度的には粘土に分類されるが、耐水性に関しては泥岩としての性質を示すものであるから、「hard clayから泥岩にまたがる」地盤材料に分類される。一方、スレーキングの程度は、他の多くの地域の泥質岩に比較して、むしろ中程度以下にあるという。しかし、島尻層泥岩に対する耐水性の検討は、長期にわたる実験結果にもとづくもので、しかも水浸による完全軟弱化状態に要する時間は数年の単位を必要とするものである。このような長期にまたがる実験から泥質岩の軟弱化過程の把握と完全軟弱化強度を明らかにすることは興味あるところであるが、判別法や分類法を目的とした実際の見地からは単純かつ短時間に行える試験法が適切であり、完全軟弱化強度に代わる尺度、あるいは別の判定法の提案が望まれるところである。

ところで、stiff clay、あるいはhard clay (clay shale)のような用語は我が国ではあまり用いられないが、一方泥岩は通常、粒径によって粘土岩およびシルト岩に分類されている。表-2.5に引用したように、Morgensternらが対象としたヨーロッパやカナダにおける泥質岩の多くは古い地質年代の堆積物であるにもかかわらず、我が国における第三紀層泥岩に比較して、強度が低く、あまり固結していない。この固結度の低さが過圧密粘土としての取扱いを可能にし、Morgensternらの分類用語にみられるような、stiff clayやhard clay (clay shale)の表現が用いられるようになったものと考えられる。それに対して、我が国における第三紀層泥岩の多くは比較的固結していて、半固結状態にある堆積岩、あるいは軟岩として表記され、粘土としてのニェンスは含まれないようである。したがって、島尻層泥岩は、我が国における泥岩の種類の中でも低い固結状態の部類にあると思われるので、Morgensternらの分類用語による「hard clayから泥岩にまたがる」地盤材料としてよりも「弱固結状態にある粘土岩」としての表記が適切であろう。

このような弱固結状態にある島尻層泥岩地盤の N 値は、地質履歴による結合力と過圧密効果の影響を受けて、通常の土質調査深度ではほぼ一定値を示す傾向にあり、場所によって異なるが、 $N =$

70～180にあると推定される。一方、深度方向への N 値の急激な変化は風化程度に支配されるもので、この N 値特性から地盤を強風化層、弱風化層、未風化層に大別することが可能である。

参考文献

- 1) Underwood, L. B. : Classification and identification of shales, Proc. of ASCE, Vol. 93, No SM6, pp. 97～116, 1967.
- 2) Morgenstern, N. R. et al. : Classification of argillaceous soils and rocks, Proc. of ASCE, Vol. 100, No GT 100, pp. 1137～1156, 1974.
- 3) Ward, W. H. et al. : Further studies of the properties of London clay, Geotechnique, Vol. 9, pp. 33～58, 1957.
- 4) 新城俊也：沖縄における泥灰岩の工学的特性（Ⅲ），琉球大学農学部学術報告，第19号，pp. 331～342, 1972.
- 5) 砂川徹男・上原方成：路床土としての島尻層土について，琉球大学理工学部紀要工学篇，第9号，pp. 151～156, 1975.
- 6) 上原方成・砂川徹男：沖縄地方の細粒土の物理的性質について，琉球大学理工学部紀要工学篇，第7号，pp. 119～125, 1974.
- 7) 宮城調勝：土の粒度試験におけるトリポリリン酸ナトリウムの分散効果，沖縄農業，Vol. 6, No 2, pp. 32～35, 1967.
- 8) Skempton, A. W. : The colloidal "Activity" of clays, Proc. 3rd ICSMF, Vol. 1, pp. 57～61, 1953.
- 9) 松坂・他：沖縄本島・久米島の土壌分類について，農業技術研究所報告B, Vol. 22, pp. 305～404, 1975.
- 10) 川島・他：沖縄におけるジャーガルならびにマーチ土壤とその母岩について，土壤肥料学雑誌，Vol. 17, pp. 451～454, 1943.
- 11) 上原方成・大成博文：沖縄・島尻層構成土の化学特性とすべり・崩壊について，第30回土木学会年次学術講演集，第3部，pp. 398～399, 1975.
- 12) 福田・他：第5次沖縄天然ガス資源調査・研究概報，地質調査月報，Vol. 21, No 11, pp. 627～672, 1970.
- 13) 新城俊也・小宮康明：島尻層新里粘土の力学特性，琉球大学農学部学術報告，第25号，pp. 325～337, 1978.
- 14) Bjerrum, L. : Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. of ASCE, Vol. 93, No SM5, pp. 3～49, 1967.
- 15) 吉中龍之進・山辺正：泥岩の強度・変形特性，第32回土木学会年次学術講演集，第3部，pp. 356～357, 1977.
- 16) 新城俊也：沖縄における泥灰岩の工学的特性（Ⅰ），琉球大学農学部学術報告，第18号，pp. 127～136, 1971.

- 17) 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，琉球大学農学部学術報告，第25号，pp. 307～323，1978.
- 18) 新城俊也：島尻層泥岩のセン断特性，琉球大学農学部学術報告，Vol. 23, pp. 237～254, 1976.
- 19) Mitchell, J. K. et al.: Causes of clay sensitivity, Proc. of ASCE, Vol. 95, No SM3, pp. 845～871, 1969.
- 20) 仲野良紀：第三紀層地スベリ母岩（泥岩）の軟弱化と物性の変化について，農業土木試験場報告，No 4, pp. 143～169, 1966.
- 21) 足立紀尚・小川豊和・山本雄二：低圧および高圧下の軟岩の力学挙動，第13回土質工学研究発表会講演集，pp. 1125～1128, 1978.
- 22) 吉中龍之進・山辺正：軟岩の応力～ひずみ挙動に関する実験的研究（I），第33回土木学会年次学術講演集，第3部，pp. 448～449, 1978.
- 23) 赤井浩一・足立紀尚・新城俊也：沖縄，島尻層泥岩の力学特性，京都大学防災研究所年報，Vol. 16（B），pp. 753～764, 1973.
- 24) Skempton, A. W.: The pore-pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, pp. 143～147, 1954.
- 25) 竹中準之助：土質調査試験結果の解釈と適用例，土質工学会，pp. 155～190, 1968.
- 26) Deere, D. U.: Rock Mechanics in Engineering Practice, ed. by Stagg and Zinkiwicz, John Wiley and Sons, pp. 4～12, 1968.
- 27) 赤井浩一・足立紀尚・田伏宣夫：有効応力からみた軟岩の力学特性，材料，Vol. 23, pp. 368～373, 1974.
- 28) 奥園誠之：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎，Vol. 20, No 2, pp. 33～40, 1972.
- 29) 砂川徹男・上原方成：那覇市の地盤について，琉球大学理工学部紀要工学篇，第6号，pp. 101～162, 1973.
- 30) 関陽太郎：建設技術者のための岩石学，共立出版，pp. 96～97, 1976.
- 31) 上原方成：沖縄における地盤災害とその対策に関する研究，京都大学工学博士学位請求論文，pp. 152～168, 1977.
- 32) 星埜和・他訳：テルツアギ・ペック土質力学応用編，丸善，pp. 303, 1970.
- 33) 松井彰・横山羌泰：沖縄の地盤，土木学会誌，Vol. 58, No 9, pp. 59～67, 1973.

第3章 泥質堆積岩（島尻層泥岩）の強度特性^{1,2,3)}

3.1 概説

従来、泥質岩からなる基礎地盤は通常の粘土層に比べて堅固であることから、比較的良好な支持層とみなされ、工学上あまり関心が払われなかった。しかし、最近の土木構造物の大型化、多様化に伴って泥質岩層を対象とした重量構造物基礎の設置あるいは大規模な切土、開削工事が行われるようになり、重量構造物建設の可否や応力解放に伴う地盤の安定性を検討するために泥質岩の力学特性を把握することが必要となっている。

半固結状態にある泥質岩は、その固結度合に応じて硬岩から通常の過圧密粘土にまたがった幅広い力学的性質を示すものである。しかも、この種の泥質岩は著しい地質履歴を受けているので、その強度・変形特性は固結度合と異方性に支配されるであろう。従って、本章においては、前章においてその工学的位置づけがある程度明確にされている島尻層泥岩を試料に選び、60 kg/cm²に及ぶ拘束圧力下での三軸圧縮試験により弱固結状態にある泥質岩の強度・変形特性を明らかにしようとするものである。そこで、初めに、第1章で略述した Bjerrum による泥質岩の力学挙動に及ぼす地質履歴の影響をせん断挙動に対しても考察する。そして、改めて本章の目的とする泥質岩の強度・変形を明らかにするために準備された三軸装置と実験方法が概略され、また実験操作上の問題点、ここではバックプレッシャーの大きさの決定とメンブレンの補正が実験的に調べられる。次に、地盤に対し鉛直方向の供試体について圧密圧力60 kg/cm²までの圧密非排水型三軸圧縮試験および拘束圧力25 kg/cm²までの圧密排水型三軸圧縮試験を行い、破壊時に注目した体積変化と間隙水圧の特性から強度と有効応力の関係、また残留強度について検討、考察し、さらに地盤内応力の推定を試みる。そして、それらの結果に基づいて算出した支持力を平板載荷試験あるいは杭載荷試験と比較することにより強度定数の選択と適用法について若干の検討を行う。最後に、地盤に対し種々の軸方向を有する供試体について圧密圧力25 kg/cm²までの圧密非排水型三軸圧縮試験を行って、非排水強度及び間隙水圧の挙動の異方性を調べる。

なお、支持力問題が破壊と変形に関する検討を必要とするように、明らかにされるべき力学特性では強度と変形が同時に検討されなければならないが、本章では主に破壊点付近に注目し、強度特性を検討することとし、変形挙動の詳細は次章で検討することとする。

3.2 せん断挙動に及ぼす地質履歴の影響

第1章緒論において述べたように、Bjerrum⁴⁾によると、泥質岩は、数百万年から数千万年前に堆積した粘土層が堆積後の地質学的尺度としての長年月にわたる続成過程を経て、その過程で生成された結合力により半固結化したものといわれている。また、このような半固結化した泥質岩はその後の上載荷重の除去により過圧密状態にあるが、単に過圧密効果だけを受けただけで結合力をもたない粘土に対比させると、続成作用による結合力によって変形に対する抵抗性と強度増加が付加されたものであることもこれまで述べたところである。すなわち、強度ならびに変形特性が結合力の影響を受けていることは、第1章、図-1.1(a)に示したように、半固結化した泥質岩が除荷-載荷過程でさしたる体積変化を伴わずに挙動すること、また第2章で述べたように、十分繰返すこ

とにより結合力を除去した供試体が不攪乱供試体に比較して小さな強度とプラスチックな変形挙動を示すことから推察されうるものである。一方、最近の実験的研究によると、低圧から数百 kg/cm²にまたがる拘束圧力下での泥質岩のせん断特性は通常の過圧密粘土の特性に類似したものであることが明らかにされ^{5,6)}、結合力の効果は通常の過圧密粘土における過圧密効果の現象に包含されたものとなっている。しかし、現在のところ、せん断挙動を過圧密効果と結合力効果の挙動に分離することは可能でないように思われる。そこで、これまで多くの実験事実に基づいて明らかにされた通常の過圧密粘土のせん断特性に結合力の効果を付加した場合、泥質岩がいかなるせん断挙動を示すかを概念的に以下のように考察する。

図-3.1 (a) は圧密圧力と含水比の関係を示すものであるが、この図は先の図-1.1 (a) における圧密圧力 p を普通目盛に改め、それに実験室で再現可能な通常の過圧密状態の関係を图中的記号 b, d で追加したものである。周知のように、図中に示した堆積過程 (正規圧密) ab 及び過圧密状態 bd にある粘土に対し圧密非排水せん断試験を行った場合、圧密圧力 p と非排水せん断強度 c_u の関係、ならびに圧力 p と破壊時の間隙圧係数 A_f の関係はそれぞれ図(b)と図(c)に、図(a)の記号と対応させて示される。

一方、自然地盤の堆積粘土が図(a)の土かぶり状態 b で何百年も何千年の間一定の有効応力のもとでそのままの状態におかれると、二次圧密を生じ、粘土の含水比は状態 e まで減少して平衡する。その後、直ちに上載荷重が除去されると、比較的大きな回復ひずみを伴うことから圧密圧力と含水比の関係は ef' の関係で示される。しかし、状態 e にある粘土がさらに地質学的尺度の長期間にわたってそのままの状態におかれると、続成作用により粘土粒子間に結合力が発達し、半固結化した状態となる。従って、半固結化した粘土の場合、この粒子間結合力が除荷に伴う回復ひずみを拘束するため、除荷過程ではさしたる体積変化なしに ef の経過をたどり、また有効上載荷重以上の荷重増加に対しても結合力で拘束されている骨格が降伏するまでは、さしたる体積変化を伴わず、処女圧密曲線と点 g で交わる egc の経過をたどることも先に述べたことである。いま、ここでは結合力を受けた粘土に限定し、結合力の効果の1つである強度増加を非排水せん断強度 c_u と、またもう1つの変形に対する抵抗性をせん断に伴う体積変化、すなわちダイレイタンスーの関数である破壊時の間隙圧係数 A_f と関連させれば、せん断挙動に及ぼす結合力の影響は図(b)と(c)において、除荷過程の場合 ef で、また載荷過程の場合 ec で示される。すなわち、図(b)において圧密圧力の増加に伴って a から b まで増加した非排水せん断強度 c_u は、長期間一定有効応力状態のままおかれると二次圧密と続成作用の結合力の影響を受けて状態 e まで増大するであろう。しかも、結合力が粒子間を拘束しているので除荷に伴う含水比の増加はわずかであり、また結合力

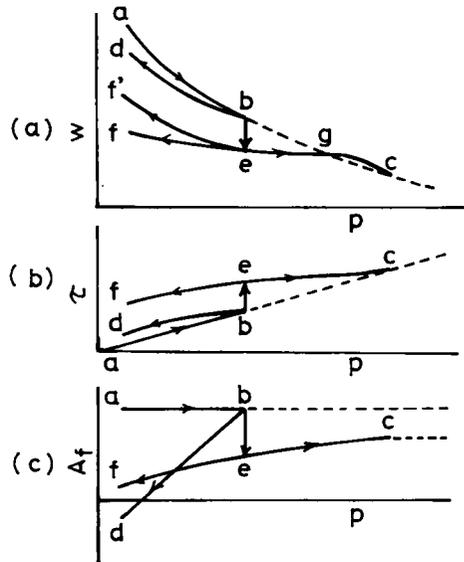


図-3.1 泥質岩の形成とせん断挙動の概念図

によって拘束されている骨格が降状するまでは圧密による含水比減少はわずかである。従って、圧密降伏荷重以下での除荷・載荷に伴った強度変化はわずかなものとなるから、圧密圧力と非排水強度の関係は、圧密降伏後に状態 c で正規圧密の強度増加線と交わるような f_{ec} 関係で示される。しかし、この関係は通常の過圧密粘土の過圧密領域における傾向と類似したもので、試験に当り試料の過去における最大土かぶり厚さが既知でなければ、非排水強度を過圧密効果と結合力の効果に分離することは不可能である。

次に、通常の過圧密粘土においては過圧密比が大となれば、せん断に伴う正のダイレイタンスを生じ、間隙圧係数が負の値になることは周知のことである。一方、圧密圧力 b の状態で結合力の影響を受けた粘土は、同一圧密圧力における結合力を持たない正規圧密粘土と比較してぜい性的な挙動を示し、小さな破壊ひずみのもとに弾性挙動が卓越するであろう。従って、結合力を受けた粘土においてはせん断に伴う体積変化はわずかとなり、正規圧密粘土と比較して発生間隙水圧は小さく、しかもせん断強度は増大しているので、間隙水圧係数 A_f は図 (c) に示すように b から e まで減少する。そして、e より小さな圧密圧力においては結合力によるぜい性的挙動が維持されているため、除荷に伴う A_f の減少は通常の過圧密粘土ほど著しくなく、また e より大きな圧密圧力においては圧密圧力の増加に伴ってぜい性的挙動からプラスチックな挙動に移行するため、 A_f は徐々に増加し、圧密降伏圧力を境として正規圧密粘土と同様一定となるであろう。

以上の推察は泥質岩を、結合力が著しく付加された過圧密粘土とみなし、これを通常の過圧密粘土と対比させることにより、そのせん断特性を土質力学的に考察したものである。このことに関しては、異なる結合力の状態にある種々の泥質岩について低圧から高圧にまたがる拘束圧力下での詳細な実験的研究によって明らかにされる必要があるが、本章でも弱固結状態にある泥岩のせん断挙動と併せて等方圧密圧力 60 kg/cm² までの拘束圧力下における上述の特性について検討する。

3.3 実験装置と実験方法の概要

3.3.1 実験装置

本章においては、軸対称の三軸圧縮試験を行うことにより低圧から高圧にまたがる応力下での泥質岩の力学挙動を明らかにしようとするものである。そのためには、側圧 10 kg/cm² 未満の低応力範囲を対象とする通常の土質用三軸試験装置のみならず、数十 kg/cm² 以上の側圧と数 ton の軸荷重容量をもつ装置が必要であるとともに、それらの測定系は高精度の計測装置を具備していることが要求される。しかし、単一の装置でこれらすべてを満足させることは困難であり、応力レベルに見合う負荷容量と精度を備えた三軸試験装置を個々に準備する必要がある。

ここで用いる三軸装置は赤井ら^{7,8)}によって開発、試作された装置あるいはそれと同等の機構をもつ装置である。これらは従来の三軸装置に比べて、三軸室、載荷制御装置および測定系に改良が加えられたものである。以下に三軸装置についてその概要を説明する。

1) 三軸室

使用する三軸室は側圧 10 kg/cm² 以下の低圧用 1 種類ならびに側圧 30 kg/cm² と 70 kg/cm² まで作用可能な中圧用 2 種類である。低圧用三軸室は図 - 3.2 に、また中圧用三軸室は図 - 3.3 と図 - 3.4 にそれぞれ示してある。これらの三軸室は図に示すように、機構的に同一で、通常のボルトあるいは

蝶ネジによる三軸室の固定方式を改め、ワンタッチジョイント方式を採用することにより取扱いの簡便化、三軸室の小型化をはかったものである。また、用いる供試体の寸法は直径50 mm、高さ125 mmの円柱形で、供試体端面の摩擦を軽減させるため、ペーパードレンによる側方排水方式とし、排水は底面のペDESTAL側面にはめ込まれた円環状のポーラスメタルを通して排水用ビュレットに導かれ、一方間隙水圧測定は排水系と独立させてペDESTAL中央部にはめ込んだ径10mmのポーラス

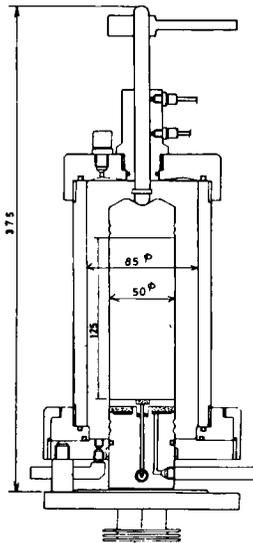


図-3.2 低圧用三軸室
(容量10 kg/cm²)

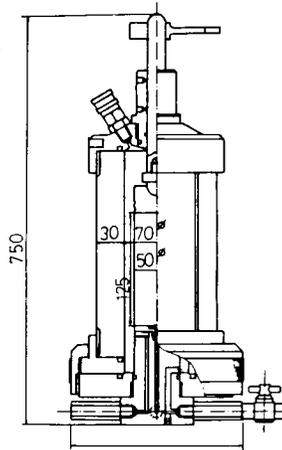


図-3.3 中圧用三軸室
(容量30 kg/cm²)

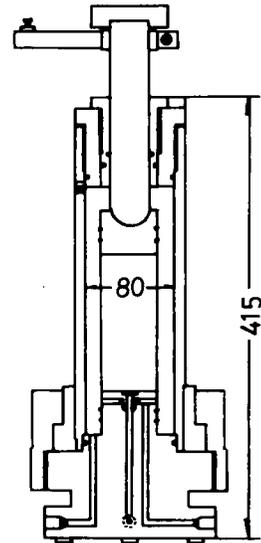


図-3.4 中圧用三軸室
(容量70 kg/cm²)

メタルを通して行われる。低圧用三軸室は側圧10 kg/cm²、軸荷重1 tonまで载荷可能で、セルはアクリルでできている。図-3.3に示す中圧用三軸室の1つは側圧30 kg/cm²、軸荷重3 tonまで载荷可能で、セルは肉厚30 mmのアクリル円筒を用い、常時外部から供試体の状況を可視できるようにしたものである。図-3.4に示すもう1つの中圧用三軸室は側圧70 kg/cm²まで载荷可能で、セルは肉厚1 cmの鋼製円筒でできているが、他の高圧三軸室と比較して人力で取扱いが可能な程度に軽量化されたものである。

2) 载荷制御装置

軸荷重制御装置は主に容量10 tonの電動式圧縮試験機を使用し、他に赤井らによって準備された装置も利用した。電動式圧縮試験機は単に定みずみ速度試験しか行えないが、無段変速機と4段変速のギヤボックスを組合せることにより軸変位速度は0.0005 mm/min～6 mm/minの範囲内で任意に選定可能である。

試験中側圧を一定に保持する機構が必要である。10 kg/cm²以下の側圧はコンプレッサーからの空気圧を空気圧制御弁で制御し、三軸室内で水圧に変換して载荷される。使用した空気圧制御弁は高精度のもので、その機構は所定圧以上の過剰圧力を排気弁により常時排出し、一次圧の振動は制御膜により隔絶され、制御室内で減幅されるから、コンプレッサーなどによる一次圧の変動には影響されず所定の二次圧が得られる機構になっている。また、一次圧の許容最大圧力は17.5 kg/cm²、二

次圧の制御範囲は $0 \sim 10.5 \text{ kg/cm}^2$, その精度は 7 mm 水頭, すなわち 0.0007 kg/cm^2 以下である。一方, 10 kg/cm^2 以上の側圧に対しては図-3.5 に示すような油圧制御装置を用いた。それは, まず, コンプレッサーからの空気圧によって駆動する空気圧駆動油圧ポンプ (air pressure-driven oil pump) で所定の油圧を発生させ, ポンプの作動時の衝撃圧の吸収と一定油量の確保のためアキュムレイターを付置し, それに油圧を蓄圧して一次圧とし, これを高精度の油圧制御弁 (oil pressure regulator) を用いて二次圧として制御し, 所定の側圧を保持する機構である。この油圧は三軸室あるいは水タンク内で水圧に変換され, 側圧として作用する。空気圧駆動油圧ポンプの利点は空気圧で駆動する点であり, その機構は制御された空気圧により一定の倍率の油圧を発生し, かつその圧力に達するまでは無制限に油を送るポンプの機能を有している。油圧制御弁は自動閉鎖, 圧力封入により, 圧を一定に保つことができるので, 温度, 体積変化などによる二次圧側の圧力の増減に対処し, 二次圧を常時一定に制御できる。赤井らが準備した油圧ポンプの倍率は約20倍 (空気圧 1 kg/cm^2 に対し油圧 20 kg/cm^2 が発生), 油圧制御弁の容量 70 kg/cm^2 であるが, これとは別に油圧ポンプ倍率約35倍, 油圧制御弁の容量 210 kg/cm^2 からなる図-3.5 の装置を用意した。

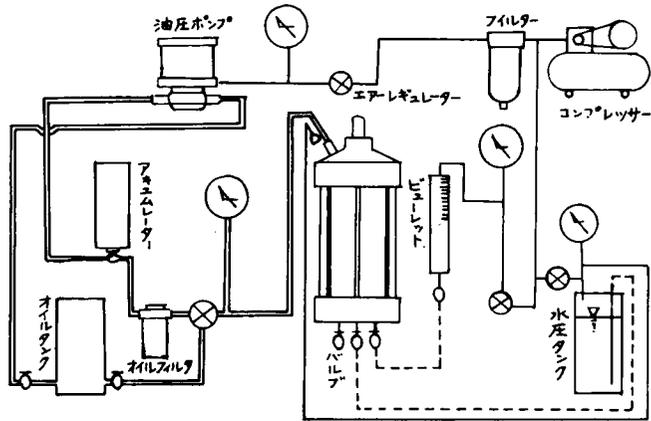


図-3.5 中圧用三軸装置と側圧負荷機構

この油圧は三軸室あるいは水タンク内で水圧に変換され, 側圧として作用する。空気圧駆動油圧ポンプの利点は空気圧で駆動する点であり, その機構は制御された空気圧により一定の倍率の油圧を発生し, かつその圧力に達するまでは無制限に油を送るポンプの機能を有している。油圧制御弁は自動閉鎖, 圧力封入により, 圧を一定に保つことができるので, 温度, 体積変化などによる二次圧側の圧力の増減に対処し, 二次圧を常時一定に制御できる。赤井らが準備した油圧ポンプの倍率は約20倍 (空気圧 1 kg/cm^2 に対し油圧 20 kg/cm^2 が発生), 油圧制御弁の容量 70 kg/cm^2 であるが, これとは別に油圧ポンプ倍率約35倍, 油圧制御弁の容量 210 kg/cm^2 からなる図-3.5 の装置を用意した。

3) 測定系

軸荷重の測定は各種の定格容量のプルービングリングか荷重変換器を使用した。また, 軸変位の測定は同様にダイヤルゲージか差動トランス型変位計 (LVDT) を使用した。間隙水圧の測定は供試体底面の中央部で, 前述のようにペダスタル中央部にはめ込んだポーラスメタルを通し, 半導体小型圧力変換器によって行われる。これらの記録は, 軸荷重測定にプルービングリング, 軸変位測定にダイヤルゲージを使用する場合, 肉眼で行い, 間隙水圧だけを打点記録計に自記させた。一方, 荷重変換器, 差動トランス型変位計を使用する場合, 軸荷重, 軸変位および間隙水圧とも XY レコーダ (2 ペン) に自記させる方法をとっている。

排水用ビュレットは, 空気圧制御弁を用いて任意の大きさのバックプレッシャーが圧密開始と同時に作用でき, かつ圧力による排水量の読みへの影響をなくするために, 空気圧 10 kg/cm^2 に耐える二重構造となっている。その容量は 50 cc , 最小目盛 0.1 cc で, その測定は肉眼で行う。

3.3.2 実験方法

弱固結状態にある泥岩を試料に選び, 上述の三軸試験装置を用いて, 軸対称の非圧密非排水型三軸圧縮試験 (UU-実験), 圧密非排水型 (CU-試験) 及び圧密排水型 (D-試験) 三軸圧縮試験を行うが, それぞれの試験は以下の方法によって行った。

まず、直径50mm、高さ100mmの円柱供試体を準備する。この供試体をセットする前に、三軸室内に水をペダスタルより少し上まで入れて真空ポンプでサクションをかけ、間隙水圧測定系と排水系の脱気を行う。供試体のセットに当っては、端面の摩擦を軽減するためにシリコンオイルを塗ったテフロンシートを敷き、また間隙水圧の平衡と圧密の促進のためにパーパードレインを供試体に巻いた。メンブレンは、側圧10 kg/cm² 以下の場合厚さ0.2mmの生ゴム2枚、側圧10 kg/cm² 以上の場合厚さ2mmの生ゴム1枚を使用している。供試体をセットした後、供試体キャップの上まで水を入れて、側圧は三軸室上方から空気圧あるいは油圧で作用させるが、まず、0.2 kg/cm² の側圧を作用させて約10分間排水を許し、セットの際に混入した余分の水を排除する。その後所定の側圧を作用させ、それに伴って発生した間隙水圧が定常になるのを待って次の操作に移る。実際にはその時間は1時間以内であった。

UU-試験では、その後直ちに0.02～0.026%/minの定ひずみ制御で側圧を1.0 kg/cm² から30.0 kg/cm² まで変化させてせん断試験を行った。その際、間隙水圧の測定も行っている。その実験結果は、例として前章の図-2.25に応力～間隙水圧～ひずみ関係を、また破壊包絡線を図-2.23と図-2.27に示した。

一方、CU-試験ならびにD-試験においては、所定の初期バックプレッシャー（initial back pressure）を作用させながら24時間等方圧密（吸水）を行った。その後、CU-試験では、非排水状態で間隙水圧の測定を行いながらひずみ速度0.02%/minでせん断する。また、D-試験では、圧密終了後バックプレッシャーを作用させながら0.001%/minの定ひずみ速度で排水せん断を行う。側圧30 kg/cm² 容量の中圧用三軸室を用いた三軸試験の状況が写真-3.1に示されている。

本章においては、CU-試験とD-試験の結果について示すが、その際強度に及ぼすバックプレッシャーの影響、また最大応力後の主応力差に及ぼすメンブレンの影響を明らかにする必要性から、それぞれについて次に示すような実験を行って、バックプレッシャーの大きさの選定と強度に及ぼすメンブレンの補正について調べている。

3.3.3 バックプレッシャー u_b の選定

通常、三軸試験では、供試体を飽和し、その中に発生している負圧を消滅させること、また圧密非排水せん断試験を行う場合せん断に伴う発生間隙水圧を正確に測定するために、せん断直前の間隙水圧を同一レベルの一定値にすることを目的としてバックプレッシャーの利用が行われている。特に、本章で対象とする島尻層泥岩供試体は、前章の図-2.24と図-2.26に示すように、飽和状態でもサクションが存在し、かつこのサクションの大きさが強度に影響を及ぼすことが明らかとなっている。従って、強度特性を有効応力に基づいて検討するためには供試体にバックプレッシャーを作用させてサクションを消滅させる必要がある。このような目的のために、圧密非排水せん断試験を行うに先立ち、バックプレッシャーの大きさが主応力差に及ぼす影響を調べるとともに、実験上適切なバックプレッシャーの値を選定するため、以下のような実験を行った。



写真-3.1 三軸試験の状況

試料は西原村でブロックサンプルとして採取したもので、その物理的性質は含水比22%、湿潤密度 2.10 t/m^3 、間隙比 0.60、飽和度 96%以上、一軸圧縮強度は平均 23 kg/cm^2 である。供試体はコアードリルとコアカッターで直径 50 mm 、高さ 100 mm に成形した。ただし、ブロックサンプルの方向性の向きは採取時に確認されていないので、供試体は全くランダムな方向を有するものである。実験条件は、等方圧密の開始と同時にバックプレッシャーを与える初期バックプレッシャーの方法をとり、圧密時間は24時間に限定している。バックプレッシャーの大きさは $u_b = 0, 1, 2, 3, 4, 5 \text{ kg/cm}^2$ と変化させ、圧密圧力は $\sigma_c' = 9 \text{ kg/cm}^2$ 以下である。三軸室は図-3.2に示した低压用を使用し、軸ひずみ速度は 0.026 \% / min である。また、実験結果にバラッキを予想して、供試体の数はバックプレッシャー u_b と圧密圧力 σ_c' の組合せに対し3個ずつである。

作用させたバックプレッシャー u_b と最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を各圧密圧力に対して示したのが図-3.6である。実験結果には、供試体の方向性を無視したことにより異方性もたらした強度のバラッキが認められるが、図中の実線はバックプレッシャーの大きさによって最大主応力差が変化する傾向を圧密圧力の大きさごとに示したものである。それによると、バックプレッシャーが0から2 kg/cm^2 まで増加すると、それとは逆に最大主応力差は減少し、 $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上ではバックプレッシャーの大きさに関係なく最大主応力差は一定になる傾向にある。 $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下においてバックプレッシャーの値が小さいほど、最大主応力差が増大していることは、24時間程度の圧密（吸水）時間は供試体のサクシオンを消滅させるのに十分な時間でなく、しかもバックプレッシャーが小さいほど、有効拘束圧力としてのサクシオンは大きな値となって残存していることによるものと考えられる。従って、圧密時間を24時間に限定すれば、有効応力を正しく算定するためには $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上のバックプレッシャーを作用させることが必要である。

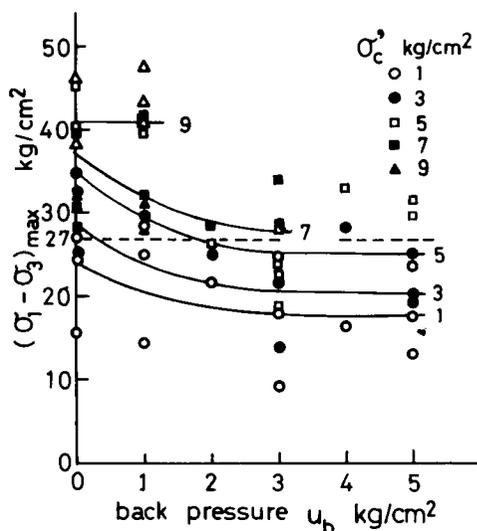


図-3.6 最大応力に及ぼすバックプレッシャーの影響（CU-試験）

ところで、圧密圧力の大きさに支配されることであるが、サクシオンがバックプレッシャーより大きな場合供試体は吸水現象を、またその逆の場合圧密現象を示すであろう。先の図-3.6には側圧 9 kg/cm^2 以下での非圧密非排水せん断試験による最大主応力差の平均値 27 kg/cm^2 も破線で示してある。この値とバックプレッシャー $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上の圧密非排水における最大主応力差を比較すると、圧密圧力 $\sigma_c' = 5 \text{ kg/cm}^2$ 以下ではUU試験における最大主応力差がCU試験における値よりも大きく、その差は圧密圧力が小さくなるほど著しくなっている。このことは、バックプレッシャー作用過程で吸水現象を生じ、含水比が増加し、その結果強度が減少することを示唆するものである。一方、圧密圧力が増大すると、圧密効果によりCU-試験における強度は増大する。いま、

この吸水および圧密現象を圧密圧力と含水比変化の関係で示したのが図-3.7である。ここに、含水比変化は圧密前と圧密後（せん断試験終了後に測定）の増減で示してある。測定値にかなりのバラツキがあるが、圧密圧力 5.0 kg/cm^2 以下では吸水過程、それ以上の圧密圧力では圧密過程にあることが傾向として認められる。供試体は飽和しているのに、含水比変化が生じない圧密圧力 5.0 kg/cm^2 は体積変化を許さない拘束圧力を意味し、この値が実験に供した試料のサクシオンに等しい値と考えられる。

以上のことから、圧密圧力の大きさにより供試体は吸水あるいは圧密現象を示すものであるが、低圧密圧力でのサクシオンの消滅とせん断時の間隙水圧を同一レベルに保持するために、本実験では初期バックプレッシャーとして $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ を適用する。

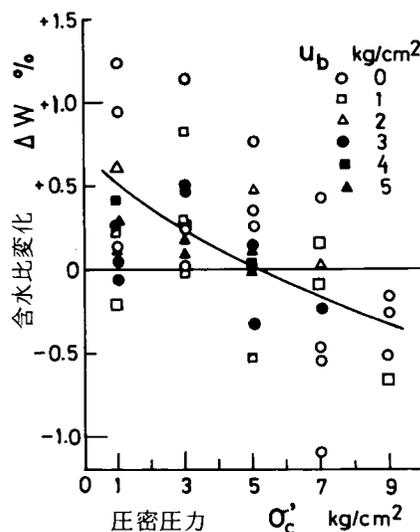


図-3.7 圧密圧力と含水比変化の関係

3.3.4 三軸試験における破壊後の断面とメンブレン補正

本章で対象とする泥質岩を圧密降伏圧力以下の拘束圧で三軸試験を行うと、ある角度の明確な1つのすべり面が形成される。このような破壊形態を生ずる供試体では、軸変位の増加とともに接触面積は変化し、さらにメンブレンは供試体の変位を拘束するから、軸荷重は誤差を含んだものとなる。そこで、破壊後さらに変形を与えて達成される残留応力状態あるいは critical state を求める場合、それらに対する補正を行って正確な応力を算定する必要がある。

破壊後の軸ひずみ増加に伴う供試体の接触断面の補正は、次に示すように Chandler⁹⁾ の方法に基づいて行う。図-3.8は軸変位 Δh を受けたときの水平に対し角度 α からなる単一のすべり面を形成する供試体を示したものである。図(a)は高さ h 、直径 $2r$ からなる供試体が Δh だけ軸変位を受けたときの寸法、図(b)は立体的なスケッチ、図(c)は接触面の平面図、また図(d)は供試体の端面からみた接触面の平面図で、斜線をほどこした面積が接触面積となり、図中の記号を用いてその面積は任意の軸変位に対し次式となる。

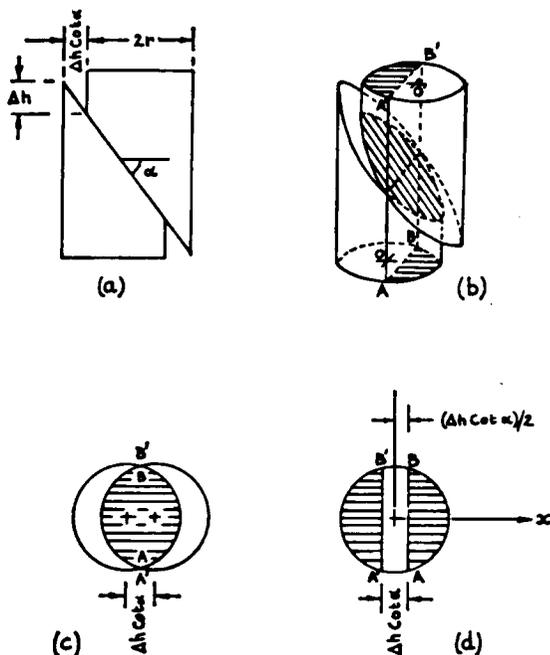


図-3.8 破壊面形成後の断面補正 (Chandler による)

$$A = \left[2r^2 \sin^{-1}(x/r) + 2x \sqrt{(r^2 - x^2)} \right]_{x=0}^{x=r} \quad (3.1)$$

ここに、 A ：接触面積、 $2r$ ：供試体の直径、 α ：せん断面が水平となす角。

次に、軸変位の増加に伴うメンブレンの拘束力は実験的に求められた。直径50mm、125mmのプラスチック円柱体をモデル供試体として準備したが、それは水平に対し $\alpha = 55^\circ$ の角度で切断されている。供試体のセット方法は切断面にグリースを塗り、メンブレンで包み、サクシオンを作用させながら三軸室にセットした。側圧を作用させた後、供試体内を大気圧にもどし、軸変位速度1.25mm/minで排気型三軸圧縮試験を行う。側圧は25kg/cm²まで変化させるが、側圧の大きさに応じてメンブレンの種類と枚数を替えている。すなわち、側圧10kg/cm²以下の場合には厚さ0.2mmの生ゴムメンブレン2枚使用、側圧10kg/cm²以上の場合には厚さ2mmの生ゴムメンブレン1枚使用した。図-3.9は各側圧に対する軸荷重と軸変位の関係を示したものである。図によると、この関係は軸変位4mm前後まで乱れを生じているが、それ以上の軸変位ではほぼ直線関係が存在している。しかも、この直線関係は側圧の大きさにあまり影響を受けず、それぞれのメンブレンに対し傾きはほぼ一定値を示している。そこで、それぞれのメンブレンに対する直線関係の平均勾配 f を算出し、破壊後の軸荷重に及ぼすメンブレンの影響は次式で補正した。

$$(P_1 - P_3)_c = f \cdot \Delta h \quad (3.2)$$

ここに、 $(P_1 - P_3)_c$ ：軸荷重の補正量(kg)、 Δh ：軸変位(mm)、 f ：定数(kg/mm)。

なお、最大応力までの断面補正はC-U試験およびD-試験ともに通常の三軸圧縮試験の補正法に基づいて行い、上述の式

(3.1)と(3.2)の補正はD-試験におけ最大応力後の変位増加に対し適用した。

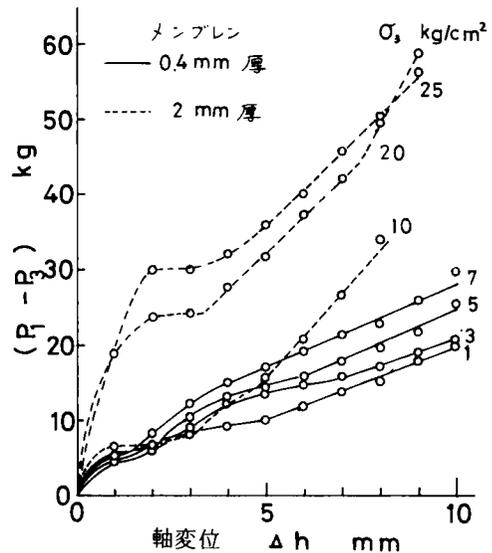


図-3.9 軸変位に伴うメンブレンの補正

3.4 泥質岩のせん断特性

3.4.1 序

本節においては、地盤に対し鉛直方向軸をもつ供試体を対象として、圧密圧力60kg/cm²までの圧密非排水型三軸圧縮試験ならびに拘束圧力25kg/cm²までの圧密排水型三軸圧縮試験から得られたせん断特性が示されている。

3.4.2 試料と実験方法

本節で使用する試料は沖縄本島中南部に分布する島尻層群の与那原層に属し、半固結～弱固結状態にある泥岩である。試料是那覇市の近郊、西原村の土地造成現場で土かぶり厚さ約20mほど除去した位置からブロックサンプルとして採取したものである。その方法は、手掘りによる方法が困難

であったので、土工機械に装着させたリッパーで地山をゆるめ、その際数十cmから1m程度の塊状ブロックが形成されるので、適当な大きさの塊に方向を印し、その場で一辺約40~50cmの立方体に成形した。このブロックサンプルは、含水比が変化しないようにビニールを被せて実験室に搬入し、直ちにパラフィンコートを行い、さらにビニールで包んで保存した。

三軸圧縮試験用供試体は、ブロックサンプルを適当な寸法に切断し、コアードリルとコアーカーターを用いてその軸が地盤に対し鉛直な方向となるように直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形した。その際、ひび割れや弱面（遊離酸化鉄の影響で褐色の筋を形成している）が認められる供試体は除去した。

この試料の物理的性質は表-3.1に示してある。表中の比重、コンシステンシー及び粒度は風乾した試料を解きほぐして測定したものである。また、飽和度は96%以上で、ほとんどの供試体が飽和度100%の完全飽和であった。写真-3.2は、乱さない試料を乾燥させた後、その水平断面を走査型電子顕微鏡で観察したものである。島尻層には粘土鉱物として雲母粘土鉱物、膨潤性緑泥石及びモンモリロナイト様鉱物、また非粘土鉱物として石英、長石及び方解石が含まれていると報告されている¹⁰⁾。観察によると、非粘土鉱物の他に、微細な板状の粘土粒子あるいはコロイドが存在していることがわかる。すなわち、この泥岩はシルト径大のベッドと非粘土鉱物の集合によって形成されている。しかも、この泥岩は続成作用を受けたものであるから、シルト径大のベッドはもちろんのこと、ベッド相互間あるいはベッドと非粘土鉱物間には互にセメンテーションによって結合されているものと推察される。この結合度合の大きさが力学的性質に影響を及ぼすと考えられる。

実験はCU-試験及びD-試験を行っている。CU-試験は初期バックプレッシャー $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ を作用させながら圧密圧力 $\sigma'_c = 5, 10, 15, 20, 25, 35, 45, 55$ 及び 65 kg/cm^2 で等方圧密を行い、その後せん断速度 $0.02 \text{ \%}/\text{min}$ で非排水せん断を行う。しかし、圧密圧力 25 kg/cm^2 までは圧密は24時間以内で終了したが、圧密圧力 35 kg/cm^2 以上になると圧密は長時間を要する。それは、排水がペーパードレインを通してペダスタル側面から行われているので、圧密圧力が増加したとき、圧密の進行に伴って有効側圧が増大するから、ペーパードレイン自体の圧密による透水性の低下が

表-3.1 物理的性質

含水比	w	24.6%	
単位重量	γ_t	2.03 t/m^3	
比重	G	2.79	
間隙比	e	0.71	
飽和度	S_r	96~100%	
液性限界	w_L	67%	
塑性限界	w_p	26%	
塑性指導	PI	41%	
粒度	砂分	3%	
	シルト分	36%	
	粘土分	$< 5 \mu$	61%
		$< 2 \mu$	45%



写真-3.2 島尻層泥岩の水平断面の顕微鏡写真

生じたことに原因していると考えられる。このような場合、 $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ よりも大きい間隙水圧を残留させたまま圧密を打ち切り、非排水せん断試験を行った。従って、後で示す実験結果には区切りの良くない圧密圧力の値が用いられている。また、供試体の数はバラツキを予想して $\sigma_c' = 25 \text{ kg/cm}^2$ までは各圧密圧力に対し 3 個ずつであるが、それより大きい圧密圧力においては実験の都合上 1 個ずつである。

一方、D-試験は圧密圧力 $\sigma_c' = 1, 3, 5, 7, 10, 15, 20$ 及び 25 kg/cm^2 について行い、圧密過程及びせん断過程を通して $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ を作用させている。せん断速度は $0.001 \text{ \%}/\text{min}$ で、最大応力後の主応力差がほぼ一定となるまで供試体に軸変位を与えた。供試体の数は各側圧に対し 1 個ずつである。

なお、図-3.10はCU-試験及びD-試験における圧密開始直前の側圧 σ_3 と発生間隙水圧 u_0 の関係を示したもので、両者には $u_0 = \sigma_3 - 2.32 \text{ (kg/cm}^2)$ なる関係が成立し、Skemptonの間隙圧係数 B は 1 となり、供試体は飽和しているが、 2.32 kg/cm^2 のサクションを有する。しかし、このサクションは圧密過程でバックプレッシャーの作用により消滅したものと推察される。

また、高拘束圧力を受けた泥岩は正規圧密状態に移行するものと仮定し、高圧密領域でのせん断特性を予測するために、次のような正規圧密粘土に関する実験も行っている。試料は別に豊見城村で採取したものである。供試体は、泥岩を解きほぐして高含水比でスラリー状に練り返した後、大型圧密容器（直径 30 cm ）で 0.5 kg/cm^2 の予圧密を行い、それから直径 50 mm 、高さ 100 mm の寸法に成形したものである。この供試体の物理的性質は

$G = 2.74$ 、 $w_L = 78.5 \text{ \%}$ 、 $w_p = 27.6 \text{ \%}$ （ $PI = 50.9 \text{ \%}$ ）で、予圧密終了後の含水比は 43.5 \% である。実験はCU-試験を行うが、圧密圧力は初期バックプレッシャー $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ のもとに 1 kg/cm^2 から 15 kg/cm^2 まで変化させ、24時間圧密した後せん断速度 $0.1 \text{ \%}/\text{min}$ で非排水せん断を行う。

3.4.3 実験結果と考察

(1) 応力とひずみの関係及び間隙水圧、体積変化とひずみの関係

図-3.11はCU-試験における主応力差と軸ひずみの関係、及び間隙水圧と軸ひずみの関係を代表例について示したものである。図中、実線は主応力差を、破線は間隙水圧を、また数値は圧密圧力を示している。実験の圧密圧力の範囲内では、応力とひずみの関係は、初期のひずみにおける直線関係から次第に離れ、ひずみ硬化によって最大応力に達し、その後ひずみの増大とともに応力が減少する典型的なひずみ硬化-軟化型である。この応力~ひずみ関係から圧密圧力の増加に伴って最大応力は増加する傾向が明らかであり、圧密による強度増加が期待できる。また、同様に圧密圧力の増加に伴って応力~ひずみ関係における初期の傾きは徐々に急傾斜となるが、低圧密圧力で

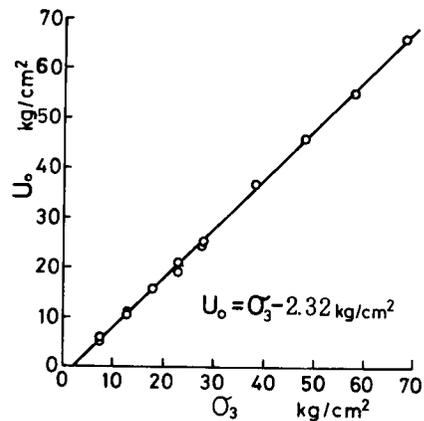


図-3.10 側圧と間隙水圧の関係

は比較的 최대応力まで弾性的挙動である。それに対し、圧密圧力が増加した場合は塑性的挙動の範囲が広がる傾向にある。供試体の破壊ひずみは0.9～1.3%の範囲にあり、破壊面は最大主応力面に対し50～60°の角度にある明確な単一のすべりを形成している。一方、間隙水圧はひずみの増大とともに増加を続け、破壊の直前あるいは破壊と同時に最大となる。この現象は、通常の過圧密粘土において実験的に明らかにされている初期ひずみでのダイレイタンスンによる間隙水圧減少とは、予想に反して異なった挙動である。しかも、最大値に達した間隙水圧は、圧密圧力 $\sigma_c' = 32 \text{ kg/cm}^2$ の範囲内では破壊と同時に体積増加を伴って急激に減少するが、圧密圧力 42.5 kg/cm^2 以上では逆に破壊と同時に間隙水圧が上昇するという特異な挙動を示している。

図-3.12はD-試験における主応力差と軸ひずみ関係を示したもので、図中の数値は有効拘束圧力を表わしている。これらの応力～ひずみ関係はCU-試験におけると同様に、初期のひずみにおける直線関係からひずみ硬化に伴って最大応力に達し、それ以降ではひずみの増大とともに応力が減少して、最終的に応力がほぼ一定となる残留強度に至る、典型的なひずみ硬化-軟化型である。また、拘束圧力の増加に伴う最大応力の増大、及び応力～ひずみ関係の傾きが急となることもCU-試験の場合と同様であるが、破壊ひずみ

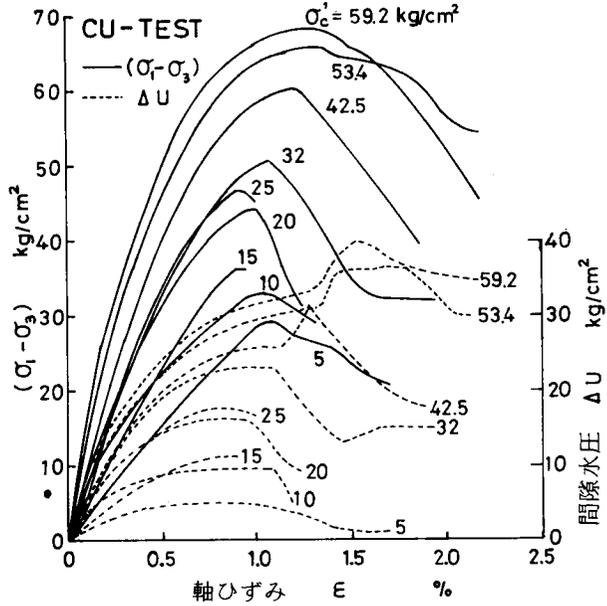


図-3.11 応力～間隙水圧～軸ひずみ関係

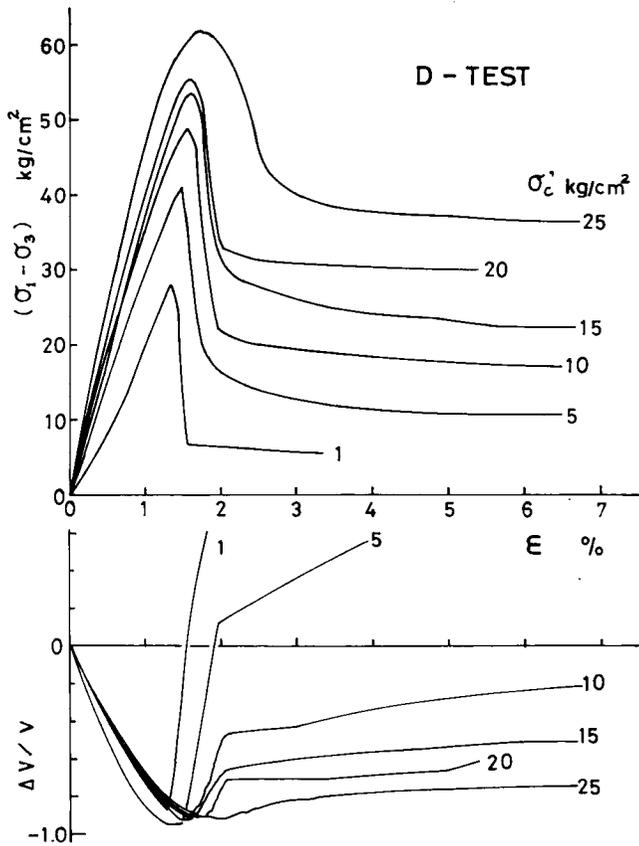


図-3.12 応力～体積変化～軸ひずみ関係 (D-試験)

はCU-試験の場合よりも大きく、有効拘束圧力の増加に伴って $\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における1.35%から $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ における1.75%まで徐々に増加する傾向にある。破壊の形態はCU-試験と同様、明確な単一のすべり面を形成し、その角度もほぼ一致したものであった。一方、体積変化と軸ひずみの関係に注目すると、実験の拘束圧力の大きさのいかんにかかわらず、破壊直前あるいは破壊までは軸ひずみの増大とともに体積圧縮を示し、その後は拘束圧力の大きさによって異なるが、拘束圧力 15 kg/cm^2 以内では体積膨張を、拘束圧力 20 kg/cm^2 以上では破壊後のある軸ひずみ増分に対して、さらに体積圧縮が維持され、その後に体積膨張が生じている。その様子をさらに詳しく示すために、拘束圧力 $15, 20, 25 \text{ kg/cm}^2$ における最大応力付近の主応力差と体積変化の対応関係を拡大したのが図-3.13である。明らかなように、拘束圧力 15 kg/cm^2 においては最大応力と同時に体積変化が体積圧縮から体積膨張に移行しているが、拘束圧力 20 kg/cm^2 及び 25 kg/cm^2 においては最大応力に達した後も体積圧縮が継続している。特に、拘束圧力 25 kg/cm^2 においては、最大応力後、軸ひずみがさらに0.4%も増大して、初めて体積変化が体積圧縮から体積膨張に移行している。

上述のCU-試験における間隙水圧挙動とD-試験における体積変化を比較すると、間隙水圧はダイレイタンシーに依存するものであるから、両試験における挙動は

何ら相反する現象ではない。また、破壊時に注目すると、間隙水圧の減少または体積膨張の場合、及び間隙水圧の増加または体積圧縮の場合が存在するが、これらの差異は、次項で図-3.15に示すように、CU-試験の間隙水圧増加とD-試験の体積圧縮の場合の破壊時の応力状態がほぼ一致していることから、破壊時の有効応力レベルに支配されるといえる。ところが、これらの挙動はHenkel¹¹⁾によって実験的に明らかにされた過圧密粘土の挙動とは異なったものである。いま、泥岩を著しく過圧密された粘土とみなせば、泥岩と通常の過圧密粘土との違いは過圧密効果の度合の差の他に、続成作用による粒子間結合力の差にあると考えられる。そこで、写真-3.2に示した泥岩構成粒子の結合状態に基づいて泥岩のせん断に伴う体積変化、すなわちダイレイタンシー特性について検討しよう。先に推察したように、泥岩の骨格構造は微細な板状粒子の凝集からなるシルト径大のベッドと非粘土鉱物で形成され、しかも骨格には続成作用による結合力が発達している。この結合力はせん断応力に抵抗し、ベッドが単体として挙動することを拘束するので、破壊に至る過程で体積膨張が抑制される。さらに、せん断応力が増大するとベッド間の結合力は破壊され、骨格はベッドあるいはいくつかのベッドの集合体に分離するが、すべり面は1つしか形成されていないので、このような領域はすべり面付近に限定されていると考えられる。従って、破壊時の拘束圧力が小さい場合、ベッドあるいはその集合体は単体として挙動し、せん断ひずみの増大に伴ってこれらの再配列が終了するまでは、体積膨張あるいは間隙水圧の減少が生ずる。一方、拘束圧力が大

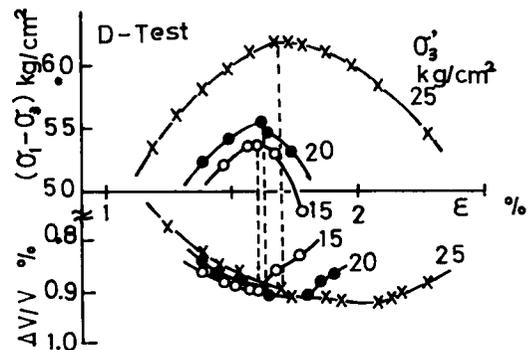


図-3.13 最大応力付近の応力～体積ひずみ関係の拡大図

きい場合は、さらにベッドそのものが破壊され、すべり面に沿う破壊領域は一時的に密な状態に移行するため、体積圧縮の持続あるいは間隙水圧の上昇がもたらされ、しかる後にひずみの増大に伴う粘土粒子の再配列が生ずるものと推察される。以上の検討は推測の域を出るものではないが、ともあれ、破壊時の拘束圧力が大きい場合に間隙水圧が破壊と同時に上昇する現象はこの種の泥岩に認められる実験事実であるように思われる。

なお、破壊までの間隙水圧の挙動と変形特性については次章で詳しく論じられる。

図-3.14は、練返し正規圧密粘土の応力とひずみ、及び発生間隙水圧とひずみの関係を示したものである。実験結果はいくらか乱れを伴っているが、一般的な正規圧密粘土と同じ挙動を示している。

(2) 強度と有効応力の関係

図-3.15はCU-試験における有効応力径路の代表例を示したものである。図中には併せてD-試験での圧密圧力15 kg/cm²以上の有効応力径路も破線で示されている。CU-試験における $\sigma_c' = 32$ kg/cm²以下での有効応力径路は、過圧密状態にある粘土と類似の径路を示しながら最大応力に達し、その後せん断応力の減少と間隙水圧の減少を伴って残留応力状態へ向っている(ただし、CU-試験では残留応力状態を決定するだけのひずみを与えていない)。一方、32 kg/cm²より大きな圧密圧力における応力径路は最大応力に達すると、図-3.11に示したような破壊に伴った間隙水圧の増加が応力径路を破壊包絡線に沿って移動させ、その後せん断応力の減少に伴って残留応力状態に向う。ところで、最近の実験的研究^{5,6)}によると、低圧から数百 kg/cm²にまたがる拘束圧力下での泥質岩のせん断特性は現象的には過圧密粘土と類似したもので、拘束圧力の増加に伴って過圧密状態にある挙動から正規圧密状態にある挙動へと移行することが明らかにされている。図の有効応力径路に注目すると、その径路は過圧密粘土の過圧密領域における径路と類似したものとなっている。従って、正規圧密状態に類似した径路を明らかにするためには、さらに大きな圧密圧力のもとでの実験が必要となるであろう。

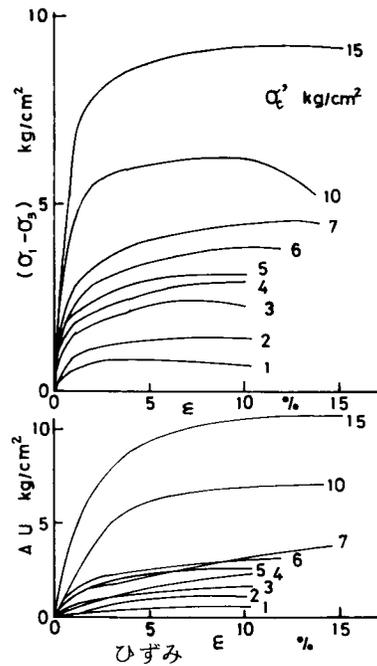


図-3.14 練返し正規圧密粘土の応力～間隙水圧～軸ひずみ関係

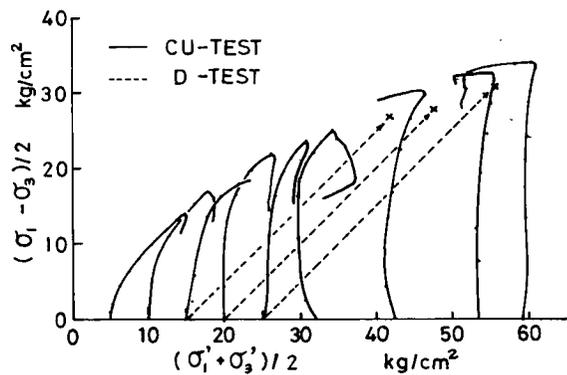


図-3.15 有効応力径路

図-3.16はCU-試験とD-試験の結果を比較するために破壊時の有効応力状態を $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')$ 関係で示したものである。図より、両試験とも破壊包絡線は過圧密粘土と同様に非線形関係にあることが明らかであるが、破壊時の有効応力レベルが増大すると、両試験には差が生じ、D-試験の応力状態はCU-試験よりも低い応力状態に位置している。D-試験ではせん断中に排水を伴う体積圧縮が生じ、かつ有効応力も増大するから、同一圧密圧力におけるせん断強度はCU-試験よりもD-試験において大きくなる。しかし、破壊時の有効応力状態がほぼ同一である場合の両試験を比較すると、D-試験ではせん断中の排水に伴い泥岩を構成しているベッド間の結合力は徐々に崩壊すると考えられ、従ってD-試験の応力状態は、間隙水圧が増加するCU-試験の場合よりも減少したものとなる。また、破壊時の有効応力レベルが増大した場合、先に推論したように、ベッドあるいはベッドの集合体そのものが破壊すると考えられ、この現象は高圧下での排水せん断による砂の粒子破碎¹²⁾と類似の挙動にあり、このことが過圧密効果の他に、破壊包絡線が非線形となる一要因となっている。このように、破壊時付近でベッドあるいはそれらの集合体が砂と同様単体として挙動することからダイレイタンスが生ずると考えられるので、D-試験の結果にTaylor-Bishopのエネルギー補正を行うと、補正後のせん断強度は

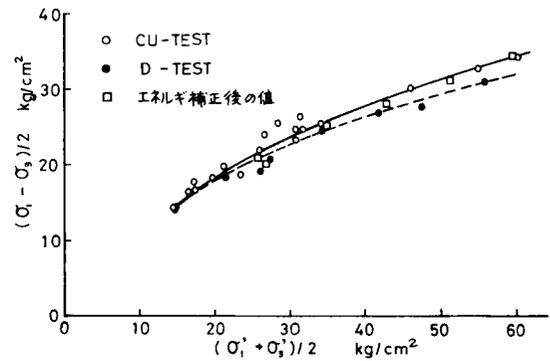


図-3.16 CU-試験とD-試験の破壊時の有効応力の比較

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_r + \sigma_3' \frac{d\left(\frac{\Delta V}{V}\right)}{d\varepsilon} \quad (3.3)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$: 三軸試験で測定される主応力差、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$: せん断のみに消費される主応力差、 σ_3' : 拘束圧力、 $d(\Delta V/V)$: 体積ひずみの増分、 $d\varepsilon$: 軸ひずみの増分、で求められる¹³⁾。エネルギー補正を行った破壊時の有効応力状態も図-3.16に示してある。その結果はCU-試験の結果とはほぼ一致していることがわかる。なお、Chandler¹⁴⁾はKeuper marlについてCU-試験とD-試験を行ったところ、破壊時の応力状態に差が生ずるが、D-試験にTaylor-Bishopのエネルギー補正を行うと、D-試験とCU-試験の結果は一致することを報告している。また、Keuper marlの骨格構造は、電子顕微鏡による研究¹⁵⁾に基づくと、写真-3.2に示した島尻層泥岩と類似のベッドを形成していることが明らかにされている。

以上のことから、CU-試験の結果に基づいて有効応力による破壊包絡線を示すと図-3.17のようになる。包絡線は上方に凸な曲線で示され、低圧部から高圧部にまたがってその曲線は急な勾配からゆるやかな勾配へと変化している。有効応力による強度定数は、低有効垂直応力領域における $c' = 4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 55^\circ$ から、 $\sigma' = 50 \text{ kg/cm}^2$ 付近の接線として求められる $c' = 19 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 16^\circ$ へと応力レベルの大きさに応じて変化する。従って、実験の圧密圧力の範囲内ではMohrの破壊規準が適用される。

図-3.18は練返し正規圧密粘土の有効応力径路を示したものである。実験上の乱れがあるが、正規圧密粘土における典型的な応力径路を示し、その強度定数は $c'=0$ 、 $\phi'=23^\circ$ である。

(3) 間隙水圧の挙動における特性
Skempton¹⁶⁾は、土要素に外力を加えたときの間隙水圧を間隙圧係数 B 、 A を用いて次式で表わしている。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \quad (3.4)$$

B は土の飽和度で決まるものであるが、 A は土の応力履歴や土の種類によって変化し、さらに一つのせん断過程でもせん断ひずみによって変化する。完全飽和の土では $B=1$ となり、側圧一定の軸対称三軸圧縮試験では A は次式で決定できる。

$$A = \Delta u / \Delta (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.5)$$

破壊時の間隙圧係数は A_f で表わされ、粘土に対する平均的な値が表-3.2に示されている¹⁶⁾。

過圧密粘土においては、間隙圧係数 A_f は過圧密比に関係づけられ、過圧密比の減少につれて A_f は正規圧密状態の値まで増加することが知られている。ところが、実験供試体の泥岩の先行圧密荷重は決定されていない。そこで、圧密圧力と A_f の関係を示すと図-3.19のようになる。これによると、圧密圧力の増加に従って、 A_f は $\sigma_c' = 5 \text{ kg/cm}^2$ における0.15から $\sigma_c' = 59.2 \text{ kg/cm}^2$ における0.49まで増加している。この傾向は過圧密粘土の傾向と一致し、圧密圧力の増加とともに徐々に正規圧密状態に移行することを示唆している。しかし、低圧密圧力の領域においても A_f は正の値にあり、この泥岩を著しく過圧密された粘土とみなしたとき、Skemptonによって示された表-3.2の値とは異なったものとなっている。この現象は、泥岩の粒子間結合力がせん断過程でダイレイタ

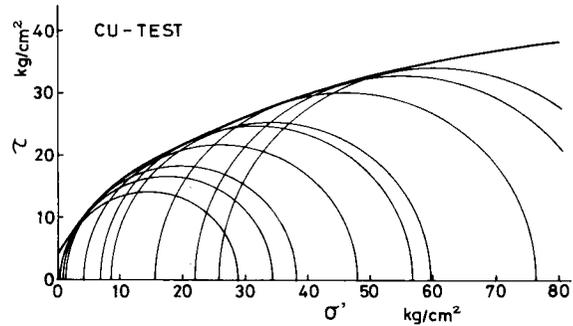


図-3.17 モールの応力円

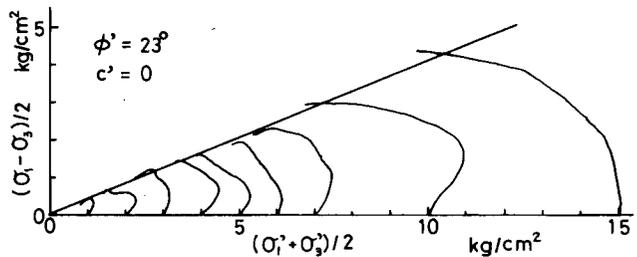


図-3.18 練返し正規圧密粘土の有効応力径路

表-3.2 Skemptonの間隙圧係数

粘土の種類	A_f
正規圧密粘土	0.5 ~ 1.0
わずかに過圧密された粘土	0 ~ 0.5
著しく過圧密された粘土	-0.5 ~ 0

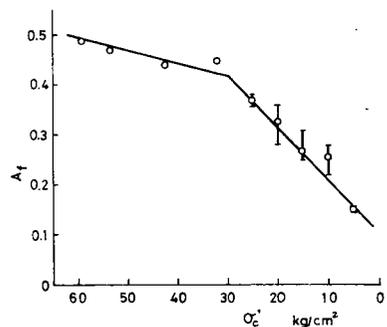


図-3.19 圧密圧力と間隙圧係数 A_f の関係

ンシーを拘束することによってもたらされるものと考えられ、 $A_f < 0$ の現象は期待できないことになる。

次に、圧密圧力の増大に伴って A_f が増加することは上述したところであるが、さらに圧密圧力が増加することによって正規圧密状態に移行した場合の A_f を予測してみよう。図-3.20は、一連のCU-試験における破壊時の間隙水圧 Δu と最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を圧密圧力に関係なく示したものである。また、図には間隙水圧 Δu と応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ の関係も同時に示されている。ここに、 $\sigma'_{mf} = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$ は平均主応力である。いま、 Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係に注目すると、それらの間には直線関係が認められ、その勾配はおよそ0.70である。なお、破壊時の間隙圧係数 $A_f = \Delta u / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$

は、図では原点を通る直線の勾配として定義される。そこで、正規圧密状態に移行した場合の A_f は圧密圧力の大きさのいかんにかかわらず一定値にあると仮定すると、それは図中の破線で示される原点を通る直線上にあって、この直線は実測値である Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の直線関係の延長と交わることになる。従って、正規圧密領域での A_f は0.70よりも小さな値となる。一方、間隙水圧 Δu と応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ の間にも直線

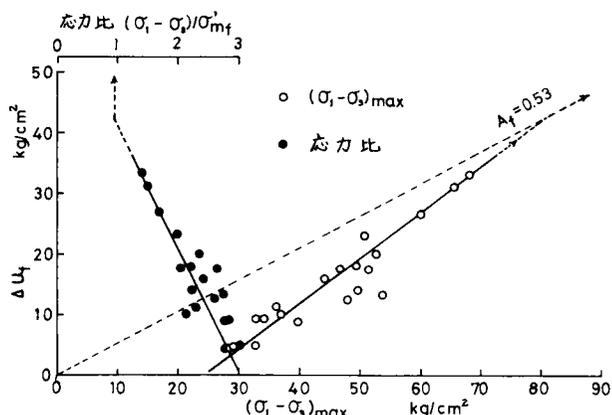


図-3.20 最大応力及び応力比と間隙水圧の関係
 $\sigma'_{mf} = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$

関係が認められ、 Δu の増加に伴って応力比は減少する傾向にある。このように、実験の圧密圧力の範囲内では応力比が一定値にないことは、図-3.17に示したように、破壊包絡線が線型でなく、非線型の関係にあり、破壊規準としてMohrの規準が適用されることを意味している。しかし、一般的には土の破壊包絡線は直線とみなされ、破壊規準としてMohr-Coulombの規準、式(3.6)

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (3.6)$$

が適応される。従って、正規圧密領域に移行したとき、Mohr-Coulombの破壊規準が成立し、かつ $c' = 0$ とすれば、式(3.6)は

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \frac{\sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

となり、これから正規圧密領域での応力比は

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma'_{mf}} = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.7)$$

となり、 ϕ' に関する定数となる。 ϕ' の値は、次項の図-3.21に示すように残留時の値が $23^\circ \sim 25^\circ$ 、また先に示した繰返し正規圧密粘土においては $\phi' = 23^\circ$ であるから、これらの値から $\phi' = 23^\circ$ とすれば応力比は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf} = 0.90$ となる。すなわち、 Δu の増加に伴って応力比が0.90まで

減少すると、そのときの間隙水圧は $\Delta u = 42 \text{ kg/cm}^2$ となることが図からわかる。この付近の値を過圧密状態から正規圧密状態に移行する境界とみなすと、 Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を延長した線上の $\Delta u = 42 \text{ kg/cm}^2$ の点と原点を通る直線の勾配が正規圧密状態での A_f となる。従って、図から求められる値は $A_f = 0.53$ となり、しかもこの値は表 - 3.2 に示した正規圧密粘土に対する値と一致している。

(4) 残留強度

D-試験においては、図 - 3.12 に示したように、ひずみ硬化により最大応力に達した後、さらにひずみの増大に伴って応力は低下して、応力がほぼ一定となる残留強度に至るまで供試体に変位を与えた。供試体は明確な1つのすべり面を形成するので、その角度を測定し、すべり面上のせん断応力 τ と垂直応力 σ' の関係を最大応力と残留強度に対し示したのが図 - 3.21 である。最大応力の包絡線は先に述べたように非線形となるが、残留強度の包絡線は線形関係となり、Coulomb の破壊規準が適用できる。その残留強度に対応する強度定数は $c' = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ である。

この残留強度、すなわちひずみ軟化によってせん断応力と体積（含水比）が一定となる状態は Cambridge 学派による critical state に相当するものである。

この critical state は粘土を排水せん断した場合、正規圧密

粘土に対してはひずみ硬化により体積圧縮を伴って体積と応力が一定となるときにせん断強度として、また過圧密粘土に対してはひずみ軟化によって体積膨張を伴い含水比が増加して、強度が完全軟化し、かつ体積が一定となるときにせん断強度として定義され、実際の過圧密粘土においてはその強度を決定することが困難であるが、近似的には繰返して正規圧密した粘土におけるせん断強度として求められるといわれている¹⁷⁾。

ところで、三軸圧縮試験においては供試体に与え得るひずみはせいぜい十数%が限度であるにもかかわらず、critical state はそのひずみ内で達成され、そのときの粒子配列はランダム構造にあるようである。しかし、繰返し一面せん断試験¹⁸⁾あるいはリングせん断試験¹⁹⁾では最大応力に達した後さらに大変位を与えることが可能で、しかもせん断領域はすべり面に沿った薄層に限定されるものであるからせん断ひずみはとてつもなく大きなものとなり、板状の粘土粒子はすべり面に沿って完全平行配列となり、その結果せん断応力は critical state よりもさらに減少する。従って、このような大変位を受けた極限の残留強度は本章で実験的に求められた残留強度、すなわち critical state とは区別され、実際の適用においても前者は土塊が大変位を受けた状態に、後者は土塊が最初に破壊される場合にそれぞれ適用されるものとして区別される。この適用例は Lo-

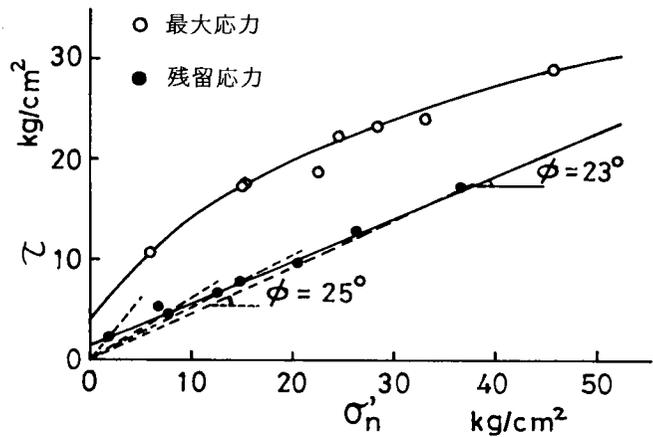


図 - 3.21 三軸圧縮試験による残留強度

ndon clay を例にとると、いま粘着力成分を無視すると、強度定数はcritical state に対し $\phi' = 20^\circ$ 、極限の残留強度に対し $\phi'_r = 13^\circ$ であり、切土斜面の安定解析では、critical state のパラメータは切取りによって初めてすべりが発生する (first-time slides) 場合に、また極限の残留強度パラメータは過去に大変位を生じて、すでにすべり面が形成されている斜面に切取りを行う場合に、それぞれ適用されることが明らかにされている²⁰⁾。

一般に、過圧密粘土における critical state あるいは極限の残留強度に対する粘着力成分 c' あるいは c'_r は近似的に無視されるが、本実験の泥岩では図-3.21 に示すように $c' = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られている。その理由として、三軸圧縮試験では粒子の再配列を生ぜしめるに十分な変位を与えることができないことと、先に推察したように泥岩のすべり面に沿うせん断領域ではシルト径大のベッドあるいはそれらのいくつかの集合体がかみ合せの挙動をすることが挙げられるであろう。すなわち、低拘束圧力ではシルト径大のベッドが単体として挙動し、それらのかみ合せにより摩擦力成分は増大するが、拘束圧力の増大に伴ってベッドそのものが板状の粘土粒子に破砕され、粘土粒子の再配列が進行して摩擦力成分は減少する。従って、図-3.21 の破線で示すように $c' = 0$ と仮定すれば、各拘束圧力に対する ϕ' は拘束圧力の増加に伴って徐々に減少し、拘束圧力が 15 kg/cm^2 以上になると $\phi' = 25^\circ$ の一定値となる。しかも、この拘束圧力 15 kg/cm^2 以上でのせん断強度パラメータ $c' = 0$ 、 $\phi' = 25^\circ$ は図-3.18 に示した繰返し正規圧密粘土のパラメータ $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ に近似した値で、critical state にあるものと考えられる。

以上の推察に基づくと、泥岩の critical state は粒子間結合力の影響を受けて非線形となり、実験的には低拘束圧力領域における $c' = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ と、拘束圧力が増大した領域での $c' = 0$ 、 $\phi' = 25^\circ$ で与えられる。

Bishop²¹⁾ は過圧密粘土に対する進行性破壊に関連させてぜい性度指数 I_B を次式で提案している。

$$I_B = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f} \quad (3.8)$$

ここに、 τ_f : 最大せん断応力、 τ_r : 残留強度。この式は、過圧密粘土の応力~ひずみ関係がぜい性挙動を示し、そのひずみ軟化が進行性破壊の一要因であることを意味するものであるが、いまひずみ軟化の量的把握として式(3.8)の τ_r の代わりに、本実験では critical state に対して I_B を求める。図-3.22 は拘束圧力 (圧密圧力) と I_B の関係を示したものである。

I_B は拘束圧力 1 kg/cm^2 における 0.8 から 25 kg/cm^2 における 0.4 まで減少し、拘束圧力の影響を受けている。このことは、拘束圧力の増加に従って応力~ひずみ関係がぜい性挙動から ductile な挙動へと移行することを意味し、図-3.21 の最大応力と残留強度の包絡線はさらに大きな拘束圧力のもとで互に接近することが推定できる。すなわち、ぜい性度指数 $I_B = 0$ となり、残留強度はひずみ硬化によって達成され、最大応力と残留強度は一致し、それらの包絡線は正規圧密状態における

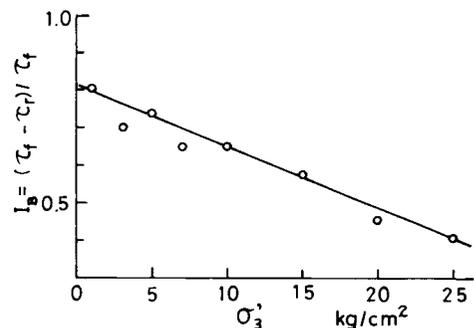


図-3.22 側圧とぜい性度指数

ものと同一のものとなるであろう。次に、これらに関して CU - 試験における圧密圧力と非排水強度の関係から検討しよう。

(5) 圧密圧力と非排水強度の関係

図-3.23 (a), (b) は CU - 試験による圧密圧力と非排水強度の関係、および圧密圧力と破壊時の間隙圧係数 A_f の関係をそれぞれ示したものである。図から明らかなように、圧密圧力の増加とともに非排水強度は増大しており、その傾向は過圧密粘土と類似したものである。また、破壊時の間隙圧係数 A_f も同様に圧密圧力の増加ともなって増大し、低圧密圧力でも正の値にあることを除けば、やはり過圧密粘土と類似の傾向にある。

周知のように、Skempton は正規圧密状態にある自然堆積粘土に対する不攪乱試料の非排水せん断試験及び原位置ペーンせん断試験に基づいて、非排水強度 c_u と有効土かぶり圧力 p の比 c_u/p を塑性指数 PI と関連づけて次式を提案している。

$$c_u/p = 0.11 + 0.0037 (PI) \quad (3.9)$$

ここに、 $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2$, p : 圧密圧力。

また、Bishop ら²²⁾ は London clay の未風化不攪乱試料に対し低圧から高圧にまたがる圧密圧力での CU - 試験を行い、過圧密領域から

正規圧密領域にまたがる非排水強度と圧密圧力の関係を求め、正規圧密領域における c_u/p は Skempton の提案式 (3.9) から求めた値と一致することを報告している。そこで、実験供試体に対しても式 (3.9) から c_u/p を求めると、表-3.1 より $PI = 41\%$ であるから $c_u/p = 0.26$ となり、この関係も図(a)に破線で示されている。いま、圧密圧力 $q'_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ までの c_u と p の関係を外挿して $c_u/p = 0.26$ 関係との交点を求めると、 $p = 160 \text{ kg/cm}^2$ となる。この $c_u = 42 \text{ kg/cm}^2$ の値は図-3.20において間隙水圧を媒介として応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ が一定となる点、すなわち過圧密状態から正規圧密状態へ移行するところの最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とほぼ一致している。従って、圧密圧力の増加に伴って過圧密状態から正規圧密状態へ移行するのに必要な圧密圧力はおおよそ $p = 160 \text{ kg/cm}^2$ であることが推定できる。また、このことは、図-3.20 で同時に推算した正規圧密状態における破壊時の間隙圧係数が $A_f = 0.53$ となることの妥当性を示唆するもので、 A_f は圧密圧力 $p = 59.2 \text{ kg/cm}^2$ における 0.49 から、圧密圧力の増加に伴って $p = 160 \text{ kg/cm}^2$ における 0.53 までわずかに増大し、それ以後一定値にあるものと推察される。

一方、図-3.24 は、スラリー状から正規圧密した粘土に対する圧密圧力 15 kg/cm^2 までの非排水強度と圧密圧力の関係、および間隙圧係数と圧密圧力の関係を示したものである。図から、この正規圧密粘土に対する c_u/p の値は 0.31 となり、 $PI = 50.9\%$ として式 (3.9) から求まる $c_u/p =$

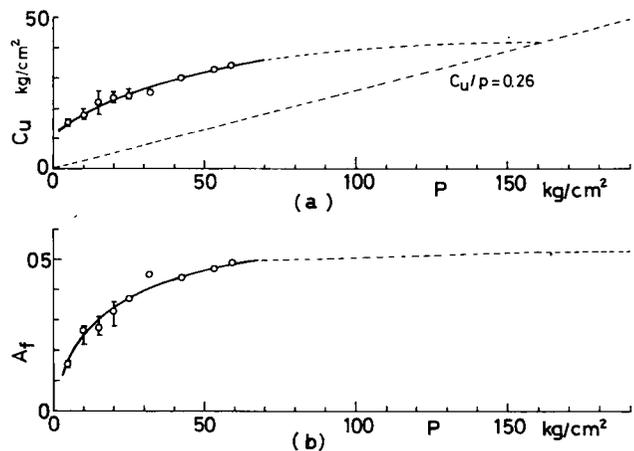


図-3.23 圧密圧力と非排水強度ならびに間隙圧係数の関係

0.30 とほぼ一致する。また、間隙圧係数 A_f は圧密圧力 7 kg/cm^2 以内ではおよそ 0.8 の値にあるが、圧密圧力 10 kg/cm^2 以上においては $A_f > 1$ となっている。周圧による圧密が完了していないとき、供試体内に残留圧密間隙水圧が存在するので、その状態で非排水せん断を行うと、せん断に伴う発生間隙水圧に残留圧密間隙水圧が追加され、その結果 A_f は 1 よりも大きな値になるといわれている²³⁾。圧密圧力 10 kg/cm^2 および 15 kg/cm^2 の場合、24 時間以内で圧密を打ち切り、非排水せん断を行ったが、この圧密時間では間隙水圧が十分に消散していなかったために $A > 1$ の結果がもたらされたものと考えられる。なお、不攪乱泥岩に対する推定値 c_u/p および A_f は練返し正規圧密粘土における値と異なるものであるが、この両者における差異は自然堆積試料と実験室で作成した試料の骨格構造の差異に影響されたものと考えられる。

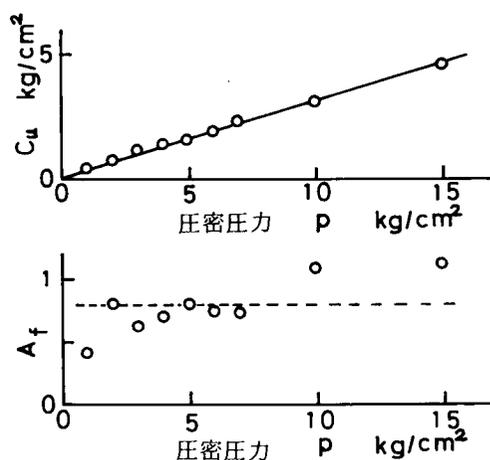


図-3.24 練返し正規圧密粘土に対する圧密圧力と非排水強度ならびに間隙圧係数の関係

練返し正規圧密粘土における値と異なるものであるが、この両者における差異は自然堆積試料と実験室で作成した試料の骨格構造の差異に影響されたものと考えられる。

図-3.1 に示した泥質岩のせん断挙動に関する概念図は以上の実験結果に基づいて検討したものであるが、現象的にはこれらの挙動は通常の過圧密粘土と類似の傾向にあり、その差は外力としての応力レベルの大きさだけであり、本章における実験結果だけではせん断強度及びその変形挙動を過去の応力履歴（過圧密効果）による成分と、続成作用によってもたらされた結合力の効果による成分とに分離することができず、結合力の影響の存在を不明確にしている。とはいえ、実験供試体に用いた島尻層泥岩が単に過圧密効果だけの影響を受けたものであると仮定すれば、単位体積重量 $\gamma_f = 2.1 \text{ t/m}^3$ として地下水の存在を考慮すると、過圧密状態から正規圧密状態に移行する圧密圧力 $p = 160 \text{ kg/cm}^2$ は 1450 m の土かぶり厚さに相当するものである。しかし、このことを立証できる島尻層に関する地質学的記録は見当たらないようである。

この種の泥質岩の圧密試験においては、過圧密状態から正規圧密状態へ移行する荷重は、泥質岩の変形に対する抵抗性に付与している応力履歴と続成作用による結合力の両効果が消失する荷重、すなわち降伏荷重と見なすべきもので、その結果からは過去の土かぶり厚さの推定が不可能であることは Bjerrum⁴⁾ が指摘するところである。また、前章における 2.2.3(1)の図-2.7 に示した不攪乱泥岩と練返し正規圧密粘土の圧密試験の比較、同様に前章における 2.2.3(5)の図-2.21 及び図-2.22 に示すように、不攪乱泥岩と練返し結合力を除去した供試体（不攪乱泥岩と同一の含水比及び単位体積重量）の圧縮強度と変形特性の比較、さらには本章における不攪乱泥岩のせん断試験結果に関する検討からも明らかなように、単に過圧密効果の影響だけでなく、続成作用によってもたらされた結合力が泥岩の強度及び変形挙動に影響を及ぼしていることは定性的に実験事実と見なすことができるであろう。

(6) 地盤内初応力の推定

一般に、過圧密粘土地盤および岩盤における応力状態は、水平方向の有効垂直応力 σ_3' が鉛直方向の有効垂直応力 σ_1' より大きいこと、すなわち静止土圧係数 $K_0 = \sigma_3' / \sigma_1'$ が1より大きいことが知られている。地盤の掘削に伴う応力解放の程度は地盤の初応力に支配されるといわれ、また Bjerrum⁴⁾ は、図-1.1(b)に示すように、過圧密粘土あるいは泥質岩における $K_0 > 1$ の状態が進行性破壊の要因となることを指摘している。Skempton²⁴⁾ は London clay を対象として室内試験に基づいた K_0 の推定法を提案し、 $K_0 = 2.5$ の値を求めている。Bishop ら²²⁾ は Skempton の方法に従って求めた地盤内側方有効応力と受働土圧の関係を検討している。また、Windle ら²⁵⁾ は原位置で地盤の側方応力を測定できる機器の開発を行い、 $K_0 > 1$ の状態を確認している。

ここでは、実験試料である島尻層泥岩の K_0 を Skempton の方法²⁴⁾ に基づいて推定する。

地盤が水平なとき、地表面より深さ z にある土要素に作用する鉛直方向応力 σ_v 及び水平方向応力 σ_h は主応力であるとする。それぞれの有効応力は

$$\sigma_v' = \sigma_v - u_0 = p$$

$$\sigma_h' = \sigma_h - u_0 = K_0 p$$

ここに、 u_0 : 地盤内の間隙水圧、 p : 有効土かぶり圧、 K_0 : 静止土圧係数。

地盤より試料を取り出した場合、全応力で考えると拘束圧は存在しないことになるから、試料に作用する全応力は0となるが、試料は膨張しようとするため負の間隙水圧 u が発生する。従って、試料の有効応力 p_k は

$$p_k = 0 - u \quad (3.10)$$

となり、この p_k はサクション u に等しい。また、このサクション u は初期の間隙水圧 u_0 と除荷に伴う間隙水圧変化 Δu の和である。除荷に伴う主応力変化は

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= -\sigma_v = -(p + u_0) \\ \Delta \sigma_3 &= -\sigma_h = -(K_0 p + u_0) \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

除荷に伴う間隙水圧変化 Δu を Skempton の間隙圧式で表示すると、飽和土に対し $B = 1$ であるから

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + 2 \Delta \sigma_3) + \left(A - \frac{1}{3} \right) \left| \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 \right| \quad (3.12)$$

右辺第1項は平均主応力による間隙水圧、第2項は主応力差による間隙水圧であることに注意して、 $K_0 > 1$ の場合 $\Delta \sigma_3$ が最大主応力となるから、 $\left| \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 \right| = \sigma_h - \sigma_v$ 、また膨張過程の間隙圧係数を A_s とすれば、

$$u = u_0 + \Delta u = u_0 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_v + 2 \Delta \sigma_h) + \left(A_s - \frac{1}{3} \right) (\Delta \sigma_h - \Delta \sigma_v) \quad (3.12-a)$$

この式に式(3.11)を代入し、式(3.10)を適用すると

$$p_k = p \{ K_0 - A_s (K_0 - 1) \} \quad (3.13)$$

$$\text{従って、} \quad K_0 = \frac{p_k / p - A_s}{1 - A_s} \quad (3.14)$$

となり、 p_k と A_s が定まれば、 K_0 が推定できる。

Skempton は、 p_k の決定法として(1)三軸試験の圧密過程における体積変化の測定、(2)膨潤圧の測定、(3)サクションの測定、(4)圧密非排水型三軸試験結果の利用、を提案し、一方 A_s は三軸試験で供試体を $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ の条件で圧密した後、に等方圧力がある量減少させる方法で決定して、Lo-

ndon clay に対し $A_s = 0.3$ の値を求めている。

ところで、実験試料は、初期の状態でサクションが存在することを図-3.10に示したが、ここではSkemptonの方法にならって三軸試験の圧密過程での体積変化から p_k を求める。初期にサクションが存在するとき、圧密圧力が小さければ吸水現象を、圧密圧力が大きければ圧密現象を示すから、圧密段階での含水比変化を各圧密圧力に対し示すと図-3.25となる。含水比変化を生じない圧密圧力がサクションに等しいと仮定すれば、図から近似的に $p_k = 5 \text{ kg/cm}^2$ が求まる。

一方、第1章、図-1.1に示したように、泥質岩においては結合力が回復ひずみを拘束するので、除荷に伴う側方応力は通常の過圧密粘土より小さい。このことは、外力の作用に対し弾性挙動が卓越することを示唆している。いま、弾性領域において載荷-除荷を繰返したとき、外力と体積変化の関係におけるヒステリシスがわずかであると仮定すれば、体積変化に支配される間隙圧係数は載荷-除荷過程で近似的に等しくなるから、 A_s は載荷過程の A で近似できるであろう。

しかし、実験試料に対して条件 $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ なる伸張試験は行っていない。本章では、後に示すように、強度異方性を明らかにするために鉛直方向供試体のみならず、水平方向供試体についても側圧を一定に保った軸対称三軸圧縮試験を行った結果を述べている。その結果に基づいて次章で弾性挙動について検討し、弾性領域での間隙圧係数は鉛直供試体に対し $A_v = 0.43$ 、水平供試体に対し $A_H = 0.25$ となることが明らかにされている。水平供試体における試験条件は、その主応力を原地盤の主応力と対応させると、 $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_h$ 、 $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_h = 0$ 、 $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_v = 0$ となり、鉛直供試体に対する伸張試験の条件と一致しないが、ここでは $A_H = 0.25$ で A_s の値を仮定する。

いま、試料の土かぶり厚さを $z = 20 \text{ m}$ 、単位体積重量を $\gamma_t = 2.03 \text{ t/m}^3$ 、また、地下水位は地表面に一致すると仮定して $p = 2.06 \text{ kg/cm}^2$ 、 $A_s = 0.25$ 、 $p_k = 5 \text{ kg/cm}^2$ を式(3.14)に代入すると $K_0 = 2.9$ が求まる。

London clay の K_0 は、Skemptonによると、 $z = 6 \text{ m}$ における $K_0 = 2.8$ から $z = 33 \text{ m}$ における $K_0 = 1.46$ 、また Bisopらによると、 $z = 9 \text{ m}$ における $K_0 = 3.4$ から $z = 41 \text{ m}$ における $K_0 = 2.0$ のように、深さとともに変化することが明らかである。さらに Bishopらはこの K_0 を用いて深さごとに推定した側方有効応力 $K_0 p$ と三軸試験結果による破壊時の受働土圧 σ'_1 (水平方向が最大主応力となるから $\sigma'_1 = K_p \sigma'_3$ 、 K_p : 受働土圧係数) の比較を行っている。それによると、新鮮な供試体 (intact sample) で求めた受働土圧 σ'_1 は推定 $K_0 p$ より大きな値にあるが、地表近くに位置している供試体では応力解放に伴ったひび割れ (fissure) が形成されているので、それらの供試体の σ'_1 は $K_0 p$ よりわずかに小さな値にあり、また新鮮な供試体及びひび割れを伴った供試体の受働土圧 σ'_1 あるいは推定 $K_0 p$ は残留強度に対して求めた受働土圧 (この London clay では $c' = 0$ 、 $\phi_r' = 15^\circ$) より大きな値にあることから、地盤が水平であれば London clay の長期せん断抵抗力は残留強度よりも大きなものと予測している。

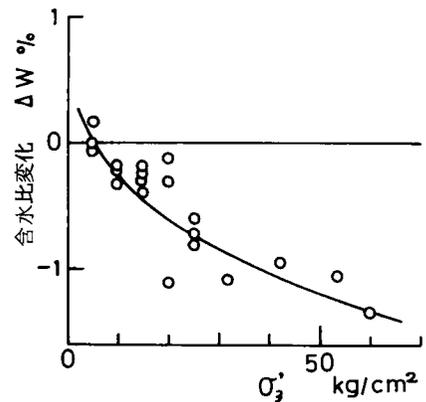


図-3.25 圧密圧力による含水比変化

このような側方応力の変化に関する例から推察すると、過圧密粘土では過圧密比が増大すると（地表面に近づくと）、静止土圧係数 K_0 の値は受働土圧係数 K_p の値に増加し、粘土における応力状態は受働破壊の状態に接近することが予想される。

(7) 圧縮強度と変形係数の関係

地盤を弾性体とみなし、その変形性状を推定するためにヤング率の代わりに変形係数 E_{50} を求めることがある。この E_{50} は圧縮強度と関係づけられ、また E_{50} と一軸圧縮強度の関係はほぼ 100 : 1 の関係にあることが認められ、しかもこの比は竹中によって沖積粘土ならびに洪積粘土に対して求められた $E = 105 q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度) とほぼ一致したものである。

本章におけるCU-試験及びD-試験での応力～ひずみ関係は図-3.11及び図-3.12に示したように圧密圧力によって変化している。いま、これらの応力～ひずみ関係から E_{50} を求め、これらと最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係を両対数表示すると図-3.26 のようになる。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の増加とともに E_{50} は増大し、図上ではそれぞれの試験結果に直線関係が認められる。圧密圧力の増加に伴って $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ は増大するから、 E_{50} は圧密圧力の影響を受けることになる。そこで、同様に圧密圧力と E_{50} の関係を両対数紙上にプロットすると図-3.27 のようになる。図から明らかなように、 E_{50} は圧密圧力の影響を受けているが、圧密圧力の影響はD-試験におけるよりもCU-試験で著しく、しかも同一圧密圧力に対する E_{50} はCU-試験とD-試験では異なった値にある。

CU-試験における E_{50} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の比は圧密圧力の影響を受けて一定とならず、その比は圧密圧力の増加に従って増大している。そこで圧密圧力 60 kg/cm^2 の範囲における E_{50} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係にべき関数を仮定して、最小二乗法により両者の関係を求めると次式となる。

$$E_{50} = 10.8 (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}^{1.635} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.15)$$

一方、D-試験における E_{50} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係は、その比が 70 : 1 である線上に分布している。従って、その比は圧密圧力の大きさに関係なくほぼ一定値を示すことがわかる。

なお、CU-試験及びD-試験におけるヤング率の差異については次章に詳しく述べる。

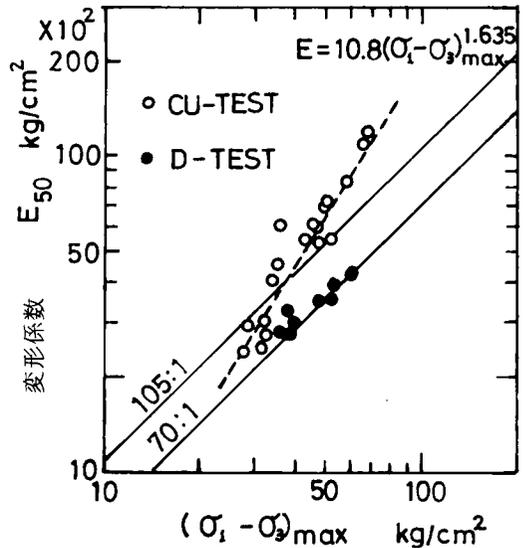


図-3.26 最大応力と変形係数の関係

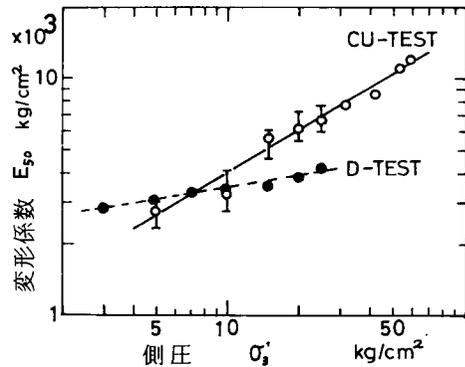


図-3.27 側圧による変形係数の変化

3.4.4 むすび

本節においては、弱固結粘土岩とみなせる島尻層泥岩を試料に選び、圧密圧力60 kg/cm²までの圧密非排水せん断試験及び圧密圧力25 kg/cm²までの圧密排水せん断試験を行い、それらの実験結果に泥質岩に対する地質履歴の効果を加味して、そのせん断特性を検討した。それらを要約すると次のようである。

(1) 島尻層泥岩は、微細な板状の粘土粒子が凝集してシルト径大のペッドを形成し、これらの集合体から構成されている。しかも、ペッドを構成する粘土粒子はもとよりペッドも互に、続成作用によってもたらされた結合力で拘束されていると推察される。

(2) 供試体の間隙圧係数 B は1で飽和しているが、平均2.3 kg/cm²のサクシオンが存在する。しかし、このサクシオンは圧密段階で吸水作用により消滅する。

(3) この泥岩の応力～ひずみ関係は、ひずみの増加にしたがって初期の弾性挙動からひずみ硬化を伴う塑性変形に入り、最大応力に達した後ひずみ軟化により応力は減少し、最終的に応力と体積とがともに変化しない残留応力状態に達する。この残留応力はCambridge 学派の critical state に対応するもので、大変位を与えて達成される極限の残留応力とは区別される。

(4) このような応力～ひずみ関係に対応して、CU-試験における間隙水圧は最大応力まで増加を続けるが、その後は最大応力時の有効応力の大きさによって異なり、低有効応力においては間隙水圧の減少を、高有効応力においては一時的に間隙水圧の増加を示す。この間隙水圧の挙動は、D-試験における最大応力までの体積減少、及び最大応力以後では有効応力レベルの大きさに支配される体積膨張あるいは体積圧縮と一致するものである。

(5) 従って、せん断に伴うダイレイタンスは最大応力となるひずみ付近で生じ、しかも明瞭な単一のすべり面を形成することから、すべり面に沿った薄いせん断領域に限定されるであろう。

(6) 最大応力に対する破壊包絡線は非線形関係となり、Mohrの破壊規準が適用されるか、残留強度に対する包絡線は線形となり、Mohr-Coulombの破壊規準が適用でき、しかもそのときの内部摩擦角はスラリーから正規圧密した粘土の最大応力に対する有効内部摩擦角 ϕ' にはほぼ一致している。

(7) 破壊時の間隙圧係数 A_f は圧密圧力の増加にしたがって5 kg/cm²における0.15から60 kg/cm²における0.49まで増加する。さらに大きな圧密圧力を作用させたとき、せん断試験結果にMohr-Coulombの破壊規準が適用できると仮定すれば、この供試体を取り得る A_f の最大値は0.53となることが推算される。

(8) 不攪乱供試体とスラリーから正規圧密した粘土のCU-試験から、非排水強度と圧密圧力の関係は通常の過圧密粘土と類似したものであるが、過圧密状態へ移行するときの圧密圧力は、応力履歴と続成作用によってもたらされた結合力との効果が消失される降伏荷重とみなすべきである。

(9) 地盤における初応力は、水平方向応力が鉛直方向応力より大きく、深度20 mにおける静止土圧係数 K_0 は2.9の値にあることが推測された。

(10) 変形係数は圧密圧力の影響を受けるが、その影響の度合はD-試験よりもCU-試験において著しい。また、変形係数と最大主応力差の比は、CU-試験では圧密圧力に対し一定とならない

が、D-試験では圧密圧力の大きさに関係なく一定となる。

3.5 泥質岩地盤における基礎の支持力推定

ここでは、これまで述べた島尻層泥岩のせん断試験結果を基礎の支持力算定に適用する際の問題点について2,3の検討を行う。

従来、構造物基礎が固結地盤あるいは岩盤におかれるとき、その支持力に関する検討はさほど問題とならなかった。しかし、近年構造物の大規模化に伴って基礎底面に働く荷重は増大する傾向となり、固結地盤はもとより軟岩地盤においても支持力に関する検討の必要性が生じている。

構造物基礎の設計は変形と破壊、すなわち沈下と極限支持力の両面から検討されなければならないが、ここでは支持力に注目することとし、沈下に関する問題は弾性変形の立場から次章で若干の検討を行う。また、これまで示した実験結果は主に鉛直方向の供試体に関するものであって、支持力算定にあたって異方性を無視して、地盤は等方性と仮定する。

浅い基礎の極限支持力は通常 Terzaghi の支持力公式で求められる。この支持力公式は連続フーチングに対し誘導されたものであるが、経験的な形状係数を導入して有限長の形状をした基礎に対しても適用できるように、次式として一般化されている。

$$q_d = \alpha c N_c + \beta r B N_\gamma + r D_f N_q \quad (3.16)$$

ここに、 q_d ：極限支持力、 c ：基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (t/m^2)、 r ：地盤の単位体積重量 (t/m^3)、 D_f ：基礎の根入れ深さ (m)、 B ：基礎荷重面の最小幅 (m)、円形基礎では直径、 N_c 、 N_γ 、 N_q ：Terzaghi の支持力係数、 α 、 β ：基礎の形状係数、円形基礎に対し $\alpha = 1.3$ 、 $\beta = 0.3$ 、正方形基礎に対し $\alpha = 1.3$ 、 $\beta = 0.4$ 。

飽和粘土地盤の場合、非排水条件に対し、 $c > 0$ 、 $\phi = 0$ とすると、 $N_\gamma = 0$ 、 $N_q = 1$ となり、式 (3.16) は次式となる。

$$q_d = \alpha c N_c + r D_f \quad (3.17)$$

ここに、基礎底面がなめらかな場合 $N_c = 5.14$ 、粗な場合 $N_c = 5.7$ 。この非排水条件での支持力は Skempton によっても式 (3.17) と同一の形で提案されているが、支持力係数は基礎の根入れ深さ D_f と基礎幅 B の比、 D_f/B の増加とともに増大する。円形基礎と正方形基礎の場合、 $D_f = 0$ のときの $\alpha N_c = 6.2$ から増大し、 $D_f/B \geq 4$ 以上における $\alpha N_c = 9$ の一定値となる。なお、 $\alpha N_c = 6.2$ は、基礎底面がなめらかな場合の $N_c = 5.14$ と $\alpha = 1.2$ の積として求められるようである²⁶⁾。

一方、Terzaghi の杭の支持力公式は式 (3.16) あるいは式 (3.17) を利用して次式で与えられる。

$$Q_d = Q_p + Q_s = q_p A_p + U D_f f_s \quad (3.18)$$

ここに、 Q_d ：杭1本の全支持力、 Q_p ：先端抵抗力、 Q_s ：周辺摩擦抵抗力、 q_p ：杭先端の地盤の単位面積当りの支持力、 A_p ：先端の面積、 U ：杭の周長、 D_f ：根入れ深さ、 f_s ：杭の周面摩擦。また、 q_p は式 (3.16) あるいは式 (3.17) から求めればよい。

ところで、強度定数 c 、 ϕ は一般に室内試験で求められるが、その際解析手法、すなわち短期安定あるいは長期安定、換言すれば全応力あるいは有効応力解析のいずれに基づくかによりせん断試験の排水条件が異なる。

短期安定解析では $\phi = 0$ 法が適用されるので、強度定数は非圧密非排水せん断試験で決定される。ここで対象としている島尻層泥岩の非排水試験結果は前章の図-2.23 に示すように、鉛直方向供試体に対し $c_u = 11.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_u = 0$ が得られている。従って、支持力は式(3.17)において、 c の代わりに c_u を用いて求めることができる。しかし、室内試験で求めた強度定数はその地盤を代表する値とならない場合が多いといわれている。その原因として、サンプリングの方法、異方性の影響、供試体の寸法、せん断試験の速度などが挙げられるが、特にひび割れや分離面を含む硬質ひび割れ粘土あるいは泥質岩においては、供試体の寸法が強度定数の評価に著しい影響を及ぼすようである。三軸試験用供試体の標準的寸法は直径 3.5 cm、高さ 8 cm の円柱形で、しかも試験に当って弱面を含む供試体は取り除かれる。London clay を例に供試体寸法が強度に及ぼす影響をみると、標準寸法にある供試体の非排水強度を基準にとると、供試体の寸法が大きくなるにつれて非排水強度は減少し、London clay で観察される代表的ひび割れの形態を包含しているとみなせる直径 30 cm、高さ 60 cm の円柱形寸法にある供試体の非排水強度は標準寸法にある供試体の 65% に減少するといわれている²¹⁾。

一方、長期安定解析では排水せん断試験で求められる強度定数 c' 、 ϕ' が式(3.16)に適用される。ところが、図-3.12 に示すように、排水せん断試験における応力～ひずみ関係はひずみ硬化によって最大応力に達した後、ひずみの増大とともに応力が減少する典型的なひずみ硬化～軟化型であるから、すべり面に沿ったひずみは一様でなく、進行性破壊が生ずるのであろう。また、ひび割れや弱面などの分離面が存在する場合、そのせん断強度は分離面のせん断強さに支配される。しかも、その分離面のせん断強度は完全軟弱化状態あるいは critical state にほぼ等しいといわれている²²⁾。従って、図-3.21 に示すように、最大応力に基づいた破壊包絡線ではなく、残留強度 (critical state に対応) に基づいた強度定数 $c' = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ が式(3.16)に適用され、長期安定解析に基づいた支持力が推定されることになる。

以上の強度定数に基づいて支持力を算定すればよいが、これを島尻層泥岩地盤における平板載荷試験ならびに杭の載荷試験結果と比較してみよう。

ここで引用する載荷試験は、建築物工事に伴う地耐力調査のために那覇市牧志町で島尻層泥岩地盤を対象に行われたものである。載荷試験は地表面から 4.8 m 掘削した地点で 30 × 30 cm の正方形載荷板を用いて行われた。その荷重強度 p と沈下 δ の関係を図-3.28 に、また $\log p$ と $\log \delta$ の関係を図-3.29 に示してある。この図から、破壊荷重は $p_u = 444 \text{ t/m}^2$ で、また降伏荷重は $p_y = 255 \text{ t/m}^2$ であると推定される。この載荷試験は非排水状態で実施されるから、式(3.17)で支持力を計算する。いま、載荷地点の掘削壁面の位置と載荷板設置場所との間には余裕があるから、 rD_f はおさえ荷重としての効果を期待できないとすれば、 $D_f = 0$ とみなせるので、 $c_u = 11.5 \text{ kg/cm}^2$ を用いると、 $q_d = 768$

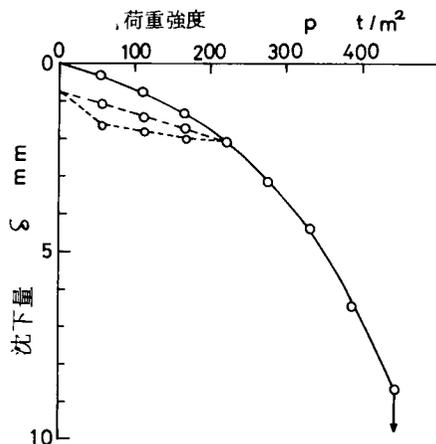


図-3.28 平板載荷試験における荷重強度～沈下曲線

~852 t/m² となり、この値は平板載荷試験の破壊荷重 $p_u = 444 \text{ t/m}^2$ よりかなり大きな値となっている。また、Skempton の支持力は、 $\alpha N_c = 6.2$ とすれば、713 t/m² となり、やはり大きな値となっている。この試験値と計算の差異の要因は種々考えられるが、先に述べたように、強度定数決定の際の寸法効果は重要な要因となるであろう。ちなみに、支持力公式に平板載荷試験の結果を適用して c_u を逆算すると、Terzaghi の支持力公式において $c_u = 60 \sim 66 \text{ t/m}^2$ 、Skempton 支持力公式では $c_u = 72 \text{ t/m}^2$ となり、これらは $c_u = 115 \text{ t/m}^2$ に対しそれぞれ 52~57% と 62% で、これらの割合は London clay に対する寸法効果による強度比 65% に近似した値となっている。このことは、未風化の島尻層泥岩においても潜在的なひび割れやジョイントなどの閉塞した分離面を含んでいることに注目すれば、載荷試験結果から逆算した c_u は弱面を含んだ地盤に対する平均的な値であることを示唆するものである。従って、非排水条件下での支持力算定に当っては、 c_u として寸法効果を考慮した値を適用しなければならない。島尻層泥岩の非排水強度に及ぼす寸法効果については今後明らかにされる必要がある。

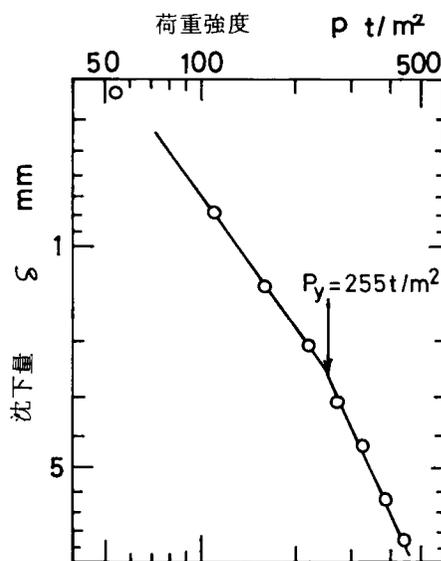


図-3.29 $\log p \sim \log \delta$ 関係
 (平板載荷試験)

一方、長期間経過後の支持力は、式(3.16)において $D_f = 0$ 、 $r = 2.05 \text{ t/m}^2$ 、 $B = 0.3 \text{ m}$ 、また地下水面は基礎底面にあるとすれば、 $r' = 1.05 \text{ t/m}^2$ 、そして $c' = 12 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ とすると、Terzaghi の支持力係数 $N_c = 22$ 、 $N_\gamma = 8$ であるから

$$q_d = 1.3 c' N_c + 0.8 \times \frac{1}{2} r' B N_\gamma = 344 \text{ t/m}^2$$

この値は載荷試験における降伏荷重 $p_y = 255 \text{ t/m}^2$ と破壊荷重 $p_u = 444 \text{ t/m}^2$ の中間値を示している。

次に、同様な比較検討を杭の載荷試験についても行ってみよう。ここで引用する杭の載荷試験結果は同様に那覇市古島で島尻層泥岩地盤を対象としたものである。試験杭は直径 40 cm の先端閉塞 PC 杭である。杭の設置法は、地表面下 12.00 m まで直径 40 cm のアースオーガーで掘削して杭を押し、その後杭打ち機で地表面下 17.55 m まで貫入し、その地点で載荷試験を実施している。図-3.30 は荷重 P と沈下 δ の関係を、また図-3.31 は $\log P$ と $\log \delta$ の関係を示したもので、これらの図から破壊荷重は $P_u = 200 \text{ ton}$ 、降伏荷重は $P_y = 110 \text{ ton}$ であると推定される。いま、式(3.18)を用いて杭の支持力を推定する。まず、杭の先端抵抗力 Q_p を求める。非排水条件のとき式(3.17)に $c_u = 115 \text{ t/m}^2$ 、 $D_f = 17.55 \text{ m}$ 、 $B = 0.4 \text{ m}$ 、 $A_p = 0.1256 \text{ m}^2$ 、 $r_t = 2.05 \text{ t/m}^2$ 、また地下水面は地表面下 9 m の地点にあると判断すると、 $Q_p = 100 \sim 110 \text{ ton}$ となる。また、周辺摩擦抵抗力 Q_s は、杭打ちによる貫入量 $\ell = 5.55 \text{ m}$ の範囲に周面摩擦力が作用すると仮定すれば、 $U = 1.26 \text{ m}$ 、 $\ell = 5.55 \text{ m}$ 、また f_s に関するデータが明らかでないので、 N 値特性より $f_s =$

$= 20 \text{ t/m}^2$) とすれば, $Q_s = 140 \text{ ton}$ となる。従って, Terzaghi による杭の極限支持力は $Q_d = Q_p + Q_s = 240 \sim 250 \text{ ton}$ となり, 載荷試験の破壊荷重 $P_u = 200 \text{ ton}$ より 20 ~ 25 % 大きな値となっている。

周辺摩擦力 f_s の値については疑問が多く, さらに検討を必要とするが, 先端抵抗力 Q_p に注目すると, $Q_p = 100 \sim 110 \text{ ton}$ は載荷試験の破壊荷重 $P_u = 200 \text{ ton}$ よりかなり小さく, その値の 50 ~ 55 % である。浅い基礎の支持力推定では供試体の寸法効果を考慮して非排水強度 c_u を低減させる必要があるが, 杭の支持力においては杭の先端周辺の地盤は上載圧力によって拘束された状態にあると考えられるので, 外力を受けても分離面は閉塞した状態を保持し, すべり面は土塊をせん断して形成されると考えられる。従って, 杭の極限支持力の算定においては非排水強度 c_u に対する寸法効果を考慮する必要はないように思われる。

一方, 長期間経過後の杭の極限支持力を推定するためには, 浅い基礎の場合と同様, 強度定数は, $c' = 12 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 23^\circ$ が適用される。いま, 地下水面は地表面に一致しているとし, 支持力係数 $N_c = 22$, $N_\gamma = 8$, $N_q = 12$ であるから, 先端抵抗力は $Q_p = q_d A_s = 71 \text{ ton}$ となる。また, 杭周辺の泥岩は打込み時に攪乱を受け, さらにその後地下水の影響を受けて完全軟弱化がもたらされると考えられる。このような完全軟弱化した状態のせん断強さは正規圧密状態における強さに近似できるので, 周辺摩擦力 f_s は 3 t/m^2 とし²⁸⁾, しかも $l = 17.55 \text{ m}$ 全長にわたり作用しているものとすれば, 周辺抵抗力は $Q_s = f_s l U = 66.3 \text{ ton}$ となる。従って, 長期周経過後の杭の極限支持力は $Q = Q_p + Q_s = 137.3 \text{ ton}$ となり, この値は載荷試験の降伏荷重 $P_y = 110 \text{ ton}$ に近似している。

以上のように, ここでは, せん断試験による強度定数を適用した Terzaghi の支持力と平板及び杭の載荷試験結果を比較検討した。その結果, 長期安定としての極限支持力推定には排水せん断試験から求めた最大応力後のひずみ軟化によって達成される critical state の強度定数が適用可能である。

3.6 強度異方性

3.6.1 序

自然に堆積した粘土層では, その堆積過程を通じて一次的に圧密されるから薄片状の粘土粒子が上載荷重の増加ならびに長期間の荷重によって方向性をもって配列され, 水平配向構造をなすといわれている。このような地盤は成層あるいは層状構造を形成し, しかも構造的に異方性となるか

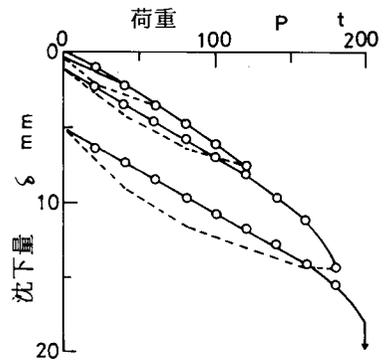


図-3.30 杭の荷重～沈下曲線

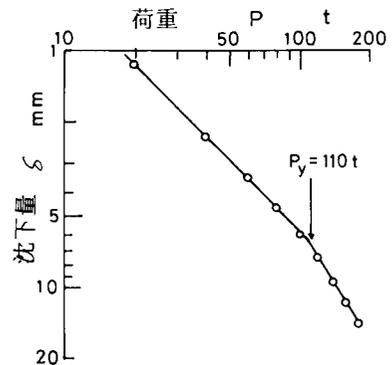


図-3.31 $\log P \sim \log \delta$ 関係
(杭の載荷試験)

ら、その地盤の強度、変形あるいは透水性などの力学的性質は異方性を示すことになる。本研究での実験用供試体となる島尻層泥岩が異方性を示すことは例外ではない。従って、この種の地盤における支持力及び沈下を検討するためには、粘土の力学的な異方性を明らかにする必要がある。本節においては、最初に、方向性を考慮しないで成形した供試体の三軸圧縮試験結果を間隙水圧の挙動から異方性について検討し、次にこれらのことを検討することを含めて、地盤に対し種々の方向性をもつ供試体を準備して圧密圧力 25 kg/cm² までの圧密非排水型三軸圧縮試験を行い、主に強度異方性が調べられる。

3.6.2 間隙水圧の挙動からみたランダムな軸方向にある供試体のせん断特性

ここで用いる島尻層泥岩試料は、西原村の宅地造成現場において土工機械により地山を掘削して採取したブロックサンプルである。しかし、これらのブロックサンプルの方向性は確認されず、しかも供試体はブロックサンプルからランダムな方向に、コアドリルとコアカッターで直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形に成形した。

このような供試体について非圧密非排水 (UU) 及び圧密非排水 (CU) 型三軸圧縮試験を行ったが、その実験結果の一部はすでに前章に示されている。すなわち、物理諸量は $G = 2.78$ 、 $w = 22\%$ 、 $r_t = 2.10 \text{ t/m}^3$ 、 $e = 0.60$ 、 $S_r > 96\%$ で、UU-試験における応力～ひずみ関係、ならびにせん断に伴う発生間隙水圧～ひずみ関係の代表例が図-2.25 に、全応力による破壊包絡線が図-2.27 に、さらにせん断開始前のサクションを有効応力とみなしたときの破壊時の有効応力状態を CU-試験の結果とともに図-2.28 に示されている。ここでは、間隙水圧の挙動から異方性を検討するために CU-試験の結果を主に述べる。

実験は本章 3.3 に示した方法で行っている。初期バックプレッシャー $u_b = 3 \text{ kg/cm}^2$ のもとで圧密圧力 $\sigma'_c = 27 \text{ kg/cm}^2$ までの CU-試験における応力、間隙水圧～ひずみ関係の代表例を示したのが図-3.32 である。応力～ひずみ関係及び間隙水圧～ひずみ関係は先に示した鉛直方向供試体における関係と同じ傾向にあるが、図から明らかなように、圧密圧力の大

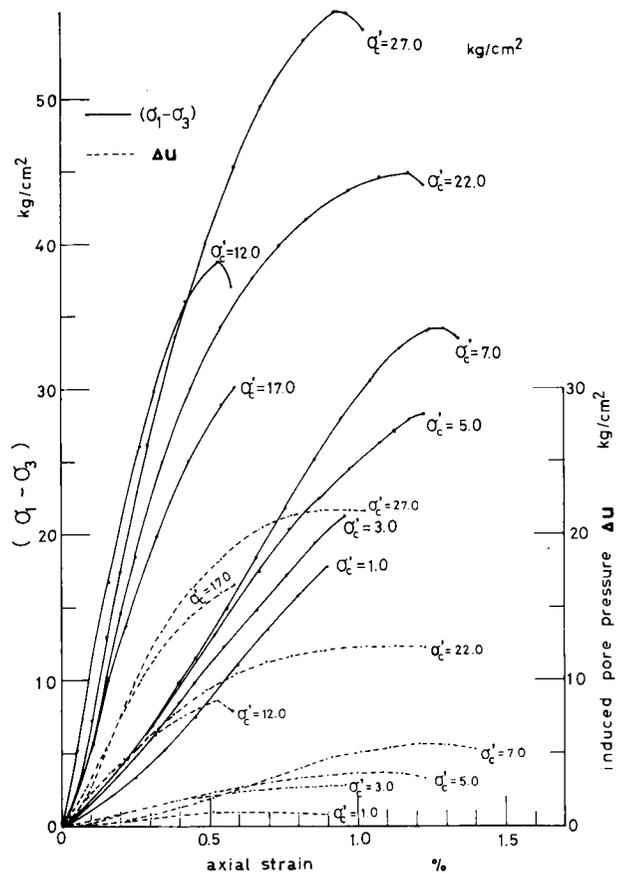


図-3.32 応力～間隙水圧～ひずみ関係 (CU-試験)

きさと最大応力の関係、圧密圧力の大きさと破壊ひずみの関係、さらには圧密圧力の大きさと間隙水圧の大きさの関係には何ら一定の傾向はみられない。また、図には示していないが、複数の供試体について同一圧密圧力でせん断したところ、最大応力と間隙水圧の大きさに著しい差異を生ずる場合がみられた。このような同一圧密圧力における最大応力と間隙水圧の差異の状況を示すために準備したのが図-3.33に示す有効応力径路である。

この図において、最大応力に対する差はせん断応力の差で、また間隙水圧の発生状況は、各圧密圧力からの完全排水径路である $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta(\sigma'_1 + \sigma'_3) = 1$ からの離れとして表示されるから、同一圧密圧力で応力径路が著しく異なることは、最大応力ならびに間隙水圧の発生に著しい差異があることを明示している。

ところで、Bishop ら²²⁾は乱さない London clay の鉛直および水平方向供試体について CU-試験を行って、図-3.34に示すような有効応力径路の結果を得ている。この London clay

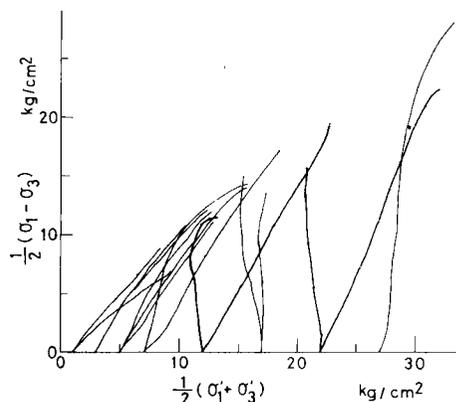


図-3.33 有効応力径路

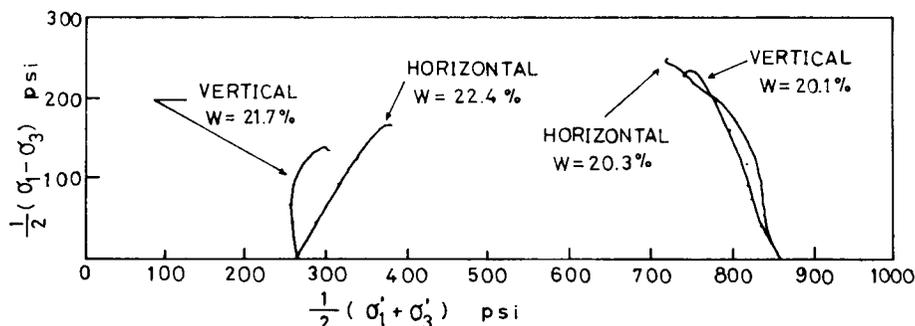


図-3.34 London clay の鉛直及び水平軸方向供試体に対する有効応力径路 (Bishop et al. による)

の先行圧密圧力はおよそ 600 lb/in^2 で、静止土圧係数 K_0 は 2.1 と推定されている。図から明らかなように、過圧密領域における同一の圧密圧力で圧密を行った鉛直方向供試体と水平方向供試体の有効応力径路は異なり、間隙水圧の発生は水平方向供試体よりも鉛直方向供試体で大きく、非排水強度は水平方向供試体で大きく現われている。また、間隙圧係数 A_f は圧密圧力 $\sigma_c' = 145 \text{ lb/in}^2$ のとき鉛直方向供試体で 0.42、水平方向供試体で 0.19 となり、間隙水圧は異方的性質を示すことがわかる。一方、先行圧密圧力以上の正規圧密領域では両供試体に対する有効応力径路に差異がみられず、非排水強度もほぼ一致し、間隙圧係数 A_f は鉛直方向供試体で 0.74、水平方向供試体で 0.77 と一致して、異方的性質は消失するようである。このことは、先行圧密圧力以上の圧密圧力が作用すると、圧密過程で土の骨格構造が破壊され、構造的な異方性を消失しながら等方圧密作用を受けて、その結果等方的な性質に移行するものと考えられる。

図-3.33 に示した有効応力径路の傾向から島尻層泥岩の先行圧密圧力は実験の最大圧密圧力 σ_c'

= 27 kg/cm² より大きな値にあると推定されるので、過圧密領域における London clay の応力径路に準拠すると、この泥岩の応力径路の差異は方向性に起因する間隙水圧の挙動の差異によるものと考えられる。そこで、London clay の実験結果にもとづいて、図-3.33 に示すような同一圧密圧力における応力径路が明らかに著しく異なる場合、両極端の応力径路をそれぞれ鉛直方向供試体と水平方向供試体とに分類できるものと仮定しよう。このように分類した鉛直方向供試体と水平方向供試体に対する最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ とそれに対応する発生間隙水圧の関係を示すと図-3.35 となる。図中、方向が明示されていない供試体は鉛直と水平の間の任意の方向をもつものであるが、鉛直と水平方向に区分された供試体は明らかにグループ分けでき、過圧密領域における間隙水圧の挙動は方向性の影響を受けていることがわかる。

次に、これらグループ分けした供試体について、それぞれの破壊時における応力状態を全応力ならびに有効応力で示したのが図-3.36 である。全応力表示による破壊時の応力状態は、鉛直と水平供試体とでは明らかに差異が認められ、水平供試体の応力状態は鉛直供試体より上位に位置し、全応力による強度定数 c 、 ϕ は方向性の影響を受けることがわかる。一方、有効応力で表示すると、応力状態には差が認められず、有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' には方向性の影響が認められないようである。すなわち、非排水強度の異方性は間隙水圧の大きさの差によってもたらされたものといえる。

そこで、有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' には方向性がないとみなし、UU-試験ならびに CU-試験を問わず、すべてのせん断試験結果を有効応力で整理した場合の破壊時の応力状態が前章で示した図-2.28 である。これらの関係は非線形にあって、Mohr の破壊規準が適用できる。これらの関係を理想化して、有効応力に基づく Mohr の応力円を示すと図-3.37 となり、破壊包絡線は非線形となる。

以上の実験結果は、この種の泥岩の力学的性質を調べる際、常に方向性を考慮しなければならない事例で

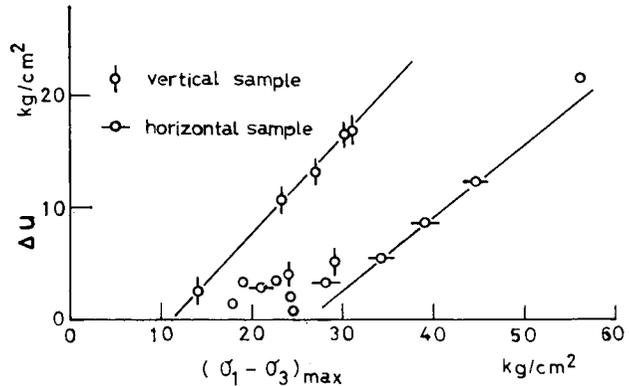


図-3.35 最大応力と間隙水圧の関係

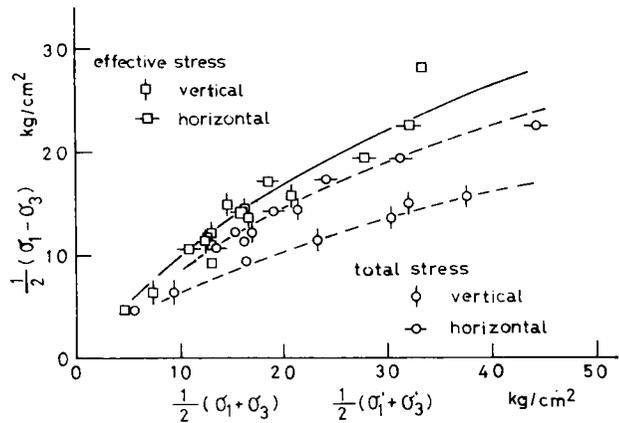


図-3.36 破壊時の応力状態

あるが、すでに Ward ら²⁹⁾あるいは Bishop ら²²⁾は London clay の非排水強度の異方性について報告しており、さらに Bishop ら²²⁾は、先述のように、London clay において有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' には方向性が認められないとしている。同様に、Duncan ら³⁰⁾は、過圧密粘土の CU-試験を行って全応力による強度定数 c 、 ϕ は水平と鉛直供試体とでは明瞭な差がみられるが、有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' には方向性がないことを示し、非排水強度の異方性はせん断に伴って発生する間隙水圧の大きさの差異によるものであると述べている。

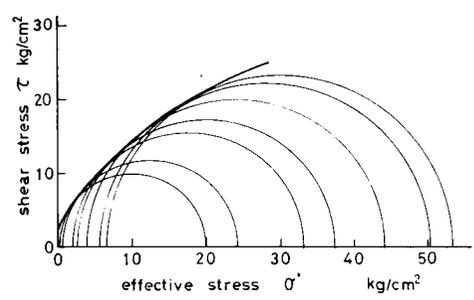


図-3.37 モールの応力円

従って、これまで示した異方性に関する考察の妥当性を検討するとともに、鉛直ならびに水平方向のみならず、任意の軸方向にある供試体の非排水強度、間隙水圧及び強度定数などの異方的性質を明らかにするために、次のような実験的研究を行った。

3.6.3 試料及び実験方法

用いた試料は表-3.1に示したものと同一であり、また使用した三軸装置はすでに述べたところである。

供試体はサンプリング時に方向を確認したブロックサンプルからコアドリルとカッターを用いて直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形するが、図-3.38に示すように、供試体の軸方向と水平地盤とのなす角 β が 90° （鉛直方向供試体）、 60° 、 45° 、 30° 、 0° （水平方向供試体）となるように切り出している。なお、供試体を準備する際、肉眼で識別できる弱面を含む供試体は除去した。

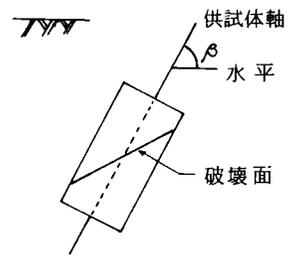


図-3.38 供試体の軸方向

各軸方向の供試体に対し圧密非排水型三軸圧縮試験（CU-試験）を行うが、圧密圧力は $\sigma'_c = 5, 10, 15, 20, 25 \text{ kg/cm}^2$ の等方圧密圧力で、圧密およびせん断過程を通して間隙水圧の測定が行われている。また、結果にバラツキが予想されたので、供試体の数は各軸方向とも同一圧密圧力に対し3個以上である。さらに、各軸方向に対し一軸圧縮試験も行った。せん断速度は一軸圧縮試験を含め、すべて $0.02\%/min$ の変位制御で行っているが、一軸圧縮試験は供試体の乾燥を防ぐために三軸室内で行った。

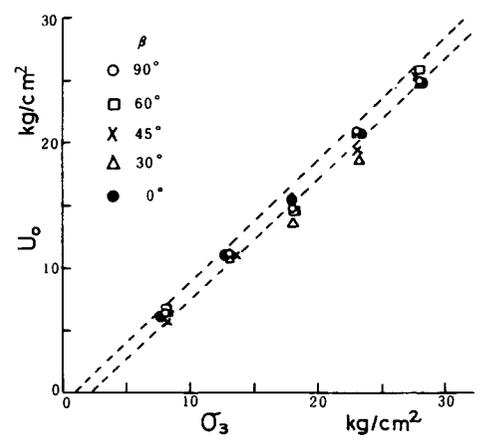


図-3.39 側圧と間隙水圧の関係

図-3.39は圧密開始直前の作用側圧と発生間隙水圧の関係を各軸方向 β について示したものである。バラツキを伴っているが、各軸方向の供試

体に対する間隙水圧 u_0 と側圧 σ_3 の間係をまとめると、 $u_0 = (1 \sim 0.9)\sigma_3 - (1.0 \sim 2.2)$ (kg/cm²) となり、Skempton の間隙圧係数 B は近似的に 1 で、供試体は飽和であるが、1.0 ~ 2.2 kg/cm² のサクシオンが存在している。しかし、このサクシオンは初期バックプレッシャー $u_b = 3.0$ kg/cm² を作用させるから、圧密過程で消滅するものと考えられる。

3.6.4 実験結果と考察

(1) 応力～ひずみ関係および間隙水圧～ひずみ関係

種々の軸方向 β が応力～ひずみ関係、間隙水圧の大きさおよび最大応力に及ぼす影響を比較するために、圧密圧力 $\sigma'_c = 5$ kg/cm² の場合の応力～間隙水圧～ひずみ関係の代表例が図 - 3.40 に示されている。

図中、実線は応力、破線は間隙水圧の変化を示し、数値は供試体の軸方向 β を表わしている。この図から、応力～ひずみ関係、最大応力および間隙水圧の発生状況は軸方向 β により異なることがわかる。この傾向は他の圧密圧力においても同じであった。破壊面は、軸方向 β にかかわらず最大主応力面に対し $55^\circ \sim 70^\circ$ の角度をなし、明確な単一の薄層すべり面が形成された。ただし、水平供試体に対する一軸圧縮試験では $70^\circ \sim 90^\circ$ の破壊面が形成された。

ここでは、破壊ひずみと破壊時の間隙水圧の挙動に注目しよう。

図 - 3.41 は軸方向 β に対する破壊ひずみ ϵ_f の関係を

各圧密圧力の平均値で示したものである。図から明らかなように、破壊ひずみ ϵ_f は軸方向 β によって異なり、拘束圧力が作用する場合には $\beta = 30^\circ \sim 45^\circ$ で最小値となり、また一軸圧縮状態では $\beta = 0^\circ \sim 30^\circ$ で最小値を示している。しかし、拘束圧力を受ける場合、 β による ϵ_f の変化は圧密圧力の大きさの影響を受けないようである。試料を構成している粘土粒子は続成作用による結合力で拘束され、この結合力は外力に対し弾性的応答をされると考えられるから、小さなひずみで破壊されるであろう。また、粘土粒子は配向構造をなしているので、破壊面と配向方向が交差する場合、結合力が破壊した後さらに粘土粒子は再配列しながらひずみ硬化を伴って最大応力に達することになり、

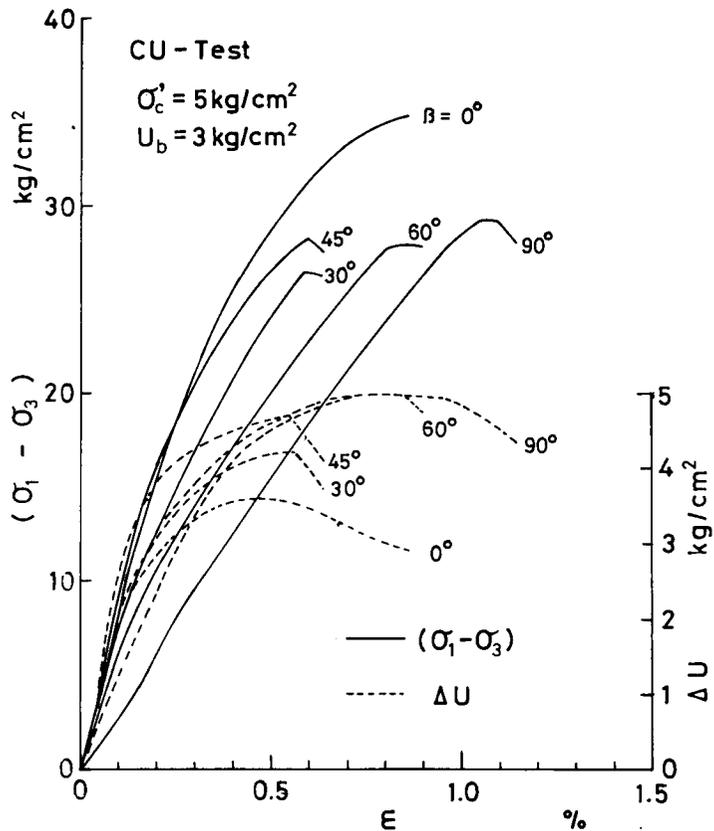


図 - 3.40 応力～間隙水圧～ひずみ関係

破壊ひずみ ϵ_f は増大するであろう。しかし、 $\beta = 30^\circ$ の供試体では破壊面と粒子配向面が一致するので、粒子の再配列をさほど必要とせず、比較的小さなひずみで破壊するものと考えられる。一方、 $\beta = 0^\circ$ の水平方向供試体に限定すると、粒子配向と最大主応力方向が一致し、一軸圧縮状態におけるように、側方への拘束が存在しない場合、破壊面は鉛直方向へのクラックとして発生し、側方への変位とも相まって破壊ひずみはわずかとなるが、側圧が作用する三軸状態では側方への変位が拘束されているから、最大応力に達するには破壊面に沿った粘土粒子の再配列を必要とし、破壊ひずみは一軸状態に比べて増大する。

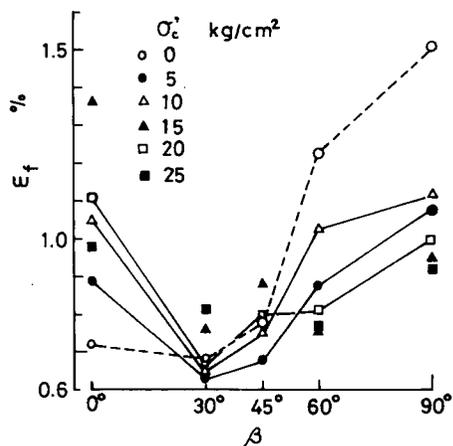


図-3.41 破壊ひずみに及ぼす軸方向の影響

以上のような変形挙動をせん断に伴うダイレイタンスに支配される間隙水圧の挙動から検討してみよう。先の図-3.40でも明らかなように、間隙水圧が最大となる軸ひずみ ϵ_u は破壊ひずみ ϵ_f にはほぼ一致するか、それより小さくなっている。このことは軸方向 β の影響を受けていることを示すものであろう。いま、各軸方向 β における ϵ_u と ϵ_f のずれを比較するため、各圧密圧力に対する ϵ_u と ϵ_f の比を平均値で示すと図 3.42 のようになる。図から明らかなように、ひずみのずれは圧密圧力の大きさと軸方向 β との両方の影響を受けている。まず、圧密圧力の影響をみると、低圧密圧力では間隙水圧のピークが破壊に先行して生ずるが、圧密圧力が增大するにつれて間隙水圧のピークと破壊は一致するようになる。すなわち、間隙水圧の挙動は体積変化に依存するものであるから、間隙水圧が増加過程から減少過程に移行することは、せん断に伴う体積変化が体積圧縮から体積膨張に移行すること

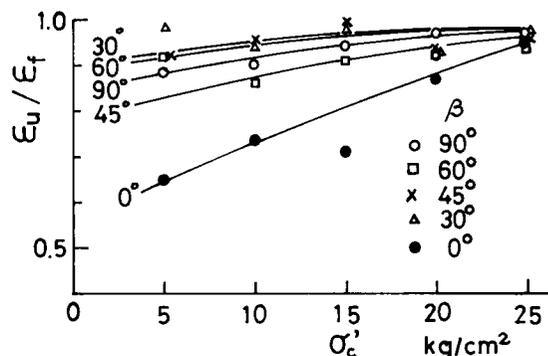


図-3.42 破壊ひずみに対するダイレイタンスの先行度合と圧密圧力の関係

ϵ_u : 間隙水圧最大時のひずみ
 ϵ_f : 破壊ひずみ

ことを意味し、ダイレイタンスは低圧密圧力においては破壊に先行して生ずるが、圧密圧力が增大すると破壊と同時に生ずることになる。次に、 β による影響をみると、間隙水圧のピークが破壊に先行して生ずる度合は、 $\beta = 0^\circ$ の水平供試体で最も著しく、 $\beta = 30^\circ$ の供試体でわずかとなっている。しかし、圧密圧力が增大するにつれて β による影響が認められなくなる。いま、低圧密圧力領域に限定すると、 β の影響は先に述べた破壊面に沿った粒子の再配列に関する検討から明らかとなるであろう。すなわち、 $\beta = 30^\circ$ の供試体のように粒子配向と破壊面が一致する場合、最大応力に達するまで粒子の再配列があまり生じないので、それに伴うダイレイタンスはわずかであるが、一方粒子配向と破壊面が交差するような他の軸方向 β の場合、せん断面に沿って粒子の再配列を必要

とするから、最大応力に先がけて著しいダイレイタンスが生ずる。特に、 $\beta = 0^\circ$ の水平供試体においては粒子配向が最大主応力方向と一致しているため、軸ひずみの増大に伴って鉛直方向へのクラックが発生し、それに伴って側方へのひずみが生じて体積増加がもたらされるため、破壊ひずみに著しく先行してダイレイタンスが生ずるものと考えられる。

写真-3.3は、鉛直方向供試体をせん断試験後一度炉乾燥して、再び水浸したときの状況である。先に示した写真-3.2のように走査型電子顕微鏡によるミクロ的な構造の観察からは異方性が判断できないが、この写真では水平方向に剝離現象が見られ、明らかにマクロ的な構造の異方性が観察される。なお、供試体で水平に対しおよそ 60° の角度で形成されている分離面はせん断による破壊面である。このような構造異方性が、変形のみならず強度に対しても異方的性質をもたらすものと考えられる。

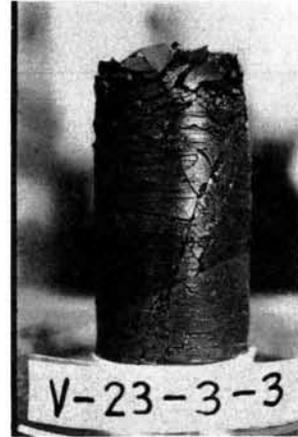


写真-3.3 破壊後の供試体
(鉛直供試体)

(2) 強度異方性

せん断強度に関する異方性は、非排水強度の異方性と強度定数の異方性について明らかにされる必要がある。ここでは非排水強度の異方性について検討する。

図-3.43は、Skemptonら²²⁾がこれまで行われた粘土の強度異方性に関する研究成果をまとめたもので、鉛直方向供試体の非排水強度を基準にして任意の軸方向にある供試体の強度を示したものである。図には正規圧密あるいはわずかに過圧密された3種の粘土と、著しく過圧密された粘土である London clay 2種についての強度異方性が示されている。粘土の強度異方性には2種類あって、静止土圧係数 $K_0 < 1$ の状態にある正規圧密あるいはわずかに過圧密された粘土では水平方向の強度が鉛直方向より小さい場合と、 $K_0 > 1$ の状態にある著しく過圧密された粘土では水平方向の強度が鉛直方向より大きい場合がある。また、著しく過圧密された粘土では、粒子配向と破壊面が一致した場合に非排水強度は最小となっている。

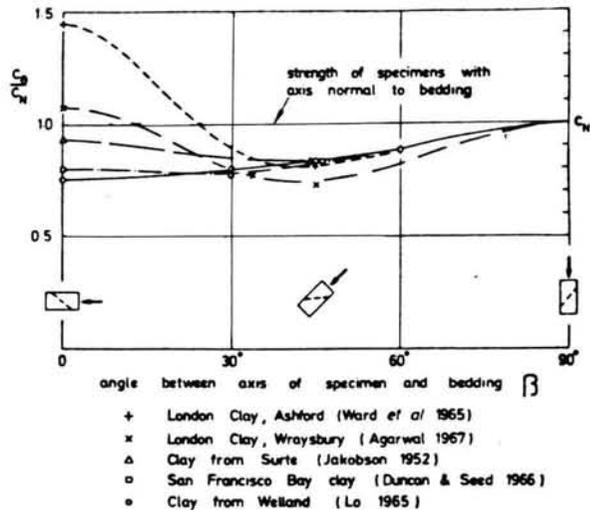


図-3.43 非排水強度の異方性
(Skempton et al. による)

図-3.44は、圧密圧力と最大応力の関係を各軸方向 β ごとに示したものである。図中、横軸の圧密圧力は各 β ごとにずらし、最大応力は一軸圧縮強度の結果も含めてバラツキの幅と平均値が示されている。大きなバラツキを示しているが、平均値を比較すると、圧密圧力の

増大に伴う強度増加と軸方向 β による強度の差異が認められる。そこで図-3.43 にならって $\beta = 90^\circ$ である鉛直方向供試体における平均強度を基準にとり、圧密圧力ごとに各軸方向 β に対する平均値の強度比を示すと、図-3.45 のようになる。一軸状態における強度は $\beta = 90^\circ$ のとき最大であるが、軸が傾斜するにつれて減少し、 $\beta = 30^\circ, 0^\circ$ において $\beta = 90^\circ$ の場合の約 80% まで減少する。一方、三軸状態での CU-試験による非排水強度は、 $\beta = 30^\circ$ と 60° の供試体で圧密圧力に対するバラツキがみられるが、 $\beta = 45^\circ$ で $\beta = 90^\circ$ の場合の強度のほぼ 90% に減少し、逆に $\beta = 0^\circ$ の水平供試体では 10% の強度増加がみられる。このような軸方向 β による強度変化の傾向は図-3.43 に示した London clay における $\beta = 45^\circ$ で $\beta = 90^\circ$ の 80%、 $\beta = 0^\circ$ で $\beta = 90^\circ$ の 150% のような著しい強度変化に比較すると、実験供試体に対する強度異方性は量的に著しいものではないようである。

(3) 間隙水圧の挙動の異方性

先に示したように、図-3.40 の間隙水圧～ひずみ関係ではせん断に伴う発生間隙水圧の大きさが供試体の向きによって異なっていた。破壊時の間隙水圧の挙動を示すのに、

Skempton の間隙圧係数 A_f がよく利用される。 A_f は過圧密比に関係づけられ、通常の粘土では過圧密比の減少とともに A_f は増加することが実験的に明らかにされている。ところが、実験に用いた供試体の圧密降伏圧力は実験的に明らかにされていないので、過圧密比を求めることができない。そこで、過圧密比の代わりに圧密圧力に対する A_f の変化を各軸方向 β ごとに示したのが、図-3.46 である。なお、図中の A_f は平均値である。図から明らかなように、圧密圧力の増加に伴

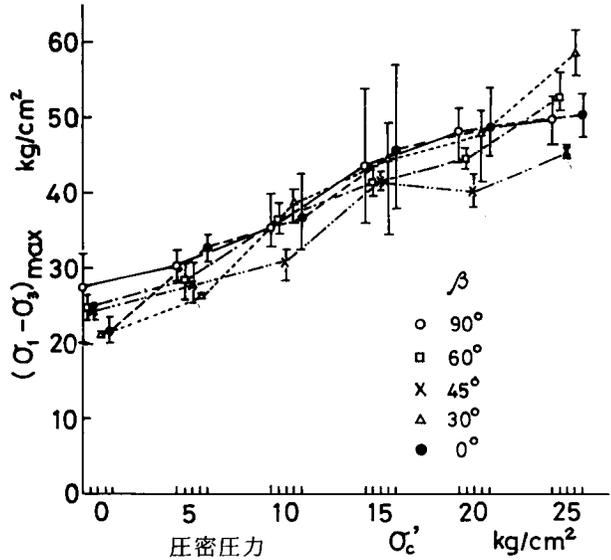


図-3.44 圧密圧力による強度増加

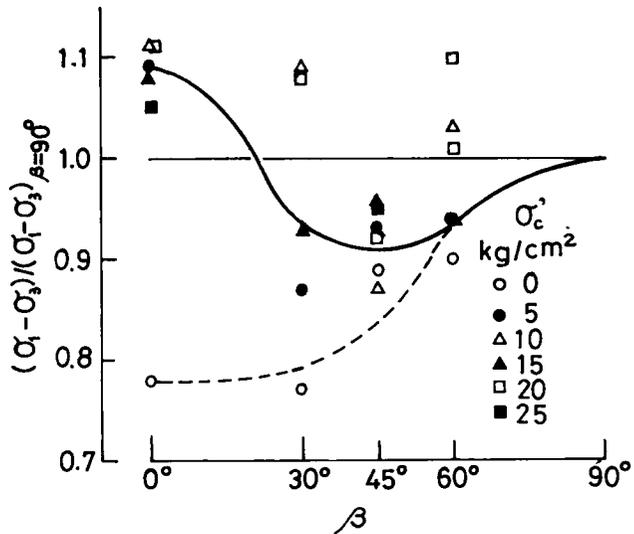


図-3.45 強度異方性と側圧の影響

って A_f は増大し、しかもその値は各 β で異な
 ったものである。すなわち、 A_f は、 $\beta = 90^\circ$
 と 60° で最大値、 $\beta = 0^\circ$ で最小値をとり、 β
 $= 45^\circ$ と 30° ではそれらの中間に位置している。
 このことから、過圧密領域における A_f は方向
 性を示すことがわかる。

さらに、間隙水圧の大きさの差を明らかにす
 るために、破壊時の間隙水圧と最大応力の関係
 が図-3.47 に示されている。図中には β ごと
 に示され、その関係にはかなりのバラツキを伴
 うが、近似的に線形関係が認められる。そのな
 かの $\beta = 90^\circ$ の鉛直供試体に対する関係は、す
 でに図-3.20 に示したように、 $\sigma_c' = 60 \text{ kg/cm}^2$
 までのCU-試験より約0.70の勾配にあるこ
 とが明らかにされている。しかし、

他の軸方向 β については $\sigma_c' = 25 \text{ kg}$
 $/\text{cm}^2$ までの試験結果からその勾配が
 精度よく決定されないが、その値は
 $\beta = 90^\circ$ に対する0.70と $\beta = 0^\circ$ に
 対する0.52の間にある。ただし、
 $\beta = 30^\circ$ における勾配は0.35であ
 った。 A_f は図では原点を通る直線
 の勾配で定義されるが、正規圧密領域
 における鉛直供試体の間隙圧係数は
 $A_f = 0.53$ となることを先に推定し
 た。また、図-3.34 で引用したよ
 うに、London clay の鉛直および

水平方向供試体の A_f は正規圧密領域ではほぼ同じ値にある。従って、圧密降伏荷重は β ごとに異
 なるであろうが、正規圧密領域においては破壊時の間隙水圧と最大応力の線形関係は $A_f = 0.53$ の
 関係に移行すると予想される。しかし、 $\beta = 0^\circ$ に対する0.52や $\beta = 30^\circ$ の0.35が $A_f = 0.53$ と交
 わるためにはとてつもなく大きな圧密圧力を必要とすることになるので、鉛直供試体と同様に大き
 な圧密圧力領域にまたがるCU-試験を各 β の供試体について行う必要がある。ここで強調され
 ることは、せん断に伴う発生間隙水圧は $\beta = 90^\circ$ の鉛直供試体で最大、 $\beta = 0^\circ$ の水平供試体で最
 小、他の β ではその中間値を示し、異方的性質を示すことである。

(4) 強度～有効応力関係

間隙水圧の発生量が軸方向 β によって異なることを示したが、このことは、有効応力径路が方向
 性の影響を受けることを意味している。図-3.48 は圧密圧力 10 kg/cm^2 と 20 kg/cm^2 における各 β に

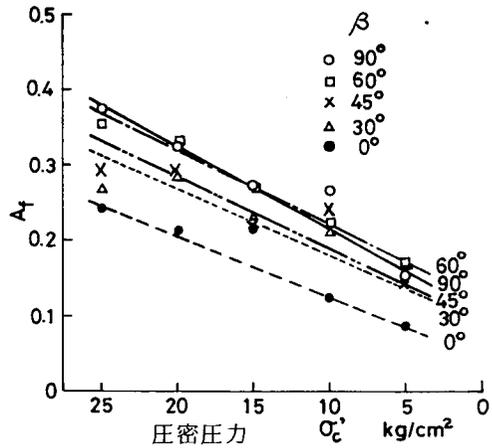


図-3.46 圧密圧力と間隙圧係数の関係

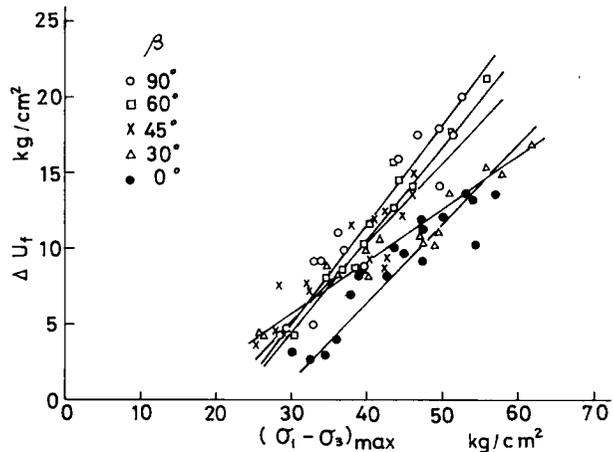


図-3.47 最大応力と間隙水圧の関係

対する有効応力径路の代表例を示したものである。図において、間隙水圧は $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta(\sigma_1' + \sigma_3') = 1$ からの離れとして表示されているから、その離れは $\beta = 90^\circ$ で最大、 $\beta = 0^\circ$ で最小を示し、有効応力径路は方向性の影響を受けていることがわかる。なお、この図に示した有効応力径路の結果は、図 - 3.33 に示した方向を考慮していない供試体を極端に異なる有効応力径路から鉛直及び水平供試体に

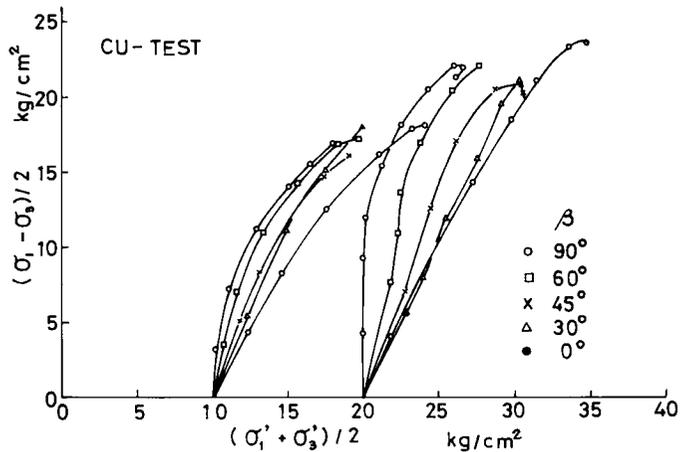


図 - 3.48 有効応力径路の比較

グループ分けして異方の性質を検討したことの妥当性を示唆するものである。

先に、非排水強度に及ぼす β の影響を明らかにしたが、続いて β が強度定数 c 、 ϕ に及ぼす影響

について検討しよう。図 - 3.49 は、全応力による強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} に及ぼす β の影響を示すために、破壊時の応力状態を $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係で各 β について示したものである。ばらついてはいるが、 $\beta = 90^\circ$ と $\beta = 0^\circ$ とでは明らかに差異がみられ、強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} は β ごとに異なった値にあることが推測さ

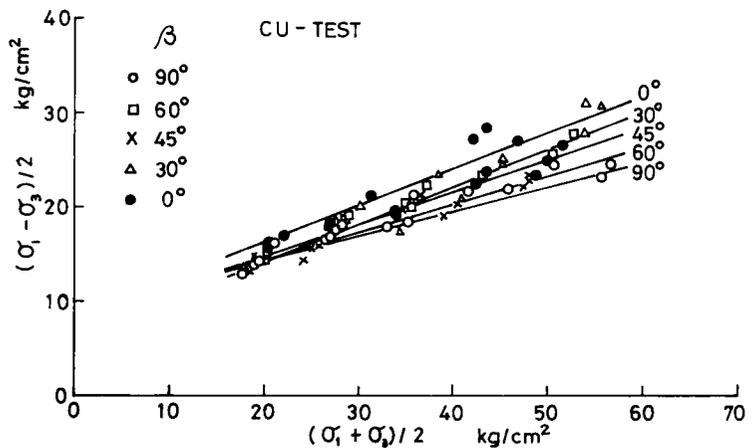


図 - 3.49 全応力による破壊時の応力の比較

される。間隙水圧が方向性を示すことから、全応力による強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} はこの間隙水圧の異方的性質に反映されて方向性を示すことになる。なお、せん断応力と平均応力の関係には線形関係が認められ、全応力による破壊包絡線は Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できる。

図 - 3.50 は有効応力による $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 関係を示したものである。 $\beta = 45^\circ$ の場合を除けば、この有効応力関係は、 β による影響がわずかで、特に $\beta = 90^\circ$ と $\beta = 0^\circ$ における関係は著しく近似したものである。従って、有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' は構造的に異方性であっても方向性を示さないといえよう。このことは、先の Duncan ら³⁰⁾ の過圧密粘土及び Bishop ら²²⁾ の London clay に関する実験結果、すなわち全応力による強度定数は異方的であるが、有効応力による強度定数は異方的でないことと一致している。なお、破壊時の有効応力関係は非線形で、

Mohr の破壊規準が適用できる。

以上の実験結果から明らかなように、軸の方向性を全く考慮していない供試体から異方の性質を検討、考察したことの妥当性が、軸方向を確認した供試体の実験結果により検証された。

(5) 圧縮強度と変形係数の関係

鉛直供試体に限定した場合の圧縮強度と変形係数の関係はすでに 3.4.3 (7) に示したことである。この圧縮強度と変形係数の関係に及ぼす軸方向 β の影響を調べるために、CU-試験に基づく圧密圧力 25 kg/cm² までの各 β に対する関係を両対数に示したのが図-3.51 である。バラツキが大きく、一定の傾向をみ出すことは困難であるが、いま E_{50} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の比が一定であると仮定すれば、各 β に対する平均値は次のようになる。

$\beta = 90^\circ, 60^\circ$ に対し

$$E_{50} = 120 (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$$

$\beta = 45^\circ$ に対し

$$E_{50} = 150 (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$$

$\beta = 30^\circ, 0^\circ$ に対し

$$E_{50} = 170 (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$$

β が減少するとともに、 E_{50} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の比は増加する傾向にある。

他方、応力～ひずみ関係は圧密圧力の影響を受けるので、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ のみならず、 E_{50} も変化し、その比は一定とならず、一般に次の関係が成立する。

$$E_{50} = a (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}^b$$

ここに、 a, b : 定数。

鉛直方向供試体に対しては $a = 10.8, b = 1.635$ がすでに求められているが、他の軸方向 β に対する a, b は、圧密圧力 25 kg/cm² までの β の影響を明らかにすることができなかった。今後、鉛直供試体以外に関しても高圧密圧力領域までの試験を行って、方向性の影響をより詳細に調べる必要がある。

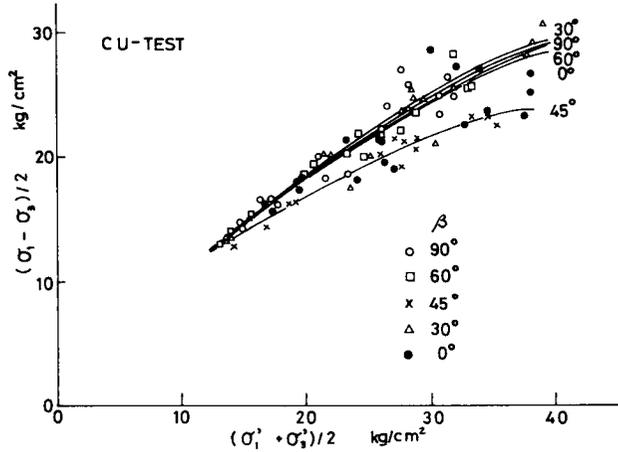


図-3.50 有効応力による破壊時の応力の比較

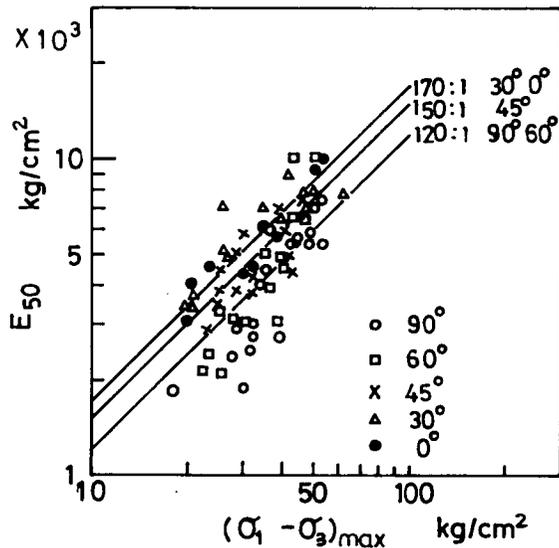


図-3.51 最大応力と変形係数の関係

3.6.5 むすび

水平な地盤に対し種々の軸方向にある不攪乱泥岩供試体を切り出し、一軸圧縮試験ならびに圧密圧力 25 kg/cm^2 までの圧密非排水型三軸圧縮試験を行い、強度、間隙水圧の挙動及びせん断強度定数に及ぼす方向性の影響を明らかにした。その結果をまとめると次のようになる。

1) 破壊ひずみは、 $\beta = 90^\circ$ なる鉛直供試体で最大となり、粒子配向と破壊面が一致する $\beta = 30^\circ$ の供試体で最小となる。

2) ひずみの増大に伴って間隙水圧が増加から減少へと移行するときのひずみ、すなわちダイレイタンシーは低圧密圧力では破壊ひずみに先行して生ずるが、圧密圧力の増加とともに破壊と同時に生ずるようになる。また、低圧密圧力でのこれらのずれは $\beta = 0$ の水平供試体で最も著しく、 $\beta = 30^\circ$ の供試体で最小である。

3) 非排水強度は供試体の軸方向によって変化し、異方的性質を示す。鉛直供試体の非排水強度を基準にとると、その異方性の程度は $\beta = 30^\circ$ 、 45° の供試体で約10%の強度減少、逆に $\beta = 0^\circ$ の水平供試体で約10%の強度増加である。

4) せん断に伴う発生間隙水圧は、圧密圧力が同一の場合 $\beta = 90^\circ$ の鉛直供試体で最大、 $\beta = 0^\circ$ の水平供試体で最小となり、明確な異方的性質を示す。従って、Skemptonの間隙圧係数 A_f も同様に異方的性質にある。

5) この間隙水圧の差異が非排水強度の異方性および全応力による強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} に方向性をもたらす。

6) また、間隙水圧の差異は有効応力径路にも影響を及ぼすが、有効応力表示による強度定数 c' 、 ϕ' には方向性が認められない。

7) 変形係数と強度の比は軸方向 β の減少とともに増加する傾向にある。

8) 以上の結果は、供試体の軸方向を考慮せずに行ったCU-試験における間隙水圧の挙動から異方的性質の検討を行った結果が妥当であることを示すものである。

3.7 結語

本章においては、弱固結状態にある島尻層泥岩を試料に選び、圧密圧力 60 kg/cm^2 までの圧密非排水型軸対称三軸圧縮試験と拘束圧力（圧密圧力） 25 kg/cm^2 までの圧密排水型軸対称三軸圧縮試験を行った結果を示し、それについて考察を加えたものである。すなわち、3.4では地盤に対し鉛直の軸方向をもつ供試体に限定してそのせん断特性について、また3.6では地盤に対し種々の軸方向をもつ供試体について異方性の観点から実験的研究を行った。そのために、3.2では泥質岩のせん断挙動に及ぼす地質履歴の影響を検討し、3.3ではせん断特性を明らかにするために必要な実験装置と実験方法について概説し、一方3.5では試験結果の利用の立場からTerzaghiの支持力公式への強度定数の適用について述べている。

以上の実験的研究の結果の概要といくつかの問題点を順を追って示し、第3章の結語とする。

泥質岩のせん断特性は現象的には通常の過圧密粘土と類似したもので、その差は外力としての応力レベルの大きさだけである。すなわち、ここでは、最初に泥質岩は、通常の過圧密粘土に地質履歴によってもたらされた結合力が付加されて、半固結化した著しい過圧密粘土であるとみなし、かつ

この結合力の効果は通常の過圧密粘土に強度増加と変形に対する抵抗性を付与することにあるとし、圧密圧力に対する非排水強度および間隙圧係数との関係に基づいて、せん断挙動を概念的に過圧密効果と結合力効果に分離して土質力学的検討を行った。しかし、これらの分離に対する量的把握は実験的に明らかにされていない。

次に、泥質岩のせん断特性を調べるために低～中圧の三軸装置を準備したが、実験結果からさらに高圧の三軸装置が必要である。実験方法においては、供試体は飽和でサクションが存在することから、そのサクションを解消するために適正なバックプレッシャーを実験的に選定し、また最大応力後のひずみ増大に伴う応力を精度よく測定するためにメンブレンのキャリブレーションも実験的に求めた。

上述の低～中圧用三軸装置を用いて鉛直方向供試体について実験を行い、その結果に地質履歴の影響を考慮しながら、応力～ひずみ関係、間隙水圧あるいは体積変化～ひずみ関係、最大応力と有効応力の関係、破壊付近の間隙水圧の挙動、残留強度に関する検討を行い、またこの種の地盤における開削や切取りによる周辺地山の安定上重要となる地盤内初応力についても既往の手法に基づいて推定している。それらの結果の要約は3.4.4にまとめて示したところである。しかし、高圧密圧力領域でのせん断挙動は繰り返し正規圧密粘土に関する挙動から類推せざるを得なかった。さらに高圧三軸装置を用いた実験的検証が望まれるところである。

上述の鉛直方向供試体のせん断試験に基づいてTerzaghiの支持力公式による支持力と載荷試験結果を比較して強度定数の適用について2,3の検討を行った。異方性を考慮しないものとするれば、室内試験の結果は、浅い基礎の短期破壊荷重の予測に対してはひび割れ等の弱面に伴った強度に及ぼす寸法の影響を考慮しなければならないが、深い基礎の短期破壊荷重に対してはそのまま適用できそうである。また、長期安定としての極限支持力の推定には、最大応力後のひずみ軟化によって達成される応力、体積変化一定の状態での強度定数が適用される。

以上の実験では異方性を考慮していないが、堆積過程で構造的に異方性である泥質岩においてはその強度・変形特性も異方的であるから、地盤に対し種々の軸方向にある供試体について圧密圧力25 kg/cm²までのCU-試験を行い、変形、強度および間隙水圧の挙動についての異方的性質を実験的に明らかにし、その結果の要約は3.6.4にまとめて示したところである。従って、この種の地盤においても変形および破壊に関する問題は異方性を考慮して解析することが必要である。

なお構造物を対象とする地盤においては、地盤材料は、変形と破壊が同時に検討、考察されなければならないが、本章においては主に破壊点付近または破壊後の強度に注目して考察したもので、変形に関する検討は次章で異方弾性体の立場からその変形挙動についてなされる。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一・足立紀尚・新城俊也：沖繩・島尻層泥岩の力学特性，京大防災研年報，第16号B，pp. 753～764，1973.
- 2) 新城俊也：島尻層泥岩のせん断特性，琉大農学報，第23号，pp. 237～254，1976.
- 3) 新城俊也：島尻層泥岩の強度異方性，琉大農学報，第23号，pp. 255～267，1976.

- 4) Bjerrum, L. : Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. of ASCE, Vol.93, No.SM 5, pp. 3 ~ 49, 1967.
- 5) 吉中龍之進・他：泥岩の圧密排水せん断試験結果の1例，土木学会第31回年次講演集，第3部，pp. 230 ~ 231，1976.
- 6) 足立紀尚・他：低圧ならびに高圧下の軟岩の力学挙動，第13回土質工学研究発表講演集，pp. 1125 ~ 1128，1978.
- 7) 赤井浩一・他：空気圧制御方式による三軸試験装置とその適用（その1），土と基礎，Vol.23, No. 3, pp. 39 ~ 45, 1975.
- 8) 赤井浩一・他：軟岩の降伏特性，土木学会関西支部年次講演会講演概要，Ⅲ - 41, 1975.
- 9) Chandler, R. J. : The measurement of residual strength in triaxial compression, Geotechnique, Vol.16, pp.181 ~ 186, 1966.
- 10) 福田・他：第5次沖繩天然ガス資源調査・研究概報，地質調査月報，第21巻，第11号，pp. 627 ~ 672，1970.
- 11) Henkel, D. J. : The relationships between the strength, pore-water pressure and volume-change characteristics of saturated clays, Geotechnique, Vol.9, pp. 119 ~ 135, 1959.
- 12) Lee, K. L. and Seed, H. B. : Drained strength characteristics of sands, Proc. of ASCE, Vol.93, No.SM 6, pp. 117 ~ 141, 1967.
- 13) 最上武雄編著：土質力学，技報堂，pp. 529，1969.
- 14) Chandler, R. J. : The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl, Geotechnique, Vol.19, pp.321 ~ 334, 1969.
- 15) Sides, G. R. : Soil microstructure and sample disturbance observations in stereoscan electron microscope, Proc. Roscoe Memorial Symposium, pp.89 ~ 98, 1971.
- 16) Skempton, A. W. : The pore-pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, pp. 143 ~ 147, 1954.
- 17) Skempton, A. W. : First-time slides in overconsolidated clays, Geotechnique, Vol. 20, pp. 320 ~ 324, 1970.
- 18) Skempton, A. W. : Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol. 14, pp. 75 ~ 102, 1954.
- 19) Bishop, A. W., et al. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual shear strength, Geotechnique, Vol.21, pp. 273 ~ 328, 1971.
- 20) Skempton, A. W. : Slope stability of cuttings in brown London clay, Proc. 9th ICSMFE, Vol.3, pp. 261 ~ 270, 1977.
- 21) Skempton, A. W., et al. : Stability of natural slopes and embankment foundations, Proc. 7th ICSMFE, State of the art volume, pp. 291 ~ 340,

1969.

- 22) Bishop, A. W., et al. : Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common Shaft ; strength-effective stress relationships, Geotechnique, Vol.15, pp. 1 ~ 31, 1965.
- 23) R. N. ヤング・B. P. ワーケンチン (山内・他監訳) : 新編土質工学の基礎, 鹿島出版会, pp. 233, 1978.
- 24) Skempton, A. W. : Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 351 ~ 357, 1961.
- 25) Windle, D., et al. : In situ measurement of the properties of stiff clay, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 347 ~ 353, 1977.
- 26) テルツアギ・ペック (星埜・他訳) : 土質力学基礎編, 丸善, pp. 194, 1969.
- 27) Chellis, R. D. : Pile Foundation, 2nd ed. Kogakusha, pp. 42, 1961.
- 28) 村山朔郎・他 : 基礎工学ハンドブック, 朝倉書店, pp. 446, 1964.
- 29) Ward, W. H., et al. : Further studies of the properties of London clay, Geotechnique, Vol. 9, pp. 33 ~ 58, 1959.
- 30) Duncan, J. M., et al. : Anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. of ASCE, Vol. 92, No. SM5, pp. 21 ~ 50, 1966.

第4章 泥質堆積岩の異方弾性変形挙動

4.1 概説

前章では主に、弱固結状態にある島尻層泥岩供試体を用いて、軸対称三軸圧縮試験によって圧密圧力60 kg/cm²までの強度特性を調べた。この泥岩の応力～ひずみ関係は、軸応力の増加に伴って弾性的挙動を経てひずみ硬化を伴う塑性変形を示し、最大応力に達した後ひずみ軟化、すなわちひずみの増大とともに応力は減少し、最終的に応力がほぼ一定となる残留応力状態に至る、典型的なひずみ硬化～軟化型である。その際、島尻層泥岩が異方性挙動を示すにもかかわらず、主に強度の観点から破壊時における挙動に注目し、その強度特性あるいは有効応力による破壊規準について検討した。その検討過程で、特に応力～ひずみ関係が初期の比較的線形関係にある範囲で、間隙水圧の発生ならびにそれに反映される有効応力径路が供試体の向きによって著しい差異を生ずることを指摘したが、このことは外力に対しその変形挙動が異方性を示すことを示唆するものである。

近年土木構造物の重量化、大規模化に伴って、支持層としての軟岩地盤あるいは著しく過圧密された硬質粘土地盤を対象とする地盤の支持力が注目されているが、破壊荷重以下での地盤の変形問題も、その変形が上部構造物に有害なものであってはならないことから基礎工学上重要である。この種の地盤はもとより、通常の土質地盤においても、外力による地盤内の応力あるいは変形の予測には、従来から弾性体理論の適用がよく行われている。しかし、実際の地盤は異方性を示す場合が多いにもかかわらず、その変形挙動に関する研究は等方性地盤を対象としたものが主である。異方性地盤では、主軸が地盤に対し鉛直な対称軸である直交異方性体と見なせる場合が多い。

本章では、実験試料である島尻層泥岩を異方弾性体と見なし、室内三軸圧縮試験における異方弾性挙動について調べることが目的とする。初めに、軟岩および硬質粘土の弾性挙動に関する従来の主な研究を概観し、この研究成果にもとづいて実験試料の弾性挙動とその弾性限界について検討する。次に、第3章では種々の軸方向をもつ供試体について実験を行ったが、ここでは地盤に対し鉛直および水平な供試体に限定し、それらの圧密非排水および排水型軸対称三軸圧縮試験結果について異方弾性挙動を検討するが、主に圧密非排水せん断試験を行っているので、間隙水圧の挙動から異方弾性挙動を検討し、その特性を利用して、弾性パラメータを推定した後、鉛直供試体の排水せん断試験結果についても2・3の考察を行う。さらに、室内実験結果から求めた異方弾性パラメータを利用して、半無限異方弾性地盤に円形等分布荷重が作用した場合の弾性沈下についても簡単に考察する。

なお、実験試料および方法については第3章に示してあり、ここでは実験結果のみを引用し、検討の対象とする。

4.2 異方弾性体の応力～ひずみ関係ならびに弾性的挙動の特性¹⁾

4.2.1 異方弾性地盤の応力～ひずみ関係

地盤材料の応力～ひずみ関係は一般に非線形であって、フックの法則は適用しにくい。しかし、その要素が現在地盤内で受けている応力とひずみ状態を基準にとって、小さな応力増分に伴って生

ずる微小ひずみ増分に注目すれば、近似的にフックの法則の適用が容認され、地盤を弾性体と仮定した線形弾性体理論が地盤内応力あるいは変形の推定に援用される。弾性体の表面に集中荷重が作用するときの応力および変形に関する Boussinesq の厳密解は、岩盤あるいは土質地盤における応力分布、変位の推定の基本となっていることは周知のことであるが、これは等方等質弾性体に対する解で、地盤を等方性と考えて、その解を地盤に適用している。しかし、一般に地盤は等方性ではない。土の堆積過程で予想されるように、堆積した板状粘土粒子は引続き堆積する土の上載荷重の増加によって水平に配向し、成層や層状構造を形成する。その傾向は堆積岩や著しく過圧密された粘土層で顕著となり、その地盤が弾性的挙動を示すなら異方弾性体として取扱わなければならない。このような地盤で成層が水平のとき、地盤に対する鉛直軸が異方性の対称軸となる直交異方体は cross anisotropy あるいは transverse isotropy と呼ばれ、対称軸とそれに直交する水平面の弾性パラメータは異なるが、水平面では等方性である。本章では、異方性とは上述の異方性体のもつ性質を示すものとする。

弾性体理論において線形を仮定すると、応力とひずみの関係は主軸を x , y , z 軸とすれば、一般に次式で示される。

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36} \\ S_{41} & S_{42} & S_{43} & S_{44} & S_{45} & S_{46} \\ S_{51} & S_{52} & S_{53} & S_{54} & S_{55} & S_{56} \\ S_{61} & S_{62} & S_{63} & S_{64} & S_{65} & S_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

この式には 36 個の弾性パラメータが含まれているが、地盤に対し鉛直方向に z 軸、それに直交する平面に x , y 軸をとると、 z 軸が異方性の対称軸、 x , y 平面で等方性であるような異方弾性体においては、独立した 5 つの弾性パラメータを含む式となる²⁾。この弾性パラメータとして次のものが選ばれている³⁾。 $n = E_H / E_V$: ヤング率比, E_H : 水平方向のヤング率, E_V : 鉛直方向のヤング率, ν_H : 水平応力が水平方向のひずみに及ぼす影響を示すポアソン比, ν_{HV} : 水平応力が鉛直ひずみに及ぼす影響を示すポアソン比, ν_{VH} : 鉛直応力が水平ひずみに及ぼす影響を示すポアソン比, G_{VH} : 鉛直方向のせん断弾性定数。これらの弾性パラメータ間にはひずみエネルギーの考察から次の関係がある。

$$\nu_{VH} / E_V = \nu_{HV} / E_H$$

この弾性パラメータを用いて式 (4.1) を有効応力表示で書き改めると、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\sigma'_x}{E_H} - \frac{\nu_H \sigma'_y}{E_H} - \frac{\nu_{VH} \sigma'_z}{E_V} \\ \epsilon_y &= -\frac{\nu_H \sigma'_x}{E_H} + \frac{\sigma'_y}{E_H} - \frac{\nu_{VH} \sigma'_z}{E_V} \\ \epsilon_z &= -\frac{\nu_{HV} \sigma'_x}{E_H} - \frac{\nu_{HV} \sigma'_y}{E_H} + \frac{\sigma'_z}{E_V} \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \frac{1 + \nu_H}{E_H} \tau_{xy} \\ \gamma_{yz} &= \tau_{yz} / G_{VH} \\ \gamma_{zx} &= \tau_{zx} / G_{VH} \end{aligned} \right\}$$

従って、式(4.2)の弾性パラメータは有効応力にもとづく量である。また、この式に含まれるポアソン比は次の条件を満足しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} 1 - \nu_H - 2\nu_{HV}\nu_{VH} &> 0 \\ 1 - \nu_H &> 0 \\ 1 + \nu_H &> 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

等方弾性体においては、次のような周知の関係になる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma'_x - \nu(\sigma'_y + \sigma'_z)] \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma'_y - \nu(\sigma'_x + \sigma'_z)] \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma'_z - \nu(\sigma'_x + \sigma'_y)] \\ \gamma_{xy} &= \tau_{xy} / G \\ \gamma_{yz} &= \tau_{yz} / G \\ \gamma_{zx} &= \tau_{zx} / G \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

ここに、 E ：ヤング率， ν ：ポアソン比， $G = E/2(1 + \nu)$ ：せん断弾性定数。

4.2.2 軸対称三軸圧縮試験への適用

軸対称の三軸圧縮試験においては円柱供試体の軸方向に最大主応力 σ'_1 ，それに直角な方向に最小主応力 σ'_3 を作用させるから、供試体として地盤に鉛直な供試体と水平な供試体を選べば、異方性対称軸と主応力軸は一致することになる。いま主応力増分を $\Delta\sigma'_1$ および $\Delta\sigma'_3$ として、それぞれの向きの供試体に式(4.2)を適用する。

$$\left. \begin{aligned} \text{(a) 鉛直供試体の場合 } (\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_x = \Delta\sigma'_y = \Delta\sigma'_3) \\ \epsilon_r = \epsilon_x = \epsilon_y = \frac{1}{E_H} [(1 - \nu_H)\Delta\sigma'_3 - n\nu_{VH}\Delta\sigma'_1] \\ \epsilon_a = \epsilon_z = \frac{n}{E_H} [-2\nu_{VH}\Delta\sigma'_3 + \Delta\sigma'_1] \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

ここに、 ϵ_a ：軸ひずみ， ϵ_r ：側方ひずみ。

(b) 水平供試体の場合 (x 軸を最大主応力軸に一致させると、 $\Delta\sigma'_x = \Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_y = \Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_3$)

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_a = \epsilon_x = \frac{1}{E_H} [\Delta\sigma'_1 - (\nu_H + n\nu_{VH})\Delta\sigma'_3] \\ \epsilon_{r1} = \epsilon_y = \frac{1}{E_H} [-\nu_H\Delta\sigma'_1 + (1 - n\nu_{VH})\Delta\sigma'_3] \\ \epsilon_{r2} = \epsilon_z = \frac{n}{E_H} [-\nu_{VH}\Delta\sigma'_1 + (1 - \nu_{VH})\Delta\sigma'_3] \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

ここに、 ϵ_{r1} 、 ϵ_{r2} はそれぞれ y 軸および z 軸方向への側方ひずみ。

式(4.5)、(4.6)に注目すると、せん断弾性定数 G_{vH} が含まれていないので、鉛直および水平供試体の変形挙動は4つの独立した弾性パラメータ n 、 $E_H(E_V)$ 、 ν_{vH} (ν_{Hv})、 ν_H で記述できることになる。

この応力～ひずみ関係の数学モデルにもとづいて、室内実験による変形挙動に関する研究が行われている。Henkel⁴⁾は非排水三軸圧縮および平面ひずみ試験における有効応力径路が異方性の影響を受けることから、この有効応力径路の勾配で異方弾性挙動を予測できるとした。Atkinson⁵⁾は、排水せん断試験ではRoweのダイレイタンシー式の線形が、また非排水せん断試験ではHenkelの有効応力径路の線形性が異方弾性挙動を支配するパラメータとし、不攪乱のLondon clayについて三軸圧縮および平面ひずみ試験を行い、鉛直および水平供試体の排水せん断試験から弾性パラメータが決定できることを示し、ヤング率に及ぼす応力履歴の影響を調べている。Starzewski⁶⁾は著しく過圧密されたLias clayについて圧密排水せん断試験を行い、体積ひずみと軸ひずみは線形関係にあって、そのひずみ比は載荷径路が異なっても一定となることを示し、また、排水せん断試験で求めた弾性パラメータから非排水せん断のヤング率および間隙圧係数を予測できるとしている。

一方、赤井ら^{7,8,9)}は、軟岩を対象とする構造物の強度・変形問題に適用できる、より一般性をもつ構成式の確立を目的とし、地盤材料をひずみ硬化-軟化型の弾塑性体で、かつダイレイタンシーを伴うひずみ速度依存性材料とらえた一連の研究を行っている。彼らは等方材料である第三紀堆積軟岩に属する多孔質凝灰岩の円柱供試体を用いて等方圧密試験、圧密非排水および圧密排水せん断試験を行って、その力学特性を調べた。その結果のうち、軟岩の弾性挙動に注目しよう。堆積軟岩は水で飽和していれば、Terzaghiの有効応力を用いてその力学挙動を記述できる。非排水圧縮せん断過程では平均応力 σ_m の増分 $\Delta\sigma_m$ に見合う間隙水圧増分 Δu のみが生ずる領域があり、その過程は完全な弾性体として挙動し、排水せん断試験では体積圧縮が生じ、この領域で弾性定数が決定できるとしている。また、この領域は骨格構造の弾性挙動過程で、引続いてダイレイタンシーを伴うせん断変形による弾性変形領域があり、両者を含めた弾性変形の限界、すなわち塑性降伏応力は主応力差～偏差ひずみ関係を両対数紙上に求めて得られる折点の応力値として決定でき、この降伏値から求まる降伏曲面は平均有効応力 σ_m と非線形関係となるとしている。

ここに注目されることは、弾性挙動領域での体積ひずみと軸ひずみの関係の線形性に関し、London clay、Lias clayのような硬質粘土と赤井らの用いた軟岩とに差異があることである。次に、詳しく弾性挙動特性について見てみよう。

4.2.3 弾性変形挙動の特性

図-4.1と図-4.2は島尻層泥岩の圧密排水試験による主応力差～軸ひずみ関係と、圧密非排水試験による主応力差～間隙水圧～軸ひずみ関係の例を示したものである。これらの応力～ひずみ関係は初期の部分で比較的線形を示しているが、厳密には線形関係にない。

Atkinson¹⁰⁾は土の弾性挙動と塑性挙動の区別について考察している。理想弾性体の変形は、等方性、異方性、線形性あるいは等質性に関係なく除荷過程で完全回復性で、載荷-除荷サイクルで物体に供給されるエネルギーは零となり、変形は応力増分に依存し、載荷履歴には無関係である。一方、理想塑性体の変形は非回復性で、載荷履歴によりエネルギーは物体内で消散し、変形は応力状

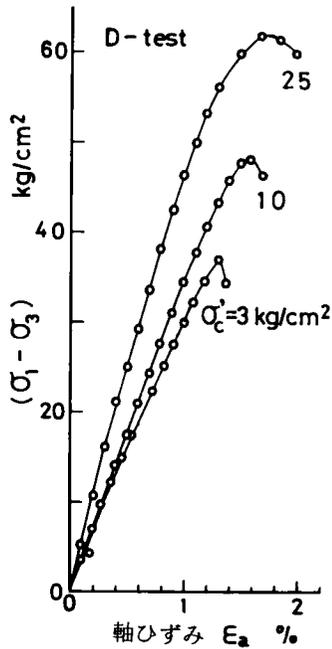


図-4.1 主応力差と軸ひずみの関係
(圧密排水三軸圧縮試験)

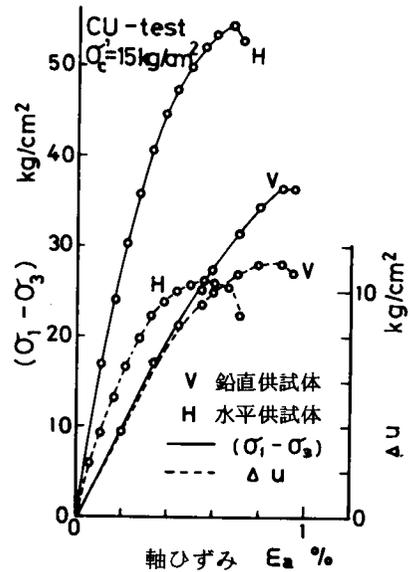


図-4.2 主応力差～間隙水圧～軸ひずみ関係
(圧密非排水三軸圧縮試験)

態に依存し、そのときのひずみ増分ベクトルの方向は応力増分の方に無関係である。従って、それぞれの構成関係は次式で示される。

$$\text{弾性変形} \quad d\varepsilon_{ij} = F(d\sigma'_{kl}) \quad (4.7)$$

$$\text{塑性変形} \quad d\varepsilon_{ij} = G(\sigma'_{kl}) \quad (4.8)$$

ここに、 i, j および $k, l = 1, 2, 3$ 。式(4.7)は式(4.1)の増分形式で示され、他方式(4.8)の関数 G には降伏関数、流れ則および硬化則が含まれている。この両式で弾性挙動と塑性挙動を定義できるが、室内試験の排水ならびに非排水三軸圧縮試験における供試体の挙動は、主応力差～軸ひずみ関係に代わるものとして次式で示される2つのパラメータで弾性・塑性の区別が可能である。

$$D = 1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a} \quad (4.9)$$

$$M = \frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} \quad (4.10)$$

ここに、 ε_v ：体積ひずみ、 ε_a ：軸ひずみ。 D はRoweのダイレイタンスー式で、 ε_v と ε_a の関係の傾き、 M はHenkelによる σ'_1, σ'_3 応力面での有効応力径路の傾きである。式(4.7)が異方弾性体のとき式(4.2)で、等方性のとき式(4.4)で示され、ヤング率 E_{ii} とポアソン比 ν_{ij} が含まれるなら、弾性としてのサフィクス e を付して、次式で示される。

$$De = F_1(\nu_{ij}, n, \frac{d\sigma'_3}{d\sigma'_1}) \quad (4.11)$$

$$Me = F_2(\nu_{ij}, n) \quad (4.12)$$

いま、 ν_{ij} と n は一定とすれば、通常の側圧を一定に保つ三軸排水試験では $d\sigma_3 = 0$ となるから、

$$De = \text{const}, Me = \text{const} \quad (4.13)$$

この式は、通常の三軸圧縮試験での弾性挙動として、ひずみ径路あるいは応力径路が線形でなければならず、そのためにはヤング率は一定でなくてもよいが、ポアソン比 ν_{ij} とヤング係数比 n は一定でなければならないことを意味している。塑性域では D_p, M_p (p : 塑性の意味) は非線形となり、この線形から非線形に変化する時の応力値を降伏応力と定義した。この手法を不攪乱 London clay を用いて調べ⁵⁾、軸対称三軸圧縮試験のみならず、平面ひずみ試験にも適用できること、また、 D および M の線形からの離脱点とした求めた降伏応力は両者で一致することを示している。なお、先に述べた Stazewski ら⁶⁾ の Lias clay の弾性挙動も上述の特性を満足するものである。

他方、赤井⁷⁾による等方性の凝灰岩を用いた排水せん断試験を見てみよう。その結果を体積ひずみ ϵ_v と偏差ひずみ $e_1 (= \epsilon_a - \epsilon_v / 3)$ の関係で圧密圧力 5 kg/cm^2 と 25 kg/cm^2 の場合に示したのが

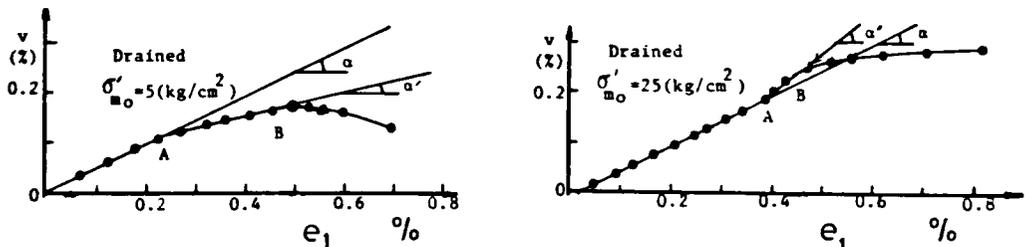


図-4.3 多孔質凝灰岩の体積ひずみと偏差ひずみの関係 (赤井らによる)

図-4.3である。この関係に注目すると、図中に示すA点まで α の角度をもつ直線関係があるが、A点からは α' の異なる角度の直線関係に変化してB点に至り、それ以降は急激に非線形の関係となっている。図中のB点は降伏応力に対応しているが、この降伏応力は主応力差～偏差ひずみ関係を両対数紙上に求めて得られる折点の応力値として決定され、この決定法は載荷-除荷の繰返し試験によってその妥当性が確かめられている。ところで、図中の直線部分の勾配 $\tan \alpha$ ($\tan \alpha'$) はポアソン比 ν と次の関係にある。

$$\nu = (1 - \frac{2}{3} \tan \alpha) / 2 (1 + \frac{1}{3} \tan \alpha) \quad (4.14)$$

$\tan \alpha$ 一定の部分から求まるポアソン比は、実験では圧密圧力に関係なく一定であるが、A点以降での $\tan \alpha'$ 一定部分では、圧密圧力 5 kg/cm^2 の場合のように、体積膨張を示す拘束圧の低いときポアソン比の増加、体積圧縮の生ずる圧密圧力 25 kg/cm^2 のときポアソン比の減少へと変化する。このことは、A点に相当する応力まで骨格構造の弾性挙動を、A点以降の応力では拘束圧が小さいときには構造の局部的破壊が体積の膨張として、拘束圧が大きいと体積の圧縮となるダイレイタンスを伴う弾性変形を示す。すなわち、A点は体積変化の比例限界、B点はせん断変形の比例限界で、B点までは安定な変形過程にあるとしている。このA点までの骨格構造の弾性挙動は、非排水せん断試験での平均応力 σ_m の増分 $\Delta \sigma_m$ に等しい間隙水圧増分 Δu が生ずるといふ実験事実にもとづくものであるが、Henkelの有効応力径路にも弾性領域内で異なる勾配の2つの直線関係が成立すると予想される。

以上のことから、London clay や Lias clay の変形特性と赤井らの用いた試料の変形特性とに差異があることがわかる。前者は古第三紀、中生代の古い地層の硬い土であるが、あまり固結してなく過圧密効果が著しいものであるのに対し、我が国における堆積軟岩は前者より非常に新しい時代の堆積物であるが、固結したものが多いいわれている。従って前者のような著しい過圧密土では、主にダイレイタンスーを伴う弾性変形であるのに比べ、後者のような続成作用による結合力が発達した軟岩では、この結合力が破壊されるまでは骨格構造の弾性挙動を示し、その後過圧密土と同じダイレイタンスーを伴う弾性変形を生ずるものと考えられる。

次に、体積ひずみと軸ひずみとのひずみ比、および有効応力径路の傾きを異方弾性パラメータで示す。軸対称三軸圧縮排水試験において $\Delta \sigma'_1$ と $\Delta \sigma'_3$ が一定の応力比で作用するとき、その比を $\bar{K} = \Delta \sigma'_3 / \Delta \sigma'_1$ とおいて⁶⁾、鉛直供試体の場合、

$$\begin{aligned}\varepsilon_a &= n \Delta \sigma'_1 (1 - 2 \nu_{vH} \bar{K}) / E_H \\ \varepsilon_r &= \Delta \sigma'_1 [(1 - \nu_H) \bar{K} - n \nu_{vH}] / E_H\end{aligned}$$

これより体積ひずみ ε_v は、

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \varepsilon_r = \Delta \sigma'_1 [n(1 - 2 \nu_{vH}) + 2(1 - \nu_H - n \nu_{vH}) \bar{K}] / E_H$$

$$\text{従って、} \left(\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)_v = \frac{[(1 - 2 \nu_{vH}) + 2(1 - \nu_H - n \nu_{vH}) \bar{K} / n]}{(1 - 2 \nu_{vH} \bar{K})} \quad (4.15)$$

水平供試体の場合も同様に求めると、

$$\left(\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)_H = \frac{[(1 - \nu_H - n \nu_{vH}) + (1 + n - \nu_H - 3 n \nu_{vH}) \bar{K}]}{1 - (\nu_H + n \nu_{vH}) \bar{K}} \quad (4.16)$$

側圧を一定に保ち、軸応力だけを増加させる通常の三軸圧縮試験では $\Delta \sigma'_3 = 0$ であるから、

$$\left. \begin{aligned}\left(\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)_v &= 1 - 2 \nu_{vH} \\ \left(\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_a} \right)_H &= 1 - \nu_H - n \nu_{vH}\end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

$$\text{従って、} \left. \begin{aligned}D_v &= 2 \nu_{vH} \\ D_H &= \nu_H + n \nu_{vH}\end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

有効応力径路の勾配 M は Henkel によって求められている⁴⁾。非排水せん断試験では供試体が水で飽和していれば、固体実質部の圧縮率が水の圧縮率より小さいので水の体積圧縮量に近い変化しか生じない。従って、通常体積変化がない ($\varepsilon_v \neq 0$) として取扱うことができるから、鉛直供試体に対する勾配 M_v は、

$$M_v = \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_3} = - \frac{2(1 - \nu_H - n \nu_{vH})}{n(1 - 2 \nu_{vH})} \quad (4.19)$$

また、水平供試体に対する勾配 M_H は、

$$M_H = \frac{\Delta \sigma'_1}{\Delta \sigma'_3} = - \frac{1 + n - \nu_H - 3 n \nu_{vH}}{1 - \nu_H - n \nu_{vH}} \quad (4.20)$$

いま、等方性を仮定すれば、 $n = 1$ 、 $\nu = \nu_{VH} = \nu_H$ として $M = M_V = M_H = -2$ となり、弾性パラメータに無関係な定数となる。このことは、有効応力径路の勾配を調べることにより異方性を容易に判断できることを示している。

4.2.4 弱固結状態にある泥質岩の弾性変形特性

ここで対象としている島尻層泥岩の変形特性を Atkinson⁵⁾ および赤井ら⁷⁾ の結果と比較してみよう。

図-4.4は鉛直供試体に対して行った排水せん断試験結果のうち、圧密圧力 $\sigma'_c = 1, 10, 25 \text{ kg/cm}^2$ の各場合について体積ひずみと軸ひずみの関係を、軸ひずみ2%まで示したものである。 $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ と 10 kg/cm^2 の場合について見ると、図中に示すY点までの α の角度をもつ直線関係があり、Y点でその直線から離脱し、わずかな範囲で異なる角度の直線が見られるが、その後は非線形を示しながら破壊点Pに至る。一方、 $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合には、線形関係の初期の部分に乱れが生ずるが、図中のA点からY点まで α' なる角度の線形にあり、Y点以降は $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ あるいは 10 kg/cm^2 の場合と同様な過程をだどる。このような実験結果は、Y点まで1つの直線関係のタイプと、この直線の初期の部分に乱れを生ずるタイプの2つのグループに分けられ、前者は $\sigma'_c = 1, 10, 15, 20 \text{ kg/cm}^2$ の場合に、後者は $\sigma'_c = 3, 5, 7, 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合に現われ、それぞれのタイプは半々である。

いま、初期に乱れのある場合の体積ひずみと軸ひずみの関係をまとめて示すと図-4.5となる。A点までの線形関係は良くないが、原点とA点を直線で置換えると、骨格構造の弾性挙動の存在が示唆される。しかし、その勾配は圧密圧力によってかなりのばらつきを示しているのに対し、初期の乱れない場合、Y点までの線形の勾配は圧密圧力の影響を受けず、ほぼ一定値を示している。すなわち、 $\sigma'_c = 3, 5, 7, 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合のように弾性変形に骨格構造の弾性挙動が顕著に現われるのか、あるいは $\sigma'_c = 1, 10, 15, 20 \text{ kg/cm}^2$ の場合のように骨格構造の弾性挙動とせん断変形の弾性挙動がその卓越した特性を相互に相殺しながら挙動しているのか、今回の排水試験結果から明確に判断できない。そこで、この挙動を非排水試験の有効応力径路で調べてみよう。

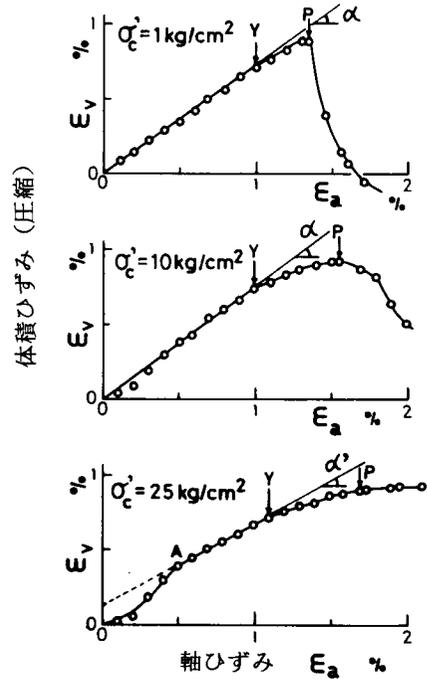


図-4.4 排水圧縮せん断過程における体積ひずみと軸ひずみの関係

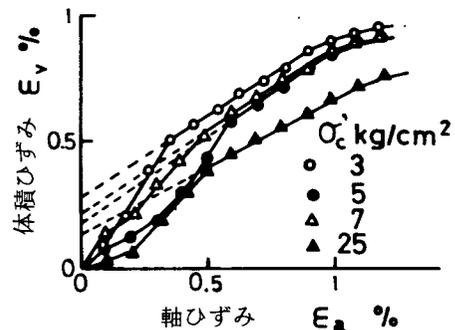


図-4.5 初期の線形に乱れがある場合の体積ひずみと軸ひずみの関係

図-4.6は $\sigma'_c = 5, 15, 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合の鉛直および水平供試体に対する有効応力径路を最大応力まで示したものである。また、図-4.7は $\sigma'_c = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ における鉛直供試体の有効応

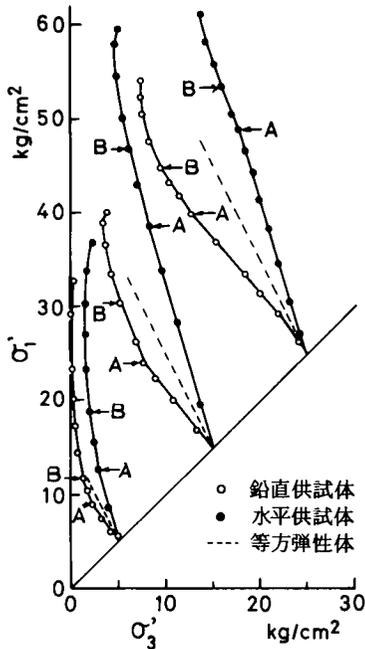


図-4.6 有効応力径路の比較

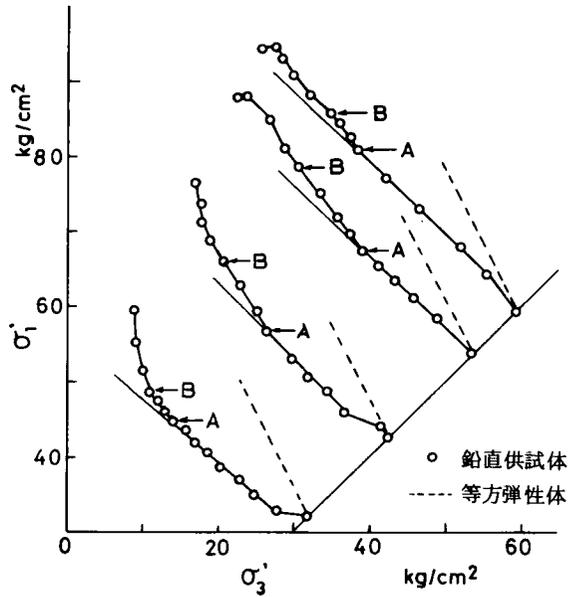


図-4.7 高圧圧密圧力時の有効応力径路

力径路を示したものである。図-4.6から明らかなように、供試体の向きによってその応力径路が異なり、その立ち上りは等方弾性体の有効応力径路の勾配である $\Delta\sigma'_1 / \Delta\sigma'_3 = -2$ を基準とすると、鉛直供試体では左方へ、水平供試体では右方へ向いている。それぞれの径路の傾向は図中のA点まではある勾配の線形関係にあり、A点からB点までは異なる勾配の線形関係を示し、その後非線形となって破壊に至る。このA～B間の線形関係は、鉛直供試体では $\sigma'_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ まで体積膨張傾向を示しているが、水平供試体については $\sigma'_c = 20 \text{ kg/cm}^2$ までは体積膨張傾向、 $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ では体積圧縮傾向（ $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ では水平供試体3個について同じ結果である）を示し、骨格構造の弾性変形とダイレイタンスを伴う弾性変形の存在が予想される。さて、等方弾性体の有効応力径路の勾配 $M = -2$ と比較すると、実験に用いた試料は明らかに異方弾性体として挙動しており、しかも圧密圧力 60 kg/cm^2 においても異方性は顕著である。いま、A点までの有効応力径路の勾配を鉛直および水平供試体に対しそれぞれ M_V, M_H とし、各圧密圧力に示すと図-4.8となる。図には複数供試体のとき、その幅と平均値を同時に示してあるが、圧密圧力 25 kg/cm^2 以

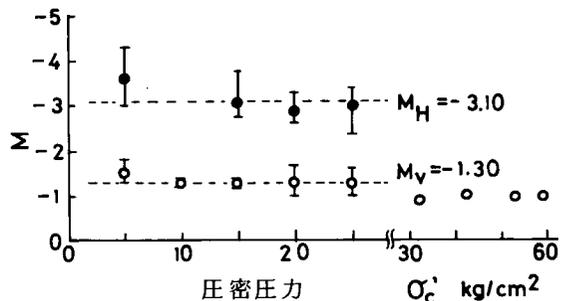


図-4.8 圧密圧力と有効応力径路勾配Mの関係

下に限定すると、 M_V 、 M_H は圧密圧力の影響を受けず、平均値として $M_V = -1.30$ 、 $M_H = -3.10$ である。また、 $\sigma'_c = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ で $M_V = -0.9 \sim -1.0$ であるが、同様に圧密圧力の影響は認められない。

次に、排水試験におけるひずみ径路の線形関係の限界、あるいは非排水試験における有効応力径路の線形関係の限界を降伏応力との関係で調べてみよう。ここで、排水と非排水試験結果を比較するため鉛直供試体だけに限定し、また降伏応力は赤井ら⁷⁾による決定法にもとづくものである。排水試験による主応力差と偏差ひずみの関係を両対数プロットした例が図-4.9で、容易に降伏応力を決定できる（偏差ひずみの代わりに軸ひずみを用いても結果は同じである）。このようにして求めた降伏応力と図-4.4の排水試験によるひずみ径路の線形関係からの離脱点として求まるY点の応力を $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sim \sigma'_m$ 応力面で比較すると図-4.10となる。この図には同時に非排水試験の両対数表示で求めた降伏応力も示してある。排水試験でのY点は降伏応力と一致し、しかも非排水試験による降伏応力とも一致している。このことから弾性限界はひずみ径路の線形関係の限界Y点として決定でき、その決定法も容易である。次に、図-4.11は非排水試験の降伏応力と有効応力径路でのB点、A点の応力を同様に比較したものである。B点の応力は降伏応力と一致しているの、B点が弾性限界であることがわかる。また、A点の応力はB点の応力よりも低い値を示している。従って、この島尻層泥岩の弾性挙動特性は、A点までは骨格構造の弾性挙動、A点からB点まではダイレイタンスを伴う弾性挙動を示すものである。さらに図-4.11には、図-4.5に示したように、排水試験によるひずみ径路の初期に乱れのあ

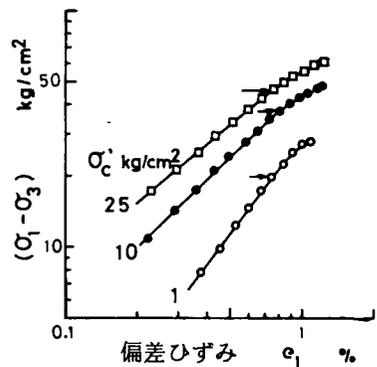


図-4.9 降伏応力の決定

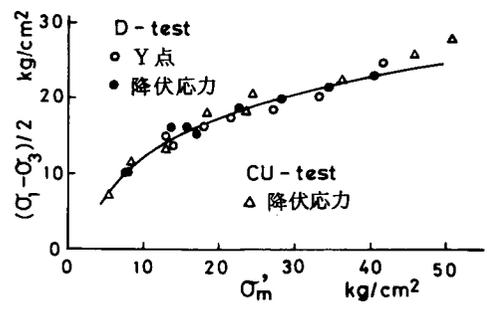


図-4.10 降伏応力の比較

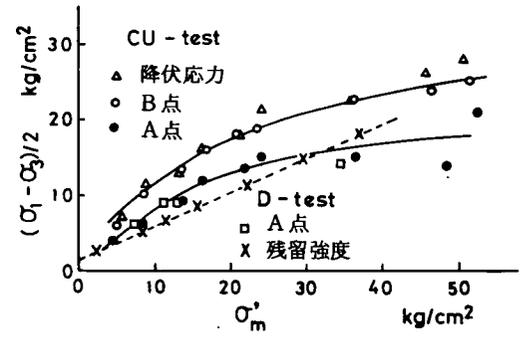


図-4.11 降伏応力と有効応力径路変曲点の応力値の比較

る場合のひずみ径路上のA点の応力も比較してあるが、この応力は非排水試験による有効応力径路でのA点の応力とはほぼ一致していて、排水試験でも骨格構造の弾性挙動が顕著に現われうることを示唆している。なお、比較のため残留強度時の応力状態も同時に図中に示してある。

以上の検討より、実験に用いた供試体の弾性挙動特性が明らかとなったので、再び排水試験によるひずみ径路に注目すると、図-4.4に一部示したように、 $\sigma'_c = 1, 10, 15, 20 \text{ kg/cm}^2$ の場合のひずみ径路の直線勾配を $\tan \alpha$ とし、また $\sigma'_c = 3, 5, 7, 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合のA Y間の直線勾配を $\tan \alpha'$ 、図-4.5に示すように、原点とA点を直線に近似させたときの勾配を $\tan \alpha_1$ として、式(4.17)からそれぞれのポアソン比 ν_{VH} を求め、各圧密圧力に対して示すと図-4.12となる。 $\tan \alpha$ と $\tan \alpha'$ から求まるポアソン比はばらつきがあるが、傾向として圧密圧力の影響を受けずほぼ一定値で、平均値はそれぞれ0.14、0.18である。この $\tan \alpha'$ から求めたポアソン比0.18は、弾性挙動特性から明らかなように、ダイレイタンスを伴った弾性挙動時の値を意味している。一方、 $\tan \alpha_1$ から求まる骨格構造の弾性挙動時のポアソン比は、 $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ での-0.19から $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ での0.10と変化し、確かな傾向でないが、圧密圧力の影響を受ける結果となっていて、図-4.8に示した骨格構造の弾性挙動としての M_v が圧密圧力の影響を受けないことに反する結果となる。このことについて、実験結果としての $\tan \alpha_1$ の線形性が良くないことから、さらに詳細な排水試験の追試が鉛直供試体のみならず、水平供試体についても必要である。水平供試体についての排水試験の必要性は、式(4.17)から明らかなように、異方弾性パラメータを決定するためには鉛直と水平の両供試体についての実験結果を必要とすることの他に、水平供試体の非排水試験において圧密圧力 25 kg/cm^2 での有効応力径路がA点以降では体積圧縮傾向を示している実験事実によるものである。ともあれ、現在のデータから確かなポアソン比の決定ができないことになるが、次節の非排水試験の間隙水圧特性から異方弾性挙動を検討する上で、排水試験から求まる何らかの異方弾性パラメータが必要であり、しかもその際ポアソン比が圧密圧力の影響を受けるなら、その取扱いは非常に困難となる。そこで、 $\tan \alpha$ から求まるポアソン比が骨格構造の弾性挙動をも表現していると仮定し、以後本研究ではこの試料のポアソン比の1つである ν_{VH} は0.14の値であると仮定する。この仮定は、以後の検討で定量的取扱に関して問題を生ずるかも知れないが、異方弾性体挙動の定性的取扱、あるいは異方弾性パラメータ決定手法については何ら支障をきたすものではないと考えられる。

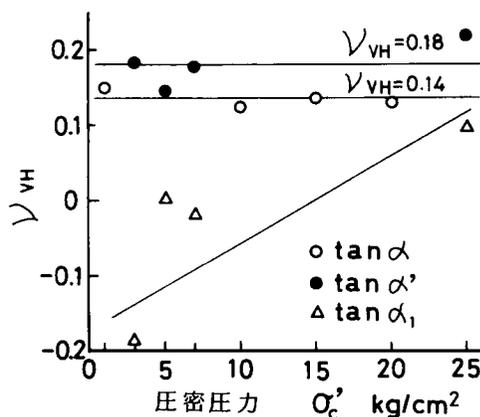


図-4.12 ポアソン比の比較

以上のことを実験に用いた島尻層泥岩についてまとめると、次のようになる。弾性挙動は骨格構造の弾性挙動とダイレイタンスを伴う弾性挙動の両挙動を示し、弾性限界は、排水試験の場合図-4.4に示すひずみ径路のY点、非排水試験の場合図-4.6に示す有効応力径路のB点に相当し、その応力は応力～ひずみ関係を両対数紙上に求めて得られる折点の応力値として決定される降伏応力と一致している。骨格構造の弾性挙動は続成作用による結合力の影響の寄与によるものと考えられ、この挙動は非排水試験の有効応力径路に顕著に現われる。弾性挙動としてのダイレイタンス過程は、鉛直供試体の場合圧密圧力 60 kg/cm^2 においても体積膨張傾向にあるが、水平供試体の場合は小さい拘束圧で体積膨張傾向、大きな拘束圧（圧密圧力 25 kg/cm^2 ）で体積圧縮傾向にある。また、有効応

力径路から異方性が明らかであるが、異方弾性パラメータ決定にはさらに水平供試体について排水試験を必要とする。

行った実験の主体は、鉛直および水平供試体についての非排水試験で、異方性を示す有効応力径路は間隙水圧の発生量に反映されるものである。そこで、次に間隙水圧挙動から異方性挙動を検討し、排水試験結果にもとづいて仮定したポアソン比 ν_{VH} を利用して他の異方弾性パラメータを決定しよう。なお、有効応力径路の2つの線形関係を同時に対象とすることは排水試験の追試を必要とするので、以後の弾性挙動は骨格構造の弾性挙動に限定する。

4.3 間隙水圧挙動から見た異方弾性挙動（非排水せん断試験における弾性挙動）¹⁾

4.3.1 間隙圧係数

非排水せん断試験での異方弾性挙動は Henkel の有効応力径路の勾配 M_V 、 M_H で示されるが、有効応力径路がせん断応力の増加に伴う発生間隙水圧の影響を受けることから、弾性挙動範囲での間隙水圧挙動に注目してみよう。

Skempton¹¹⁾ は、土を等方弾性体と仮定して飽和した土の三軸圧縮試験における間隙水圧を次式で示した。

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

しかし、実際の土は弾性体でも等方性でもないことから、間隙圧係数 A を導入し、

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (4.21)$$

と表示した。もちろん、等方弾性体としての土では $A = 1/3$ である。

Pickering¹²⁾ は Skempton と同様な手法を用いて異方弾性土の間隙水圧挙動を考察している。異方性供試体に等方有効応力 $\Delta \sigma'$ を作用させると、そのときの体積ひずみは

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = (n + 2 - 4n\nu_{VH} - 2\nu_H) \frac{\Delta \sigma'}{E_H} \quad (4.22)$$

となり、この体積ひずみは一般に次式で示される。

$$\epsilon_v = \Delta V / V = C_S \Delta \sigma' \quad (4.23)$$

$$\text{ここに、} C_S = \frac{n + 2 - 4n\nu_{VH} - 2\nu_H}{E_H} \quad : \text{土の骨格圧縮率} \quad (4.24)$$

通常の側圧を一定に保って軸応力だけを増加させる圧密非排水型三軸圧縮試験では、間隙水圧の変化によって $\Delta \sigma'_1$ 、 $\Delta \sigma'_3$ が変化するから、いま鉛直供試体について考えると、 $\Delta \sigma'_1$ 、 $\Delta \sigma'_3$ の変化による体積ひずみは

$$\epsilon_v = \frac{n(1 - 2\nu_{VH})}{E_H} \Delta \sigma'_1 + \frac{2(1 - \nu_H - n\nu_{VH})}{E_H} \Delta \sigma'_3$$

である。一方、供試体が飽和していると、その供試体の間隙率を n' 、間隙を満たす水の圧縮率を C_w とし、間隙水圧が Δu だけ変化したときの間隙水の体積変化は $\Delta u \cdot C_w \cdot n'$ となる。この間隙水の体積変化と有効応力変化による上式の体積ひずみを等しくおき、 $\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u$ 、 $\Delta \sigma'_3 = \Delta \sigma_3 - \Delta u$ および C_S を考慮すると、

$$\Delta u (C_S + C_w n') = C_S \Delta \sigma_3 + \frac{n(1 - 2\nu_{VH})}{E_H} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

の関係が得られる。 C_w の値は一般の地盤材料の C_s に比べてそのオーダーが低いことから、これを無視し、 C_s を弾性パラメータで示すと、間隙水圧は次式となる。

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{n(1-2\nu_{vH})}{n+2-4n\nu_{vH}-2\nu_H} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (4.25)$$

この式を式(4.21)の形に表示すると、鉛直供試体の間隙水圧は、

$$\Delta u_v = \Delta \sigma_3 + A_v (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

ここに、

$$A_v = \frac{n(1-2\nu_{vH})}{n+2-4n\nu_{vH}-2\nu_H} \quad (4.26)$$

となり、 A_v が鉛直供試体の間隙圧係数である。

以上のPickeringの手法は水平供試体にも容易に適用できる。水平供試体に $\Delta \sigma'_1$ 、 $\Delta \sigma'_3$ が作用するときの体積ひずみは、

$$\epsilon_v = \frac{(1-\nu_H-n\nu_{vH})}{E_H} \Delta \sigma'_1 + \frac{(1+n-\nu_H-3n\nu_{vH})}{E_H} \Delta \sigma'_3$$

これを間隙水の体積変化と等しくおいて、 C_s は式(4.24)と同一であることと、 $\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u$ 、 $\Delta \sigma'_3 = \Delta \sigma_3 - \Delta u$ を考慮すると、

$$\Delta u (C_s + C_w n') = C_s \Delta \sigma_3 + \frac{(1-\nu_H-n\nu_{vH})}{E_H} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

C_w を無視すれば、

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + \frac{1-n\nu_{vH}-\nu_H}{n+2-4n\nu_{vH}-2\nu_H} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

すなわち、水平供試体の間隙水圧は

$$\Delta u_H = \Delta \sigma_3 + A_H (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

ここに、

$$A_H = \frac{1-n\nu_{vH}-\nu_H}{n+2-4n\nu_{vH}-2\nu_H} \quad (4.27)$$

となり、 A_H が水平供試体の間隙圧係数である。

式(4.26)と(4.27)から明らかのように、間隙圧係数は骨格構造の異方弾性パラメータで表現でき、間隙水圧挙動が異方性を示すことがわかる。等方弾性体としての土を仮定すると、 $n=1$ 、 $\nu=\nu_{vH}=\nu_H$ となり、 $A=A_v=A_H=1/3$ でSkemptonの間隙圧係数に他ならない。

さて、異方弾性土の間隙水圧は式(4.21)で一般表示できることが明らかとなったが、Henkel¹⁸⁾は、間隙水圧の発生は平均応力 σ_m と偏差応力とによるものと考え、次式で表わした。

$$\begin{aligned} \Delta u &= \frac{\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3}{3} + (A - \frac{1}{3}) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \\ &= \Delta \sigma_m + (A - \frac{1}{3}) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \end{aligned} \quad (4.28)$$

この式を変形すると、

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_m} = 1 + (A - \frac{1}{3}) \frac{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)}{\Delta \sigma_m}$$

側圧 σ_3 を一定に保つ通常の三軸圧縮試験では、主応力差の増加 $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ とともに平均応力 $\Delta \sigma_m$ が $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/3$ だけ増大することになる。そこで、上式の左辺 $\Delta u / \Delta \sigma_m$ はそのま

まにし、右辺で $\Delta \sigma_m = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / 3$ とし、Aについて整理すると、

$$A = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_m} \quad (4.29)$$

ここに、 $\Delta \sigma_m = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / 3$ 。すなわち、弾性領域で Δu と $\Delta \sigma_m$ との比が一定であると、その比の $1/3$ が間隙圧係数として求まる。赤井ら⁷⁾ は等方性である多孔質凝灰岩を $\Delta u \sim \Delta \sigma_m$ 関係で整理し、これらの関係が 45° の直線上にあること、すなわち $\Delta u / \Delta \sigma_m = 1$ となることから $A = 1/3$ とし、理想等方弾性として挙動することを示している。

実験に用いた試料について、鉛直供試体と水平供試体の平均応力増分と間隙水圧変化の関係の代表例を示したのが図-4.13である。各供試体

とも Δu と $\Delta \sigma_m$ の関係は、図中のA点まで一定比の直線関係、A点からB点までは比の値が異なるが、やはり直線関係を示し、B点以降では非線形となる。A点までの平均応力増分と間隙水圧変化の関係をみると、鉛直供試体では $\Delta \sigma_m$ の増分よりも大きな間隙水圧変化を、水平供試体では $\Delta \sigma_m$ の増分よりも小さな間隙水圧変化を示し、しかも等方弾性体挙動としての 45° 線上になく明らかに異方性である。A点以後の線形が初期の線形から下方へ離脱するのは間隙水圧の減少、すなわち体積膨張傾向を、また水平供試体の $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合のように、上方への離脱は体積圧縮傾向を表わし、AB間ではせん断による体積変化、いわゆるダイレイタンスー挙動を示していることが明らかである。しかもこのA、B点は

図-4.6に示した有効応力径路上のA点、B点に対応するものである。従って、A点までを骨格構造の弾性挙動とし、その直線の勾配の $1/3$ として求めた間隙圧係数 A_V 、 A_H を圧密圧力に対して示すと図-4.14となる。 $\sigma'_c = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ での A_V は平均0.5と大きな値を示すが、 $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ 以下に限定すると、 A_V 、 A_H はともに、圧密圧力の影響が見られず、平均値はそれぞれ $A_V = 0.43$ 、 $A_H = 0.25$ である。一方、AB間はダイレイタンスー過程にあるので、せん断応力の増加に伴って間隙圧係数が変化する。これをA点からB点までの間隙圧係数の変化量で示すと、その変化量は原点とB点を結んだ直線の勾配の $1/3$ の値と骨格構造の弾性挙動としての A_V あるいは A_H との差で示される。そこで、その変化量を各圧密圧力での平均値の差で求

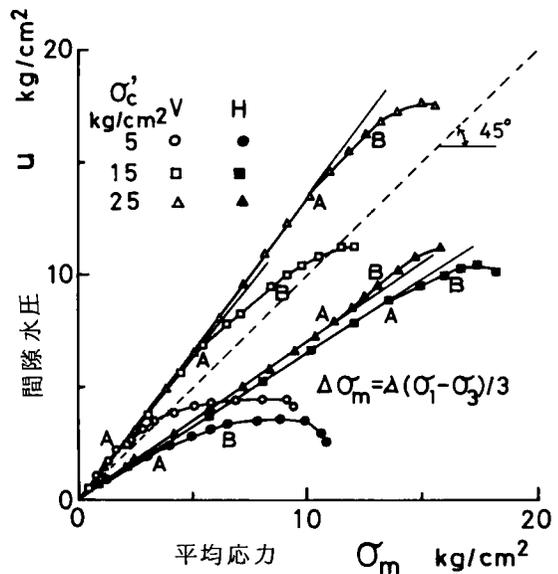


図-4.13 非排水圧縮せん断過程の平均応力増分と間隙水圧増分の関係

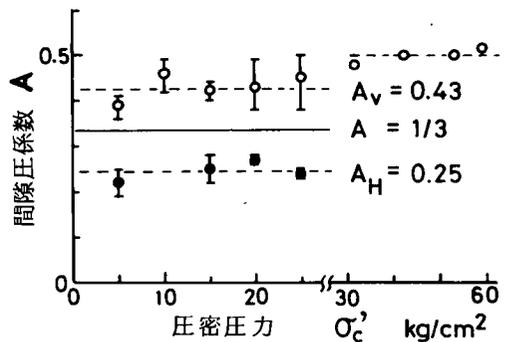


図-4.14 圧密圧力と間隙圧係数の関係

めると、鉛直供試体では $\sigma'_c = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ の領域を含めて、 $-0.06 \leq \Delta A_V \leq -0.02$ 、水平供試体では $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ での増加を含めると、 $-0.06 \leq \Delta A_H \leq 0.02$ で、その変化量は著しいものではない。なお、A B間の間隙圧係数は、式(4.29)で $\Delta \sigma_m = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / 3$ として、

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)} \text{ で示される。}$$

また、有効応力径路の勾配 M_V 、 M_H は間隙圧係数 A_V 、 A_H と次の関係にある。

$$M_V = -2 \frac{A_H}{A_V}, \quad M_H = -\left(1 + \frac{A_V}{A_H}\right) \quad (4.30)$$

等方弾性体のとき $A_V = A_H = 1/3$ で、 $M = M_V = M_H = -2$ に一致する。また、 $A_V = 0.43$ 、 $A_H = 0.25$ とすれば、 $M_V = -1.16$ 、 $M_H = -2.72$ となり、図-4.8に示した平均値より小さめの値であるが、測定範囲内にある。

4.3.2 非排水圧縮によるヤング率

非排水型三軸圧縮試験から求まるヤング率 E_U は排水型三軸圧縮試験、すなわち有効応力状態でのヤング率 E とは異なったものである。

Henkel⁴⁾ は非排水ヤング率 E_U と M_V 、 M_H 、異方弾性パラメータの関係を次のように求めている。

鉛直供試体では、 $\epsilon_a = \frac{1}{E_V} \left(1 - \frac{2\nu_{VH}}{M_V}\right) \Delta \sigma'_1$ 、 $\Delta \sigma_a = \left(1 - \frac{1}{M_V}\right) \Delta \sigma'_1$ 、これより、

$$E_{UV} = \frac{\Delta \sigma_a}{\epsilon_a} = E_V \left(\frac{M_V - 1}{M_V - 2\nu_{VH}} \right) \quad (4.31)$$

水平供試体では、 $\epsilon_a = \frac{1}{E_H} [1 - (\nu_H + n\nu_{VH})M_H] \Delta \sigma'_1$ 、 $\Delta \sigma_a = (1 - M_H) \Delta \sigma'_1$ 、これより、

$$E_{UH} = \frac{\Delta \sigma_a}{\epsilon_a} = E_H \frac{(1 - M_H)}{1 - (\nu_H + n\nu_{VH})M_H} \quad (4.32)$$

一方、Starzewski ら⁶⁾ は、間隙圧係数 A_V を利用して鉛直供試体のヤング率を、 $\epsilon_a = (\Delta \sigma'_1 - 2\nu_{VH} \Delta \sigma'_3) / E_V$ に、 $\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u = (1 - A_V) \Delta \sigma_1$ 、 $\Delta \sigma'_3 = -\Delta u = -A_V \Delta \sigma_1$ なる関係を代入して、次の関係を求めた。

$$E_{UV} = \frac{\Delta \sigma_1}{\epsilon_a} = \frac{E_V}{1 - A_V(1 - 2\nu_{VH})} \quad (4.33)$$

同様に、水平供試体についても A_H を用いると、 $\epsilon_a = [\Delta \sigma'_1 - (\nu_H + n\nu_{VH}) \Delta \sigma'_3] / E_H$ 、

$\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u = (1 - A_H) \Delta \sigma_1$ 、 $\Delta \sigma'_3 = -\Delta u = -A_H \Delta \sigma_1$ 、なる関係から次式が求まる。

$$E_{UH} = \frac{\Delta \sigma_1}{\epsilon_a} = \frac{E_H}{1 - A_H(1 - n\nu_{VH} - \nu_H)} \quad (4.34)$$

式(4.31)と(4.33)、または式(4.32)と(4.34)は、異方弾性パラメータだけで表示すると、同一の式となり、ヤング率は間隙圧係数 A_V あるいは A_H で表わすことができる。また、非排水ヤング率の比 N は式(4.33)、(4.34)を用いると、

$$N = \frac{E_{UH}}{E_{UV}} = n \frac{1 - A_V(1 - 2\nu_{VH})}{1 - A_H(1 - n\nu_{VH} - \nu_H)} \quad (4.35)$$

となる。この式は Uriel ら¹⁴⁾ によって求められた次の異方弾性パラメータ表示式と同一のものである。

$$N = \frac{2n(1 - \nu_H - 2n\nu_{VH}^2)}{(1 - 2n\nu_{VH} + n - n^2\nu_{VH}^2 - 2n\nu_{VH}\nu_H - \nu_H^2)} \quad (4.36)$$

地盤材料では、その変形が弾性的であっても、測定される応力～ひずみ関係は非線形となり、ヤング率は一定でない。土のヤング率は一般に、応力～ひずみ関係で最大応力の1/2点と原点との割線係数としての E_{50} 、あるいは応力～ひずみ曲線の原点における初期接線係数 E_i が用いられる。周知のように、排水型三軸圧縮試験では E_{50} と E_i は比較的一致するが、非排水試験ではそれらに差異が生ずるといわれ、また、ヤング率はせん断開始時の応力状態あるいはそれ以前の応力履歴に影響を受けるといわれている。

Atkinson⁵⁾は、非線形の応力～ひずみ曲線の任意のひずみ測定点 j におけるヤング率 E_t を

$$E_t(j) = \frac{\sigma'(j+1) - \sigma'(j-1)}{\varepsilon_a(j+1) - \varepsilon_a(j-1)} \quad (4.37)$$

ここに、 $\sigma' = (\sigma_1 - \sigma_3)$ 、 ε_a : 軸ひずみ、として求め、 $\varepsilon_a(j)$ に $E_t(j)$ をプロットして、図-4.15に示すように、 $\varepsilon_a = 0$ での値を E_i としている。このように求めた E_{UV} 、 E_{UH} を圧密圧力との関係で示したのが図-4.16である。図からわかるように、圧密圧力の増加に伴ってヤング率は増加する傾向にある。また、ヤング率の平均値の比 N も同時に示したが、 N は圧密圧力に無関係ではば一定値を示し、その平均は $N = 1.54$ である。一方、図-4.17には E_{50} による E_{UV} 、 E_{UH} を同様に圧密圧力に対して示してあるが、 E_i の場合と同じように圧密圧力の増加に伴い増加し、 E_i の場合に比べて E_{50} の場合の値は小さめであるが、 N はやはり圧密圧力に無関係で、その平均は $N = 1.60$ であって、 E_i の場合とはほぼ一致している。従って、決定法の便宜さをも考慮すると、 N の決定には E_{50} を用いても支障ないといえよう。

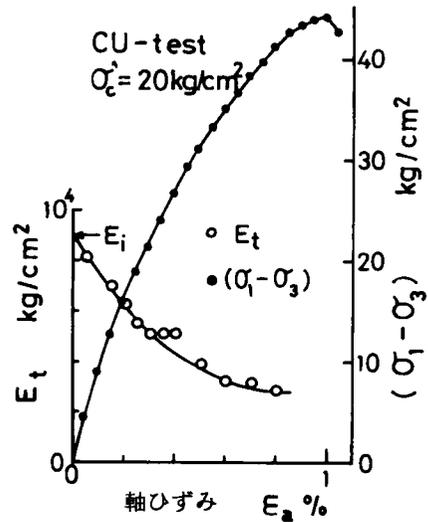


図-4.15 E_i の決定(鉛直供試体)

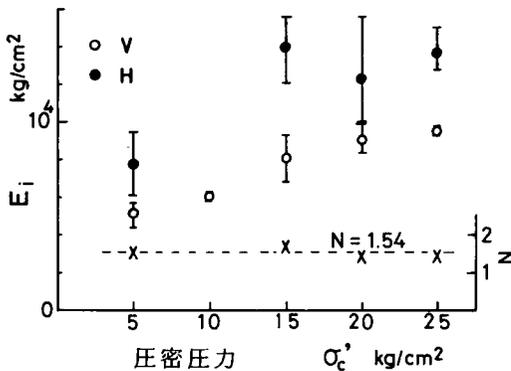


図-4.16 非排水初期接線係数と圧密圧力の関係

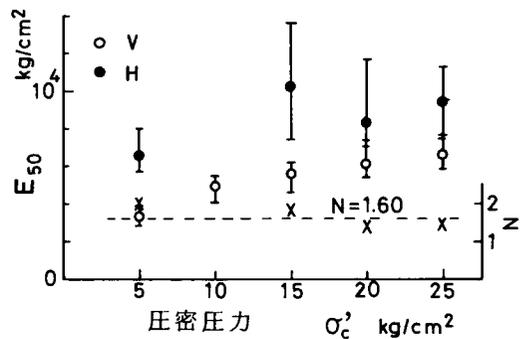


図-4.17 非排水 E_{50} と圧密圧力の関係

4.3.3 異方弾性パラメータの決定

異方弾性パラメータ n , $E_V (E_H)$, ν_{VH} , ν_H は、鉛直および水平供試体について排水せん断試験を行えば、式 (4.17) から決定できる。いま、ここでは非排水せん断試験結果にもとづいて異方弾性パラメータを決定しようとするものであるが、以後の混乱をさけるために、全応力による異方弾性パラメータについて明確にしておく。式 (4.2) を全応力表示にして軸対称三軸圧縮試験に適用すると、全応力による異方弾性パラメータを N , $E_{UV} (E_{UH})$, ν_{UVH} , ν_{UH} とすれば、非排水せん断試験では $\varepsilon_v = 0$ となるので、

鉛直供試体の場合

$$N(1 - 2\nu_{UVH})\Delta\sigma_1 + 2(1 - \nu_{UH} - N\nu_{UVH})\Delta\sigma_3 = 0 \quad (4.38)$$

水平供試体の場合

$$(1 - \nu_{UH} - N\nu_{UVH})\Delta\sigma_1 + (1 + N - \nu_{UH} - 3N\nu_{UVH})\Delta\sigma_3 = 0 \quad (4.39)$$

両式はいかなる応力径路に対しても成立しなければならない。従って、両式を満足するためには、

$$\nu_{UVH} = \frac{1}{2}, \quad \nu_{UH} = 1 - \frac{N}{2} \quad (4.40)$$

すなわち、 N , $E_{UV} (E_{UH})$, G の3つがわかれば、全応力による異方弾性挙動が記述でき、さらに等方弾性体では $G = E_U / 2(1 + \nu_U)$, $\nu_U = 1/2$ になる周知の関係から E_U だけ求めればよいことになる。実験に用いた島尻層泥岩の異方弾性パラメータは、 $N = 1.60$, $\nu_{UVH} = 0.5$, $\nu_{UH} = 0.2$ で与えられることになる。

さて、非排水せん断試験にもとづいて有効応力状態での異方弾性パラメータの決定を試みる。この試みは、Henkel⁴⁾により、その仮定の根拠は定かでないが、London clay について $\nu_H = (\nu_{HV} + \nu_{VH}) / 2 = \nu_{VH} (1 + n) / 2$ と仮定して行われたが、後に排水三軸圧縮試験による結果と矛盾することが Atkinson⁵⁾によって指摘された。従って、非排水三軸圧縮試験だけでは異方弾性パラメータが求まらず、何らかの排水試験を必要とする。ここでは、鉛直供試体の排水三軸圧縮試験から ν_{VH} は既知であるとする。圧密非排水三軸圧縮試験での測定量と異方弾性パラメータの関係を再度次式の関係で示す。

$$a_r = \frac{A_V}{A_H} = \frac{n(1 - 2\nu_{VH})}{1 - n\nu_{VH} - \nu_H} \quad (4.41)$$

$$m_r = M_V M_H = \frac{2(1 + n - \nu_H - 3n\nu_{VH})}{n(1 - 2\nu_{VH})} = 2\left(1 + \frac{1}{a_r}\right) \quad (4.42)$$

$$N = n \frac{1 - A_V(1 - 2\nu_{VH})}{1 - A_H(1 - n\nu_{VH} - \nu_H)} \quad (4.35)$$

ここに、式 (4.41) と (4.42) は等価で、しかも測定量 a_r , m_r , N は全応力量であるから、上記3式から求まるパラメータは式 (4.40) と一致することになる。そこで、 ν_{VH} は既知量として、式 (4.41) と (4.35) から残りの ν_H , n を求めるが、 A_V , A_H , N および ν_{VH} は実験結果により圧密圧力の影響を受けないことがわかっているので、 ν_H , n も圧密圧力に無関係とする。式 (4.41) を ν_H について解くと、

$$\nu_H = 1 - \frac{\{1 - (2 - a_r) \nu_{VH}\}}{a_r} \quad n = 1 - bn$$

$$\text{ここに, } b = \frac{\{1 - (2 - a_r) \nu_{VH}\}}{a_r}$$

$\nu_H = 1 - bn$ として式 (4.35) に代入し, n について整理すると,

$$n = \frac{N}{1 - A_V(1 - 2\nu_{VH}) - A_H N(\nu_{VH} - b)}$$

いま, 既知量あるいは測定量を $\nu_{VH} = 0.14$, $A_V = 0.43$, $A_H = 0.25$ ($a_r = 1.72$), $N = 1.60$ とすると, $b = 0.56$ となり, これより, $n = 1.86$, $\nu_H = -0.04$ が求まる。すなわち, 実験に用いた島尻層泥岩の異方弾性パラメータは

$$n = 1.86, \quad \nu_{VH} = 0.14, \quad \nu_H = -0.04$$

で, この値は条件式 (4.3) を満足するものである。

以上本節では, 非排水せん断試験の有効応力径路は測定量としての間隙水圧に支配されることから, 間隙水圧そのものに注目して弾性挙動を検討した。土の骨格構造の弾性領域では間隙水圧の変化そのものが異方性で, その挙動は Skempton の間隙圧係数 A と類似の間隙圧係数で表現できる。しかも, この間隙圧係数は間隙水圧と平均応力の関係から求まり, 異方弾性挙動のパラメータとして有効である。有効応力径路の勾配 M , 非排水ヤング率は間隙圧係数で表わすことができる。なお, 非排水三軸圧縮試験結果だけでは有効応力状態での異方弾性パラメータは決定できないが, 排水試験データの一部でもあれば可能となる。ここでは, 鉛直供試体の排水試験結果と間隙圧係数, 非排水ヤング率比から実験試料についての異方弾性パラメータを決定する手法を示した。この手法は既往の非排水三軸圧縮試験結果を利用する場合に参考になると思われる。このことに関連して, 異方弾性体についての他の有効応力径路表示の特性について, 次に検討する。

4.3.4 他の有効応力径路表示について

土の有効応力径路を示すのに $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 \sim (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ 関係, および $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sim \sigma'_m = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$ 関係がよく用いられる。鉛直および水平供試体に限定するが, これらの有効応力径路を M_V , M_H あるいは A_V , A_H , また異方弾性パラメータ n , ν_{VH} , ν_H と関係づけておくことは, 既往の試験結果を利用する場合, また等方弾性体と比較する場合, 有用である。

(i) $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 \sim (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ 関係

鉛直供試体の場合

$$\frac{\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3} = \frac{M_V - 1}{M_V + 1} = -\frac{A_V + 2A_H}{A_V - 2A_H} = \frac{2 + n - 4n\nu_{VH} - 2\nu_H}{2 - 2\nu_H - n} \quad (4.43)$$

水平供試体の場合

$$\frac{\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_3} = \frac{M_H - 1}{M_H + 1} = \frac{A_V + 2A_H}{A_V} = \frac{2 + n - 2\nu_H - 4n\nu_{VH}}{n(1 - 2\nu_{VH})} \quad (4.44)$$

等方弾性体の場合, $n = 1$, $\nu = \nu_{VH} = \nu_H$ とすると, 式 (4.43), (4.44) はともに 3 となり, 有効応力径路の向きは勾配 3 の直線で示される。

図-4.18は実験結果を例示したものである。先に求めた異方弾性パラメータを用いて計算した径

路の向きは、 $(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ 軸から反時計方向に、鉛直供試体では $\beta_V = 86^\circ$ 、水平供試体では $\beta_H = 65^\circ$ (等方弾性体では $\beta = 72^\circ$) となり実験結果と比較的よく一致している。

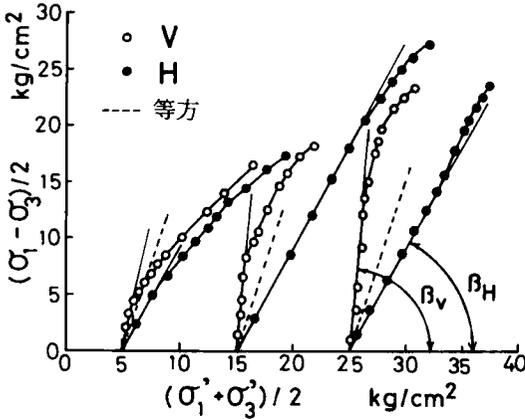


図-4.18 有効応力径路に及ぼす異方性の影響

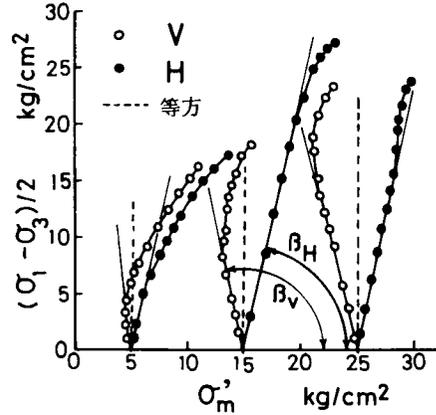


図-4.19 $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sim \sigma'_m$ 関係に及ぼす異方性の影響

(ii) $(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sim \sigma'_m$ 関係

鉛直供試体の場合

$$\frac{\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma'_m} = 3 \frac{M_V - 1}{M_V + 2} = -\frac{3}{2} \frac{A_V + 2A_H}{A_V - A_H} = \frac{3}{2} \frac{2 + n - 4n\nu_{VH} - 2\nu_H}{1 - \nu_H - n(1 - \nu_{VH})} \quad (4.45)$$

水平供試体の場合

$$\frac{\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma'_m} = 3 \frac{M_H - 1}{M_H + 2} = 3 \frac{A_V + 2A_H}{A_V - A_H} = -3 \frac{2 + n - 4n\nu_{VH} - 2\nu_H}{1 - \nu_H - n(1 - \nu_{VH})} \quad (4.46)$$

等方弾性体の場合、 $n = 1$ 、 $\nu = \nu_{VH} = \nu_H$ とすると、式(4.45)、(4.46)はともに、 $(\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3) / \Delta\sigma'_m = \infty$ となり、有効応力径路の向きは σ'_m 軸に垂直となる。

図-4.19に実験結果を例示した。径路の向きを σ'_m 軸から反時計方向に β とすると、異方弾性パラメータによる予測値は、 $\tan \beta_V = -\tan(180^\circ - \beta_V) = -7.76$ 、 $\tan \beta_H = 15.5$ から、 $\beta_V = 97^\circ$ 、 $\beta_H = 86^\circ$ となる (等方弾性体は $\beta = 90^\circ$)。ただし、図では縦軸を $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$ で示してあるから $\beta_V = 104^\circ$ 、 $\beta_H = 83^\circ$ となって、これも比較的よく一致している。

また、式(4.45)と(4.46)の比をとると、次式となる。

$$\frac{\tan \beta_V}{\tan \beta_H} = -\frac{1}{2} \quad (4.47)$$

この式は、鉛直あるいは水平供試体のどちらか一方の有効応力径路がわかれば、他方の径路も推定できることを意味する。すなわち、 β_V が既知量であるとき、 β_H は次式で求まる。

$$\beta_H = \beta_V - \tan^{-1} \left(\frac{3 \tan \beta_V}{1 - 2 \tan^2 \beta_V} \right) \quad (4.48)$$

4.4 排水三軸圧縮試験における弾性挙動¹⁾

4.4.1 排水三軸圧縮試験によるヤング率

排水三軸圧縮試験は鉛直供試体だけについて行い、その弾性挙動については本章で一部はすでに示したが、水平供試体の挙動をも予測することも併せて、排水三軸圧縮試験の弾性挙動について検討する。

実験試料の水平供試体の弾性挙動は、すでに求めた異方弾性パラメータ n , ν_{VH} , ν_H で予測されるので、その値の妥当性を E_V で確かめてみる。

ヤング率は、先に示したように、 E_{50} あるいは E_i として求める方法があるが、この供試体ではいずれの方法の結果もほぼ一致していたので、 E_{50} として求めた E_V を圧密圧力に対して示したのが図-4.20である。この E_V は、先に示した E_{UV} , E_{UH} と同様、圧密圧力の増加に伴って増大する傾向にある。この E_V を用いて式(4.33), (4.34) から $E_{UV} = 1.45 E_V$, $E_{UH} = 2.31 E_V$ として計算した値を図中に示し、これをすでに図-4.17に示した測定値と比較してある。計算値と実測値はよく一致することがわかる。しかし、この E_V による E_i としての E_{UV} , E_{UH} の予測は困難なようである。

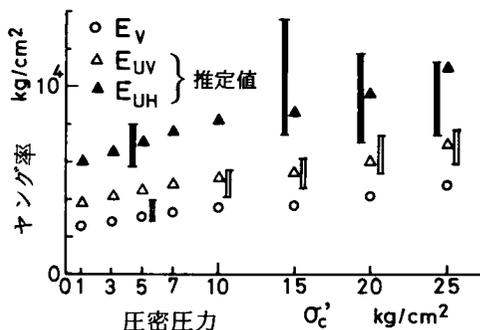


図-4.20 E_V と E_V による E_U 推定値との比較

4.4.2 排水三軸圧縮試験における弾性定数

図-4.21は排水三軸圧縮試験による主応力差と偏差ひずみの関係を、また図-4.22は主応力差と体積ひずみの関係を示したものである。

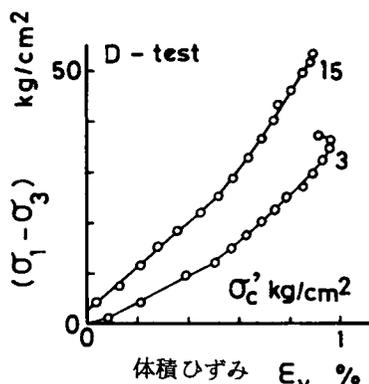


図-4.21 偏差ひずみと主応力差の関係

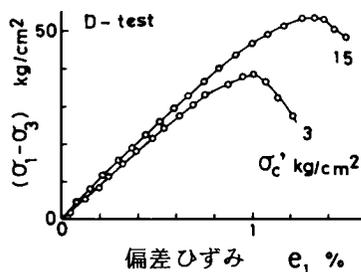


図-4.22 体積ひずみと主応力差の関係

等方弾性理論によると、次式が成立する。

$$\epsilon_v = \sigma'_m / K \quad (4.49)$$

$$e_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3G \quad (4.50)$$

ここに、 ϵ_v : 体積ひずみ, $\sigma'_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$: 平均有効応力, $e_1 = \epsilon_a - \epsilon_v / 3$: 偏差ひ

ずみ, σ'_1, σ'_3 : 軸方向ならびに側方応力成分, K : 体積弾性係数, G : せん断弾性係数。従って, ϵ_v と σ'_m の関係から K が, e_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係から G が決定できる。しかし, ここでは異方弾性体を対象とし, 実験は主応力方向と異方性対称軸が一致した場合だけを取扱っている。そこで, 上記の K と G には鉛直供試体に V を, 水平供試体に H をサフィクスとして付し, G_V, G_H は式 (4.2) における G_{VH} とは別のもので, e_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を関係づける定数とする。また, 側圧を一定に保ち, 軸圧のみを増加させる軸対称三軸圧縮試験を対象とする。

等方応力状態での体積弾性係数 $K(i.p)$ は式 (4.24) の逆数で示される。

$$K(i.p) = \frac{n E_V}{n+2-4n\nu_{VH}-2\nu_H} \quad (4.51)$$

一方, 排水三軸圧縮試験では $\Delta\sigma'_m = \Delta\sigma'_1 / 3$ となるから, 鉛直供試体の場合, $\epsilon_v = \Delta\sigma'_1 (1 - 2\nu_{VH}) / E_V = \Delta\sigma'_1 / 3K_V$ より

$$K_V = \frac{E_V}{3(1-2\nu_{VH})} \quad (4.52)$$

水平供試体の場合, $\epsilon_v = \Delta\sigma'_1 (1 - n\nu_{VH} - \nu_H) / E_H = \Delta\sigma'_1 / 3K_H$ より

$$K_H = \frac{E_H}{3(1-n\nu_{VH}-\nu_H)} \quad (4.53)$$

等方弾性体の場合, $n=1, E=E_V=E_H, \nu=\nu_{VH}=\nu_H$ とすれば, $K=K(i.p)=K_V=K_H=E/2(1-2\nu)$ なる周知の関係となり, 等方圧密試験と排水三軸圧縮試験の K は一致する。この種の試験では, 本実験同様, 排水促進のため, ペーパードレインがよく使用されるが, 赤井ら⁷⁾ は, 等方圧密試験ではドレイン自体の圧密排水量補正に難点があることから, 側圧を一定に保ち, 軸応力だけを増加させる通常の排水三軸圧縮試験から K を求めることを提案している。しかし, 異方弾性体では, 排水三軸圧縮試験から求まる K_V あるいは K_H は, 等方圧密試験による $K(i.p)$ とは異なったものである。

次に, 式 (4.50) は偏差応力として考慮されているが, 偏差応力は $\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_m = 2\Delta\sigma'_1 / 3$ となるので, 鉛直供試体の場合, $e_1 = \epsilon_a - \epsilon_v / 3 = 2(1+\nu_{VH})\Delta\sigma'_1 / 3E_V = \Delta\sigma'_1 / 3G_V$ より

$$G_V = \frac{E_V}{2(1+\nu_{VH})} \quad (4.54)$$

水平供試体の場合, $e_1 = (2+n\nu_{VH}+\nu_H)\Delta\sigma'_1 / 3E_H = \Delta\sigma'_1 / 3G_H$ より

$$G_H = \frac{E_H}{2+n\nu_{VH}+\nu_H} \quad (4.55)$$

等方弾性体の場合, $G=G_V=G_H=E/2(1+\nu)$ の周知の関係となる。また, 等方弾性体におけると同様, それぞれの向きの供試体に対して次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} E_V &= 9K_V G_V / (3K_V + G_V) \\ 2\nu_{VH} &= (3K_V - 2G_V) / (3K_V + G_V) \\ E_H &= 9K_H G_H / (3K_H + G_H) \\ \nu_H + n\nu_{VH} &= (3K_H - 2G_H) / (3K_H + G_H) \end{aligned} \right\} \quad (4.56)$$

これらの式の (2), (4) は, 式 (4.18) の D_V, D_H を K_V, G_V, K_H, G_H で表現していること

になる。

n, ν_{VH}, ν_H が既知であれば、 K_V, G_V は E_V から計算でき、さらに $n = E_H / E_V$ を考慮すると、 K_H, G_H も E_V から推定可能である。また、これらは E_V と同様、圧密圧力の影響を受けることが明らかである。実験に使用した供試体では $K_V = 0.46 E_V, G_V = 0.44 E_V$ となり、 K_V と G_V がほぼ等しい結果となっている。

4.4.3 ひずみ径路

図-4.23 は $\sigma'_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ における体積ひずみと偏差ひずみの関係を示したものである。図中の Y 点まで線形関係を示し、その後非線形となることは図-4.4 の体積ひずみ～軸ひずみ関係と同じで、Y 点は降伏点に一致している。この直線の勾配、すなわち体積ひずみ ϵ_v と偏差ひずみ e_1 の比を異方弾性パラメータおよび図中の α_V を用いて示すと、次式となる。

$$\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_V = \frac{3(1-2\nu_{VH})}{2(1+\nu_{VH})} = \tan \alpha_V \quad (4.57)$$

これを変形すると、

$$\nu_{VH} = \frac{3-2 \tan \alpha_V}{2(3+\tan \alpha_V)} = \frac{1-2 \tan \alpha_V / 3}{2(1+\tan \alpha_V / 3)}$$

となり、この直線の勾配から ν_{VH} が求まる。この値が $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 関係から求まる値と一致するのはもちろんのことである。上式を式(4.56)の(2)と比較すると、次式となる。

$$G_V / K_V = \tan \alpha_V \quad (4.58)$$

すなわち、 $\tan \alpha_V$ が一定であるということは、偏差応力の増加に伴い G_V, K_V が変化するととしても、その比が一定であるように変化することになる。

水平供試体について $\epsilon_v \sim e_1$ 関係の直線関係を予測すると、

$$\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_H = 3 \frac{1-\nu_H - n\nu_{VH}}{2+\nu_H + n\nu_{VH}} = \tan \alpha_H \quad (4.59)$$

これより、
$$\nu_H + n\nu_{VH} = \frac{1-2 \tan \alpha_H / 3}{1+\tan \alpha_H / 3}$$

これと式(4.56)の(4)を比較すると、次式となる。

$$G_H / K_H = \tan \alpha_H \quad (4.60)$$

等方弾性体の場合、 $n = 1, \nu = \nu_{VH} = \nu_H, \alpha = \alpha_V = \alpha_H$ とすれば、式(4.14)となる。

実験に使用した供試体の異方弾性パラメータを $n = 1.86, \nu_{VH} = 0.14, \nu_H = -0.04$ とすれば、

$$\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_V = 0.95 \quad \left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_H = 1.05$$

となり、この関係は図-4.23 に破線で示してある。 $\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_V = 0.95$ は実験結果とわずかにずれているが、 $\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_V$ と $\left(\frac{\epsilon_v}{e_1}\right)_H$ を比較すると、その径路の差はわずかである。また、その径路は $G_V = 0.44 E_V$ と $E_V = 0.46 E_V$ の比、および $G_H = 0.45 E_H$ と $K_H = 0.43 E_H$ の比から求めた結果とも一致する。

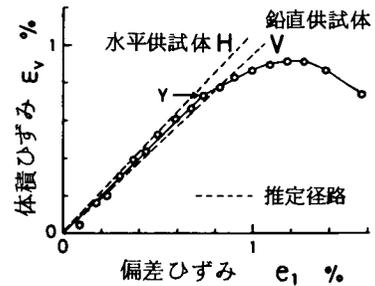


図-4.23 偏差ひずみと体積ひずみの関係

Atkinson⁵⁾は、London clay の D_V 、 D_H は圧密圧力の影響を受けるが、両者には差がないことから、 $D_V \neq D_H$ とおき、 $2\nu_{VH} = \nu_H + n\nu_{VH}$ から次式を求め、

$$\nu_H = \nu_{VH} (2 - n) \quad (4.61)$$

$n=1$ とすれば、 $\nu_H = \nu_{VH}$ となり、等方性を満足し、London clay の値、 $n=2$ 、 $\nu_H = 0$ 、 $\nu_{VH} = 0.19$ を満足するもので、また $n > 1$ のとき $\nu_{VH} > \nu_H$ となることが妥当であるとしている。本実験の供試体では $D_V = 0.28$ 、 $D_H = 0.22$ で、これをあえて $D_V \neq D_H$ とすれば、式 (4.61) の適用が可能となろうが、あくまでも ν_H を求めるのに利用すべきである。一方、Starzewski⁶⁾ による Lias clay の結果は $n = 3.97 \sim 6.37$ 、 $\nu_{VH} = 0.04$ 、 $\nu_H = -0.35$ であるが、 $n = 3.97 \sim 6.37$ 、 $\nu_{VH} = 0.04$ として式 (4.61) から $\nu_H = -0.08 \sim -0.21$ となり、実験値と著しく異なる。このことは、 n が大きい場合は経験式としての式 (4.61) は不适当で、 n が 2 前後のとき適用可能と考えられる。

以上、ここでは鉛直供試体の排水三軸圧縮試験について述べ、水平供試体の弾性挙動を推定した。すなわち、ヤング率 E_V を求め、これから非排水ヤング率を推定して実験値と比較すると、よく合うことがわかった。そして、鉛直および水平供試体のそれぞれの弾性定数 K_V 、 G_V あるいは K_H 、 G_H と n 、 E_V 、 ν_{VH} 、 ν_H との関係性を求め、それらの関係性がそれぞれの供試体において等方弾性体に対する関係と等価な関係にあることを示した。また、本実験の供試体で、非排水三軸圧縮試験では異方性が顕著であるのに比較し、ひずみ径路の異方性は著しくない。このことについてはさらに詳細な排水せん断試験を必要とする。

さて、本章の目的は弱固結状態にある泥質岩の異方弾性挙動を知ることにあるが、さらに今後塑性変形挙動も検討される必要がある。その際、異方性体への弾塑性体理論の適用が考えられる。そこで、次に、その適用の可能性の一端を知るために、上述のように鉛直または水平供試体個々の側圧一定三軸圧縮試験結果が等方性体と等価な挙動にあるものとして、赤井ら⁷⁾ によって求められた弾塑性体理論にもとづく塑性降伏関数に排水三軸圧縮試験結果を適用することを試みる。

4.4.4 塑性降伏関数⁷⁾への適用

初めに、塑性降伏関数の決定について以下に述べる。

弾塑性理論における associated flow rule、すなわち塑性ポテンシャル関数と降伏関数が一致すると仮定し、この associated flow rule の立脚する normality rule (塑性ひずみ増分ベクトルの方向は塑性ポテンシャル面に直交する) にもとづいて、降伏関数が第 1、第 2 応力不変量の関数であると仮定すると、次の関係式で表わすことができる。

$$\frac{d\epsilon_v^p}{\sqrt{2}I_2} = - \frac{d(\sqrt{2}J_2)}{d\sigma'_m} \quad (4.62)$$

ここに、 $\sqrt{2}J_2 = \sqrt{s_{ij}s_{ij}}$ は応力の第 2 不変量、 $\sqrt{2}I_2 = \sqrt{de_{ij}^p de_{ij}^p}$ は塑性偏差ひずみ増分 (de_{ij}^p) の第 2 不変量である。従って、式 (4.62) の左辺が応力の関係として決定できれば、式 (4.62) は応力のみ関数として積分でき、降伏関数が求まる。そこで、弾性ひずみは直線関係にあるものとして、全ひずみから弾性ひずみ成分を差し引いたものが塑性ひずみであると、降伏後の微小塑性ひずみ増分比 $d\epsilon_v^p / de_1^p$ と降伏時における応力比 $[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_m]$ の関係を次の実験式で表わす。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma'_m} = \alpha \left(-\frac{d\varepsilon_v^p}{de_1^p} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_m} \right)_c \quad (4.63)$$

ここに、 α と $\left[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_m \right]_c$ は材料定数で、多孔質凝灰岩に対し、 $\alpha = 0.75$ 、 $\left[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_m \right]_c = 1.25$ 。この式を不変量表示すると、次式となる。

$$\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} = \alpha^* \left(-\frac{d\varepsilon_v^p}{\sqrt{2J_2}} \right) + \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right)_c \quad (4.64)$$

この関係を式(4.62)に代入すると、

$$\frac{d(\sqrt{2J_2})}{d\sigma'_m} = \frac{1}{\alpha^*} \left\{ \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right) - \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right)_c \right\}$$

$\sqrt{2J_2} / \sigma'_m = \eta$ と置いて積分すると、

$$\ln \sigma'_m + \int \frac{d\eta}{\frac{\alpha^* - 1}{\alpha^*} \eta + \frac{1}{\alpha^*} \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right)_c} = C_1$$

さらに左辺の積分を行い、整理すると、

$$\sigma'_m \left\{ \frac{1}{\alpha^*} \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right)_c + \frac{\alpha^* - 1}{\alpha^*} \left(\frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \right) \right\}^{\frac{\alpha^*}{\alpha^* - 1}} = C_1 \quad (4.65)$$

ここに、 C_1 は積分定数で、この式(4.65)が降伏関数である。

実験供試体の塑性ひずみ成分 ε_v^p 、 e_1^p を求めよう。図-4.24(a)、(b)は $\sigma'_c = 15 \text{ kg/cm}^2$ の場合の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim e_1$ 関係と $\varepsilon_v \sim e_1$ 関係を対応させて示したものである。図(a)の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim e_1$ 関係は図(b)の $\varepsilon_v \sim e_1$ 関係と対応してY点まではほぼ直線関係にあり、降伏点であるY点以降この直線から離脱する。この初期の直線関係が降伏後も成立すると仮定し、それからのずれを塑性ひずみ e_1^p と考える。そして、Y点の e_1 を図(b)の e_1 軸上にとり、この点を原点 Y' とし、縦軸に e_1^p 軸をとって先に求めた e_1^p をプロットすると、 $e_1 \sim e_1^p$ 関係が得られる。また、図(b)には、図中のY点以後YB間に直線関係が認められるので(他の圧密圧力の場合も認められている)、この直線関係を原点 Y' まで平行移動し、縦軸を ε_v 軸にとって $e_1 \sim \varepsilon_v$ 関係が図示してある。この $e_1 \sim \varepsilon_v$ 関係上で、 e_1 に対応する点から水平に e_1^p だけ左方に移すと、

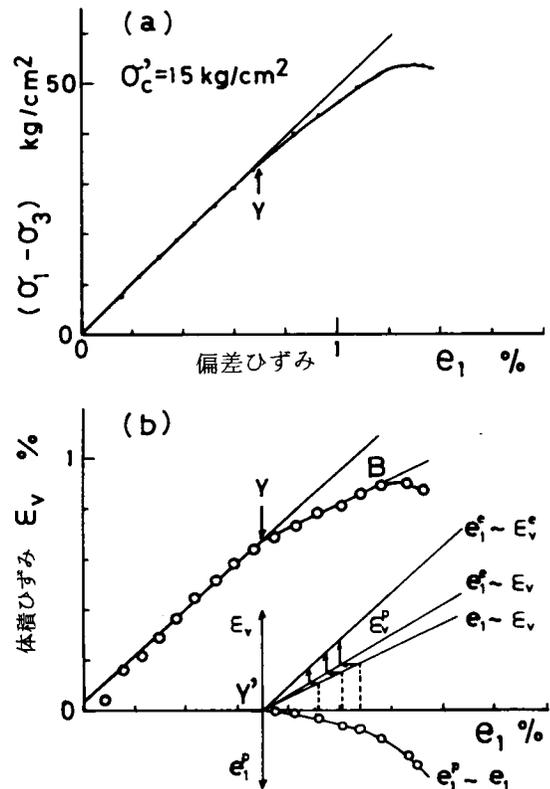


図-4.24 排水三軸圧縮試験での各種ひずみの関係

弾性成分 $e_1^e = e_1 - e_1^p$ が求まり、これらの点をつらねると、ほぼ直線関係と見なせる $e_1^e \sim \epsilon_v$ 関係が得られる。また、直線関係 OY が降伏後も成立すると仮定すると、この直線は $e_1^e \sim \epsilon_v^e$ 関係を示すことになるので、原点 Y' まで平行移動する。結局 e_1^p は、ある e_1^e に対する $e_1^e \sim \epsilon_v^e$ 関係上の点と $e_1^e \sim \epsilon_v$ 関係上の点の離れとして決定できる。

このようにして求めた降伏後の塑性ひずみ増分 $d\epsilon_v^p$ と de_1^p の比 $d\epsilon_v^p / de_1^p$ と、降伏時における応力比 $[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m']$ の関係をプロットしたのが図-4.25 である。かなりばらついているが、式(4.63)の線形関係を仮定し、最小二乗法で材料定数を適用すると、

$$\alpha = 0.79, [(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m']_c = 1.25$$

となる。これらの値は多孔質凝灰岩に近い値を示し、特に $[(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m']_c = 1.25$ が一致しているのは興味を持たれる。この材料定数を用いた応力関数、式(4.65)を $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sim \sigma_m'$ 応力面内で降伏応力にフィティングさせ、 $C_1 = 32 \text{ kg/cm}^2$ の場合の降伏曲面を示したのが図-4.26 である。

$\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ の場合を除いてよくフィティングされている。また、同図には $d\epsilon_v^p$ と de_1^p で決定される塑性ひずみ増分ベクトルを图中的のスケールで示してある。降伏曲面と塑性ひずみ増分ベクトルの直交性は、この程度の近似度で表わしうることがわかる。

ここでは、鉛直供試体について排水状態での側圧一定三軸圧縮試験結果を等方性と等価なものとして、赤井らの塑性降伏関数の適用を試みた。しかし、種々の応力下での挙動は多くの異方弾性パラメータを必要とし、さらに主応力軸と異方対称軸が一致しない場合は、弾性域のみならず塑性域での異方性による影響がかなり複雑になると予想される。これらのことについては今後の研究課題とし、ここでは特定の応力条件下の弾性挙動についての考察にとどめる。

ここでは、鉛直供試体について排水状態での側圧一定三軸圧縮試験結果を等方性と等価なものとして、赤井らの塑性降伏関数の適用を試みた。しかし、種々の応力下での挙動は多くの異方弾性パラメータを必要とし、さらに主応力軸と異方対称軸が一致しない場合は、弾性域のみならず塑性域での異方性による影響がかなり複雑になると予想される。これらのことについては今後の研究課題とし、ここでは特定の応力条件下の弾性挙動についての考察にとどめる。

ここでは、鉛直供試体について排水状態での側圧一定三軸圧縮試験結果を等方性と等価なものとして、赤井らの塑性降伏関数の適用を試みた。しかし、種々の応力下での挙動は多くの異方弾性パラメータを必要とし、さらに主応力軸と異方対称軸が一致しない場合は、弾性域のみならず塑性域での異方性による影響がかなり複雑になると予想される。これらのことについては今後の研究課題とし、ここでは特定の応力条件下の弾性挙動についての考察にとどめる。

4.5 弾性沈下量推定への適用

4.5.1 半無限異方弾性地盤の弾性沈下

地盤の極限支持力が地盤上の構造物による外力に対し十分な安全率を確保できる余裕がある場合、

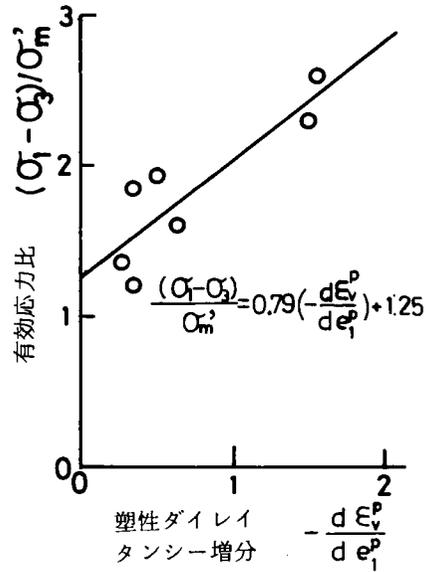


図-4.25 降伏時の有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係

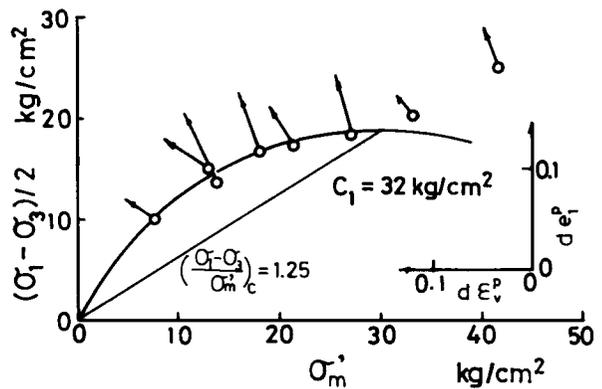


図-4.26 降伏曲面と対応する塑性ひずみ増分ベクトル

支持層としての基礎地盤は破壊に対し良好な地盤となる。しかし、地盤は圧縮性であることから、沈下による上部構造物への著しい弊害を生ずることがあり、沈下量の推定は重要な課題である。弾性的な地盤にその降伏荷重以下の外力が作用するとき、地盤の変形問題には弾性理論の適用が可能と考えられる。ここでは、異方弾性理論による沈下推定について従来の研究を概観し、この厳密解に対し、本章の実験で求めた弾性パラメータを適用する。次いで、従来の飽和粘土地盤を対象とした多次元圧縮沈下推定法に異方性を考慮し、最後に円形等分布载荷の中心点における地表面沈下量を例に、これらの沈下推定法の比較を行う。

地盤内応力分布ならびに変位推定には、従来から等方弾性としての Boussinesq の解が多用されている。一方、ここで対象とする異方性地盤に関しては、地盤を異方弾性体と考えたいいくつかの研究がある。Michell は、鉛直に関して対称性を持つ半無限弾性体の表面に集中荷重が作用したときの応力および変位解を求め、また Wolf は、同一荷重に対し地盤の水平方向と鉛直方向で弾性定数が異なる場合についてポアソン比零として解析を行った¹⁵⁾。Barden³⁾ は、Wolf と同じく水平方向と鉛直方向の弾性定数が異なる弾性体の解析を、ポアソン比が零でないとして行い、鉛直方向のせん断弾性定数 G_{VH} を平面応力状態でヤング率とポアソン比に関連づけたが、平面応力条件を軸対称問題に適用することは適切でないことが Dooly¹⁶⁾ によって指摘されている。

Gerrard と Harrison¹⁷⁾ は、 G_{VH} を独立した弾性パラメータとし、地盤上に多様な形式の荷重が作用した場合について地盤応力および変位の厳密解を与えた。Hooper¹⁸⁾ は、この厳密解を円形等分布荷重作用による異方弾性地盤の沈下量推定に適用するため、沈下量におよぼす異方弾性パラメータの影響、ならびに载荷条件によるこのパラメータの選択について検討している。ここでは、沈下量推定の厳密解として以下に示す Hooper の解析結果を適用する。すなわち、底面が滑らかで完全たわみ性の半径 R の円形基礎に等分布荷重 q が作用したとき、基礎中央直下の地表面沈下量は次式で示される。

$$\rho(\text{exact}) = \frac{2 q R (1 - \nu_{VH}^2)}{E_V} I_w \quad (4.66)$$

ここに、 I_w は沈下に関する影響値である。 I_w は次式に示される無次元量 α^2 ならびに β^2 に支配される。

$$\alpha^2 = \frac{ad - c^2 - 2cm + 2m(ad)^{1/2}}{4md} \quad (4.67)$$

$$\beta^2 = \frac{ad - c^2 - 2cm - 2m(ad)^{1/2}}{4md} \quad (4.68)$$

ここに、 $\gamma = (1 - \nu_H - 2n\nu_{VH}^2)$ とおくと、

$$a = \frac{n(1 - n\nu_{VH}^2)}{\gamma(1 + \nu_H)}, \quad c = \frac{n\nu_{VH}}{\gamma}, \quad d = \frac{1 - \nu_H}{\gamma}, \quad m = \frac{G_{VH}}{E_V}$$

ひずみエネルギーに関する考察から、 $\alpha^2 > 0$ であるが、 β^2 は、 $\beta^2 > 0$ 、 $\beta^2 = 0$ 、 $\beta^2 < 0$ の 3 通りに区別される。一般に、地表面の沈下量を求めるには、 $\beta^2 \geq 0$ と $\beta < 0$ の 2 通りに区別して式 (4.66) を用いる。すなわち、

$\beta^2 \geq 0$ のとき

$$I_w = \frac{\alpha d (c + m) (\alpha^2 - \beta^2)}{m (1 - \nu_{vH}^2) [c + d (\alpha - \beta)^2] [c + d (\alpha + \beta)^2]} \quad (4.69)$$

$\beta^2 < 0$ のとき

$$I_w = \frac{\alpha (ad)^{1/2}}{(1 - \nu_{vH}^2) (ad - c^2)} \quad (4.70)$$

また、 $\beta^2 < 0$ である条件は

$$m > \frac{1}{2\gamma} \left\{ (1 - \nu_H) \left[\frac{n(1 - n\nu_{vH})}{1 - \nu_H^2} \right]^{1/2} - n\nu_{vH} \right\} \quad (4.71)$$

以上は排水状態，すなわち最終沈下量を求める式である。一方，載荷直後の非排水状態，すなわち非圧縮性の弾性沈下量は，パラメータとして， N ， $\nu_{UVH} = 1/2$ ， $\nu_{UH} = 1 - N/2$ ，および $m_U = G_{UVH} / E_{UV}$ を用いて

$$\rho_i = \frac{3qR}{2E_{UV}} I_{wi} \quad (4.72)$$

ここに，すべての β^2 に対し

$$I_{wi} = \frac{1}{3} \left(\frac{4 - N}{m_U} \right)^{1/2} \quad (4.73)$$

等方弾性地盤の場合， $\alpha^2 = 1$ ， $\beta^2 = 0$ で， $I_w = 1$ ， $I_{wi} = 1$ となる。

厳密解には独立した弾性パラメータ G_{vH} が含まれている。この土に関する鉛直方向のせん断弾性定数 G_{vH} は現在のところ測定されておらず， $m = G_{vH} / E_v$ がどの範囲の値をとるかについても，全くデータがないといわれている¹⁹⁾。従って，異方弾性地盤の圧縮沈下量は m を仮定しなければ求められないことになる。本実験の結果， $n = 1.86$ ， $\nu_{vH} = 0.14$ ， $\nu_H = -0.04$ を式 (4.71) に代入すると，

$$\beta^2 < 0 \text{ であるためには， } m > 0.58 \quad (4.74)$$

となる。

4.5.2 従来の多次元圧縮沈下と異方性の適用

飽和粘土地盤の三次元圧縮沈下は，二次圧縮沈下量を無視すると次式で示される。

$$\rho_t = \rho_i + \rho_c \quad (4.75)$$

ここに， ρ_t ：全沈下量， ρ_i ：即時沈下量， ρ_c ：圧密沈下量。

圧密沈下量の推定法として，Terzaghi の一次的圧縮沈下を三次元的に修正した慣用法，Skempton-Bjerrum の方法²⁰⁾ および応力径路による方法が適用されている。ここでは慣用法および Skempton-Bjerrum の方法に限定し，その一部に異方性を考慮する。応力径路法で沈下量を推定するためには種々の応力下での異方性体の挙動を解明する必要があり，ここでは除外する。なお，厳密解との比較のために荷重条件は先の厳密解の場合と同一とする。

(1) 慣用法

有限厚さ δh の粘土層の鉛直ひずみ $\delta \varepsilon_v$ は

$$\delta \varepsilon_v = m_v \cdot \Delta \sigma'_z$$

ここに， m_v ：体積圧縮係数， $\Delta \sigma'_z$ ：Boussinesq 解による鉛直有効応力。全沈下量は

$$\rho_t = \rho_{\text{oad}} = \Sigma m_v \Delta \sigma'_z \delta h$$

となる。 ρ_i は m_v に含まれているので、この場合 ρ_i と ρ_c を区別する必要はなく、また通常の標準圧密試験によって求められることから、 ρ_{oad} として示される。半無限地盤に拡張すると、

$$\rho_{\text{oad}} = \int_0^{\infty} m_v \Delta \sigma'_z dh = 2qRm_v \quad (4.76)$$

これを異方弾性地盤に適用するには、 m_v は鉛直供試体について標準圧密試験を行えばよいので、これを m_{vv} とおき換ればよいが、応力分布 $\Delta \sigma'_z$ は厳密解の複雑さを考慮して Boussinesq 解をそのまま利用する。

一次元圧密条件は、水平ひずみが零でなければならないことから、

$$0 = \epsilon_r = \frac{1}{E_H} [(1 - \nu_H) \Delta \sigma'_3 - n \nu_{vH} \Delta \sigma'_1]$$

一方、鉛直ひずみは、

$$\epsilon_v = \frac{1}{E_v} (-2 \nu_{vH} \Delta \sigma'_3 + \Delta \sigma'_1)$$

これらの式から m_{vv} は次式として求まる²¹⁾。

$$m_{vv} = \frac{\epsilon_v}{\Delta \sigma'_1} = \frac{1}{E_v} \left(1 - \frac{2n\nu_{vH}^2}{1 - \nu_H} \right) \quad (4.77)$$

本実験の結果を式(4.77)に代入すると、 $m_{vv} = 0.9326 / E_v$ となり、 m_{vv} から E_v がこの程度の近似で推定できる。逆に、 E_v から m_{vv} を推定すると、 E_v は圧密圧力の増加に伴って増大する傾向にあるから、 $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ での $3.55 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg}$ から $\sigma'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ での $1.95 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg}$ まで減少することになる。一方、実験試料よりも地質的に上位にある試料の m_{vv} は、高圧圧密試験結果を先に第2章の図-2.8に示したように、上記圧密圧力の範囲では $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ から $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg}$ まで変化し、実験結果と推定値が一致することがわかる。

(2) Skempton-Bjerrumの方法²⁰⁾

Skemptonらは三次元的な圧縮沈下について三軸圧縮試験をもとにした解法をとることを考え、間隙圧係数 A を用いる方法を提案した。すなわち、式(4.75)に示すように全沈下 ρ_t を即時沈下 ρ_i と圧密沈下 ρ_c に分けて考えた。 ρ_i は荷重の瞬間に等体積せん断変形によって生ずる鉛直ひずみの和であって、粘土層内間隙水の排出には無関係な沈下である。一方、 ρ_c は荷重によって粘土層内部に生じた過剰間隙水圧が消散する過程で生ずる沈下であって、一次元圧密に関する Terzaghi の理論を三次元的に修正して計算できるとしている。

等方弾性理論より

$$\rho_i = 2qR \frac{1 - \nu^2}{E} I_\rho$$

ここに、 I_ρ : 荷重形状と粘土層厚によって決まる沈下に関する影響値。即時沈下は非排水状態、すなわち非圧縮性弾性変位であるから $\nu = 1/2$ 、また半無限地盤の円形等分布荷重の中央点で $I_\rho = 1$ となり、

$$\rho_i = \frac{3qR}{2E} = \frac{3qR}{2E_{UV}} \quad (4.78)$$

これを異方弾性地盤に適用するとき、 E の代わりに E_{UV} を用いる。 E_{UV} は式(4.33)の関係か

ら E_V によって推定される。

一方、圧密沈下 ρ_c は飽和粘土に対し次式で示される。

$$\rho_c = \int_0^z m_v \Delta u dz = \int_0^z m_v [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] dz$$

この圧密沈下 ρ_c は、標準圧密試験による沈下量 ρ_{oed} と比べると、応力状態が異なるので一般に等しくないが、これらの比 ρ_c / ρ_{oed} は次式で決まる。

$$\mu = \rho_c / \rho_{oed} = A + \alpha(1 - A)$$

$$\text{ここに, } \alpha = \frac{\int_0^z \Delta \sigma_3 dz}{\int_0^z \Delta \sigma_1 dz}$$

異方弾性地盤に適用するとき、 A の代わりに式(4.26)の關係を用いると、

$$\rho_c = \{A_V + \alpha(1 - A_V)\} \rho_{oed} \quad (4.79)$$

ここに、 ρ_{oed} は異方性を考慮した式(4.76)を用いる。 α は載荷幅と粘土層厚の比のみによって定まる定数で、半無限地盤、円形等分布載荷のとき、 $\alpha = 0.25$ である。

本実験結果によると、 $A_V = 0.43$ であることから、式(4.79)は次式で与えられる。

$$\rho_c = 0.57 \rho_{oed}$$

4.5.3 異方弾性理論による厳密解と近似式による沈下量の比較

Burlandら¹⁹⁾は厳密解と種々の圧縮沈下推定法との比較を行い、これにおよぼす n 、 m の影響を検討している。一方、ここでは n 、 ν_{VH} 、 ν_H は本実験の結果を利用し、 m を適当に仮定した場合の厳密解と慣用法、Skempton-Bjerrum法との比較を行う。 m は $\beta^2 \geq 0$ と $\beta^2 < 0$ の2つの場合を考慮して、 $m = 0.5$ と $m = 1.0$ の2つの値に限定する。ただし、この m の値の妥当性については検討しない。従って、ここでの比較検討の対象は、島尻層泥岩からなる半無限異方弾性地盤となる。

厳密解は次のようになる。

$$m = 0.5 \text{ のとき, } \alpha^2 = 1.47 > 0, \beta^2 = 0.13 > 0 \text{ で } I_w = 0.90$$

$$\text{これより } \rho_t = \frac{2qR(1 - \nu_{VH}^2)}{E_V} I_w = 1.76 \frac{qR}{E_V}$$

$$m = 1.0 \text{ のとき, } \alpha^2 = 0.96 > 0, \beta^2 = -0.38 < 0 \text{ で } I_w = 0.72.$$

$$\rho_t = \frac{2qR(1 - \nu_{VH}^2)}{E_V} I_w = 1.41 \frac{qR}{E_V}$$

一方、慣用法によると、

$$\rho_{oed} = 2qR \frac{1}{E_V} \left(1 - \frac{2n\nu_{VH}^2}{1 - \nu_H}\right) = 1.87 \frac{qR}{E_V}$$

従って、厳密解と比較すると、

$$m = 0.5 \text{ のとき, } \frac{\rho_{oed}}{\rho(\text{exact})} = 1.06$$

$$m = 1.0 \text{ のとき, } \frac{\rho_{oed}}{\rho(\text{exact})} = 1.32$$

Skempton-Bjerrum の方法によると, $E_{UV} = E_V / [1 - A_V (1 - 2\nu_{VH})]$ の関係を利用して,

$$\rho_i = \frac{3qR}{2E_{UV}} = \frac{3qR}{3E_V} \left\{ 1 - A_V (1 - 2\nu_{VH}) \right\} = 1.04 \frac{qR}{E_V}$$

$$\rho_c = \left\{ A_V + \alpha (1 - A_V) \right\} \rho_{oed} = \left\{ A_V + \alpha (1 - A_V) \right\} \left(1 - \frac{2\nu_{VH}^2}{1 - \nu_H} \right) \frac{2qR}{E_V} = 1.06 \frac{qR}{E_V}$$

$$\therefore \rho_t = \rho_i + \rho_c = 2.10 qR / E_V$$

従って, 厳密解と比較すると,

$$m = 0.5 \text{ のとき, } \frac{\rho_t}{\rho_{(\text{exact})}} = 1.19$$

$$m = 1.0 \text{ のとき, } \frac{\rho_t}{\rho_{(\text{exact})}} = 1.49$$

以上の計算結果から, 従来の沈下計算法は m の増加に伴って厳密解よりも大きな沈下量を示し, しかもその傾向は慣用法よりも Skempton-Bjerrum の方法において著しいことがわかる。いま, 島尻層泥岩の m の値が $\beta^2 \geq 0$ を満足する範囲 ($0 < m < 0.58$) にあって, 0.5 の値に近いと仮定すれば, 厳密解と慣用法はほぼ一致し, 一方 Skempton-Bjerrum の方法は沈下量を大きく見積る傾向にあるといえよう。

全圧縮沈下量に占める即時圧縮沈下量の割合は, Skempton-Bjerrum の方法の場合, 上の計算結果から $\rho_i / \rho_t = 0.50$ となる。この比を厳密解について求める。いま, G_{VH} は非排水および排水条件とも同じ値にあると仮定すると, 次の関係が導かれる。

$$m_U = \frac{G_{VH}}{E_{UV}} = \left\{ 1 - A_V (1 - 2\nu_{VH}) \right\} \frac{G_{VH}}{E_V} = \left\{ 1 - A_V (1 - 2\nu_{VH}) \right\} m$$

実験結果を代入すると, $m_U = 0.69m$ となり, $m = 0.5$ と 1.0 に対し m_U はそれぞれ 0.35, 0.69 となる。従って, 式 (4.72) の I_{wi} はそれぞれ 0.87, 0.62 となる。また, E_{UV} と E_V の関係を考慮すると,

$$m = 0.5 \text{ のとき, } \rho_i = 0.90 \frac{qR}{E_V} \text{ となり, } \frac{\rho_i}{\rho_t} = 0.51$$

$$m = 1.0 \text{ のとき, } \rho_i = 0.64 \frac{qR}{E_V} \text{ となり, } \frac{\rho_i}{\rho_t} = 0.45$$

この計算結果から, m の増加に伴って ρ_i / ρ_t の比は小さくなる傾向にあるが, $m = 0.5$ のとき即時沈下は全沈下量の 50% に相当していることがわかる。

4.6 結 語

本章では, 前章の非排水および排水型三軸圧縮試験の結果にもとづき, 弱固結状態にある島尻層泥岩の弾性挙動を異方性の観点から検討し, 線形異方弾性理論を適用して若干の考察を加えることにより, 間隙水圧ならびに変形挙動の異方性を明らかにした。その結果を要約すると, 次のようになる。

(1) 著しく過圧密された硬質粘土, ならびに骨格粒子間に結合力をもつ多孔質凝灰岩の弾性挙動に

関する従来の研究を有効応力径路とひずみ径路について検討し、その結果と本実験に用いた泥岩の挙動とを比較したところ、この泥岩を含めて粒子間結合力をもつ軟岩の弾性挙動は、骨格構造の弾性変形過程とダイレイタンスーを伴う弾性変形過程とからなることが明らかとなった。骨格構造の弾性挙動は続成作用によってもたらされた粒子間結合力の寄与によるものと考えられ、せん断応力が増加して結合力の強さを越えると、骨格の局部的破壊を生じてダイレイタンスー挙動に移行すると思われる。

(2)実験に使用した泥岩の弾性挙動は、非排水三軸圧縮試験での有効応力径路の線形関係、あるいは排水三軸圧縮試験での体積ひずみと軸ひずみ（または偏差ひずみ）との関係、すなわちひずみ径路の線形関係で示されるが、これは骨格構造の弾性挙動としての線形関係と、それとは勾配を異にしたダイレイタンスーを伴う弾性挙動としての線形関係とからなる。しかし、今回の実験結果では、ひずみ径路に関しては両者の区別が明確でなかった。弾性限界は、この直線関係からの離脱点として決定され、その応力値は応力～ひずみ関係を両対数紙上に求めて得られる折点の応力値としての降伏応力と一致する。このようにして求めた降伏応力は平均有効応力 σ'_m と非線形関係にあり、しかも非排水および排水三軸圧縮試験による結果は一致する。

(3)この弾性領域での有効応力径路は鉛直および水平供試体で著しく異なり、実験試料の泥岩は明らかに異方弾性体である。有効応力径路を支配するのは間隙水圧である。従って、間隙水圧特性に注目し、この泥岩の異方弾性挙動を検討した。

(4)弾性領域内で、間隙水圧は平均応力と線形関係にある。この線形関係は、骨格構造の弾性挙動とダイレイタンスーを伴う弾性挙動に区分される。骨格構造の弾性域における間隙水圧増分 Δu は、平均応力の増分 $\Delta \sigma_m$ に比べて鉛直供試体で大きく、水平供試体で小さな値を示し、間隙水圧そのものが異方弾性にある。その挙動は、Skempton の間隙圧係数 A と同様、それぞれの軸方向をもつ供試体について式(4.26)と式(4.27)で示される間隙圧係数 A_V 、 A_H で表現できる。しかも、これは異方性の程度を示すパラメータとなり、ヤング率とも関係づけられるものである。

(5)ダイレイタンスーを伴う弾性過程では、鉛直供試体が $\alpha'_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ でも体積膨張傾向、すなわち間隙水圧の減少にあるのに比べ、水平供試体は $\alpha'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ においてすでに体積圧縮傾向、すなわち間隙水圧の増加に移行している。この過程で間隙圧係数が変化するが、その変化量は骨格構造の弾性挙動に対する値に比較して顕著なものではない。

(6)この泥岩の異方弾性パラメータ n 、 ν_{VH} 、 ν_H は、非排水三軸圧縮試験からの A_V 、 A_H 、ヤング率比 N と鉛直供試体の排水三軸圧縮試験結果とを利用して求められた。これらの値は圧密圧力の影響を受けない。

(7)排水三軸圧縮試験は鉛直供試体のみについて行っているため、先に求めた異方弾性パラメータを用いて水平供試体の弾性変形挙動を予測したが、ひずみ径路の異方性は間隙水圧におけるほど顕著でない。また、側圧一定の三軸圧縮試験の弾性域から求まる鉛直ならびに水平供試体のそれぞれの弾性定数 K_V 、 G_V あるいは K_H 、 G_H は等方弾性体の場合と等価な関係にあって、しかも n 、 ν_{VH} 、 ν_H を用いて E_V と関係づけられ、これらは圧密圧力の大きさによって変化する。

(8)また、(6)で求められた異方弾性パラメータを用いて、半無限異方弾性地盤に円形等分布荷重を載荷した場合の載荷中央点での地盤表面沈下を例にとり、異方弾性理論にもとづく厳密解と従来の

多次元圧縮沈下推定法とを比較したところ、慣用法が厳密解と比較的一致することが判明した。

以上の結論はさらに詳細な排水三軸圧縮試験を行って確認することが必要であるが、そのことと併せて、種々の応力・変形条件下での挙動を原地盤に適合させた変形問題として、今後さらに究明されなければならない。

参 考 文 献

- 1) 新城俊也：弱固結粘土岩の異方弾性挙動，琉球大学農学部学術報告，Vol. 26, pp. 307～327, 1979.
- 2) J. C. ジェーガー（飯田汲事訳）：弾性・破壊・流動論，共立出版，pp. 67～71，1968.
- 3) Barden, L. : Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil, *Geotechnique*, Vol. 13, pp. 198～210, 1963.
- 4) Henkel, D. J. : The relevance of laboratory-measured parameters in field studies, *Proc. the Roscoe Memorial Symposium*, pp. 669～675, 1972.
- 5) Atkinson, J. H. : Anisotropic deformation in laboratory test on undisturbed London clay, *Geotechnique*, Vol. 25, pp. 357～374, 1975.
- 6) Starzewski, K. and Thomas, C. P. : Anisotropic behaviour of an overconsolidated clay, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol. 1, pp. 305～310, 1977.
- 7) 赤井浩一・足立紀尚・西好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾・塑性挙動，土木学会論文報告集，第217号，pp. 83～95，1978.
- 8) Akai, K. et al. : Mechanical properties of soft rocks, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol. 1, pp. 7～10, 1977.
- 9) Akai, K. et al. : Constitutive equations of geomechanical materials based on elasto-viscoplasticity, *Preprints of Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, pp. 1～10, 1977.
- 10) Atkinson, J. H. : Elasticity and plasticity in soils, *Geotechnique*, Vol. 23, pp. 565～571, 1973.
- 11) Skempton, A. W. : The pore-pressure coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 143～147, 1954.
- 12) Pickering, D. J. : Anisotropic elastic parameters for soil, *Geotechnique*, Vol. 20, pp. 271～276, 1970.
- 13) Henkel, D. J. : The shear strength of saturated remoulded clays, *Proc. ASCE. Research Conf. on the Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 533～554, 1960.
- 14) Uriel, A. O. and Cañizo, L. : On the elastic anisotropy of soil, *Geotechnique*, Vol. 21, pp. 262～267, 1971.
- 15) 木村孟：土の応力伝播，鹿島出版会，1978.
- 16) Dooly, J. C. : Discussion on "Stresses and displacements in a cross-anisotropic

- soil ", Geotechnique, Vol. 14, pp. 278 ~ 279, 1964.
- 17) Poulos, H. G. and Davis, E. H. : Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley and Sons, pp. 337 ~ 398, 1974.
 - 18) Hooper, J. A. : Elastic settlement of a circular raft in adhesive contact with a transversely isotropic medium, Geotechnique, Vol. 25, pp. 691 ~ 711, 1975.
 - 19) Burland, J. B. et al. : Behaviour of foundation and structures, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 495 ~ 546, 1977.
 - 20) Skempton, A. W. and Bjerrum, L : A contribution to the settlement analysis of foundations on clay, Geotechnique, Vol. 7, pp. 168 ~ 178, 1957.
 - 21) Wroth, C. P. : Some aspects of the elastic behaviour of overconsolidated clay, Proc. the Roscoe Memorial Symposium, pp. 347 ~ 361, 1972.

第5章 乾湿作用による泥質岩の物性と強度の変化^{1,2)}

5.1 概説

泥質岩からなる地盤は、その堆積過程をとおして続成作用と過圧密効果の影響を受けて半固結状態にあり、通常の土木構造物の基礎としては良好な支持層となることは、前章までに述べたことである。他方、泥質岩層における自然斜面あるいは掘削のり面に注目すると、地すべり、崩壊あるいはのり面侵食に対する防止・対策が工学上重要な課題となっている。特に第三紀泥岩層は地すべり頻発地として知られるように、自然斜面では地すべり・崩壊が多発しており、さらに切盛土を行うと、斜面崩壊を生ずる場合が多い。また、それらの未風化層は一時的に安定な状態にあり、急傾斜の高切土のり面が形成される場合が多く、そのり面は短期間に風化を受けて表層部の剝離・滑落または著しいガリ侵食を受けている。

このような崩壊現象の原因は泥質岩の強度低下に起因しているが、その要因として風化作用と応力解放による吸水膨張が挙げられる³⁾。周知のように、風化作用には物理的、化学的および生物的的作用があり、これらの作用には様々な風化要因が含まれていて、自然界の風化過程ではこれらの多くの風化要因が互に作用しあいながら進行するものである。そのうちの物理的風化作用の一要因である乾湿作用は、他の物理的風化要因に先行するのみならず、化学的あるいは生物的風化作用をも促進させる要因ともなっている。このように、乾湿風化は風化過程での重要な要素でありながら、あまり研究がなされていない⁴⁾。

本章においては、泥質岩の強度低下（軟弱化）を対象としているが、吸水膨張だけによる強度低下については、すでに第2章でその経時的変化から検討して述べてあるので、ここでは主に乾湿作用に注目し、容易にスレーキング現象が生ずる弱固結状態にある泥質岩を試料に選び、乾湿作用における乾燥度合および乾湿作用の繰返しとその物性変化、強度減少あるいはせん断特性の変化に及ぼす影響を室内実験に基づいて定性的に把握し、さらにその結果を原位置の風化表層土と比較して、崩壊等の対策工の指針となる基礎資料を提供しようとしている。

5.2 強度低下の概念

泥質岩は、その堆積過程で続成作用による結合力が発達して半固結状態となり、その後侵食を受けて上載圧力が除去され、現在過圧密状態となっている。結合力の影響は、第3章で述べたように、強度増加と変形に対する抵抗性をもたらすことにあり、このような泥質岩が通常の土砂の程度にまで軟弱化するのは何らかの要因で結合力が破壊されるからであろう。結合力の破壊の原因としては、外力としての応力レベルの大きさ、風化作用、人為的攪乱などが挙げられるが、ここでは風化作用としての乾湿作用に注目して、それによる強度低下を応力解放に伴う吸水膨張によるそれと対比させながら、土かぶり圧力と含水比の関係、及び土かぶり圧力とせん断強度の関係で検討した概念図が図-5.1である。

この図において、堆積過程を経た後応力解放によって過圧密状態となっているが、乾燥を受ける

ことのない深さにある状態では、吸水膨張により含水比がわずかに増加すると、それに見合う強度減少が生ずる。一方、乾燥の影響を受ける浅い深さの領域では、まず乾燥収縮に伴って泥質岩層内に分離面やクラックが生じて、ブロック状に分割され、このクラックに沿って地表水や地下水が容易に浸透し、再び湿潤状態となって吸水膨張とスレーキングが生じ、泥質岩の結合力の一部が破壊、あるいは弱められる。このような乾湿サイクルが繰返し作用すると、結合力は徐々に破壊され、深さによって異なるが、土かぶり圧力の大きなところでのクラック面に沿って軟化しているブロック状から、地表近くでの著しいスレーキングによる堆積時の細粒土にまで分離した状態となる。このように、乾湿作用による結合力の破壊程度に応じて間隙が増大するから、図示するように、深さで異なる含水比の増加もたらされ、それらの含水比増分に応じて強度は減少することになる。

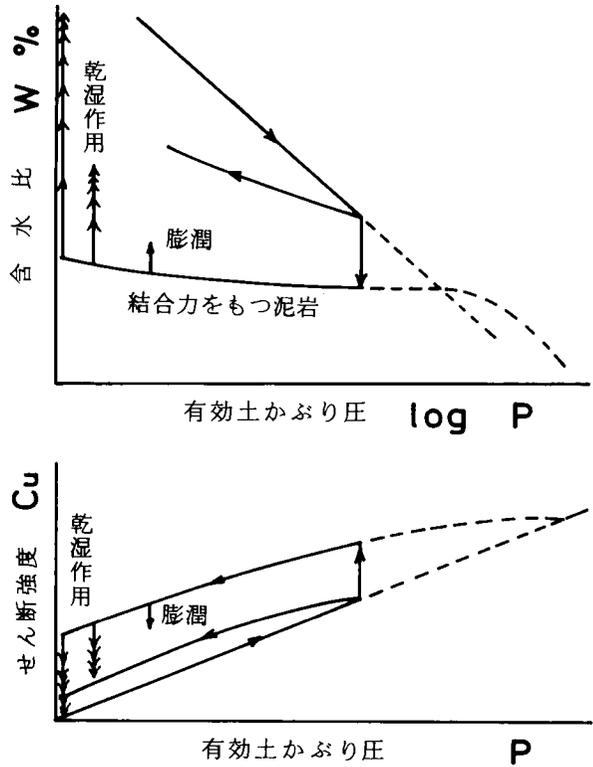


図 - 5.1 強度低下の概念

この乾湿作用による結合力破壊はスレーキングによる細片化現象として観察される。Terzaghi によるスレーキングのメカニズム⁵⁾は次のようである。乾燥した土塊を水浸すると、水は毛管現象によって土塊中に吸込まれ、そのとき外側の部分は飽和するから、空気は内部にとじ込められて圧縮され、そのときの空気圧が土塊に引張応力を与えて破壊される。このスレーキングに伴って泥質岩の構成単位である粘土鉱物に吸水膨張が起り、泥質岩の結合力を著しく減少させてスレーキングを一層激しいものになっている。仲野⁶⁾によると、スレーキングと膨張が生ずるのは、泥岩を構成している粘土粒子に吸着されている水の放出する自由エネルギーの一部が力学的破壊エネルギーに転化するため、水蒸気圧が相対湿度 100% 付近をわずか 1~2% 変化しただけでスレーキング現象が生ずるとしている。しかし、スレーキング現象と強度を関係づけた研究は少ないようである。

5.3 実験方法

図 - 5.1 に示す泥質岩の強度低下に関する概念図に対応させて乾湿作用に基づく物性の変化と強度低下を明らかにするために、以下のような実験を行った。

本章の実験に用いる主たる試料は、豊見城村でブロックサンプルとして採取した未風化の島尻層泥岩である。不攪乱状態での物理諸量は $w = 27.3 \sim 28.5\%$, $\gamma_t = 2.00 \sim 2.02 \text{ g/cm}^3$, $e = 0.76 \sim 0.78$, $S_r = 99 \sim 100\%$ で、また解きほぐし試料に対する比重は $G_s = 2.76$ である。実験では、採

取時の状態を維持しながら実験目的に応じて種々の形状の供試体を成形し、その状態を初期条件として、それに対して乾湿作用が付加される。また、三軸圧縮試験用供試体は、その軸が地盤に対して鉛直となるように準備した。

実験項目とその方法は次に示すとおりである。

(1) 乾燥度合の違いによる強度低下とコンシステンシー変化

この実験では乾湿作用を1サイクルに限定し、乾燥含水比を4段階に変化させることにより強度低下とコンシステンシーに及ぼす乾燥度合の影響を調べる。

供試体は三軸試験を目的として直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形した。乾燥方法は土壤水分測定法⁷⁾の1つである蒸気圧法に準ずるもので、種々の濃度に調節した濃硫酸の吸湿性を利用して、デシケーター内で真空を保ちながら含水比を平衡させる方法である。供試体はデシケーター内に3~4ヶ月間放置した。目標とする乾燥度合はpF 4.5, 5.0, 5.5, 6.0の4段階であったが、1つのデシケーターで同時に多数の供試体を乾燥させたために供試体からの水蒸気移動に伴って硫酸の濃度が低下し、最終平衡時のpFは4.48, 4.96, 5.36, 5.82であった。このように、4段階の乾燥含水比で平衡させた供試体は三軸室内にセットして、有効拘束圧力0.1kg/cm²のもとで24時間吸水させた。その際、バックプレッシャー $u_b = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の作用と、それに併せて供試体上面からサクションをかけながら排気させて供試体の飽和につとめた。その後側圧1kg/cm²での非圧密非排水型三軸圧縮試験(UU試験)ならびに $u_b = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ のもとでの圧密非排水型三軸圧縮試験(CU試験)を行う。CU試験における圧密圧力は $\sigma'_c = 0.2 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の比較的低下圧力領域である。また、せん断速度は、両試験ともに0.02%/minの軸ひずみ制御で、間隙水圧の測定も同時に行っている。

一方、それぞれの乾燥度合にある供試体を1週間以上水浸し、それを解きほぐして液性限界と塑性限界を測定した。また、同様なコンシステンシー測定は自然含水比及び炉乾燥した試料についても行った。

なお、pF 4以下の水分特性を加圧膜法で測定し、蒸気圧法と併用して実験試料のpF~含水比関係を求めた。

しかしながら、上述の乾湿方法はそれを繰返して継続する場合、長時間を要すること、膨大な数の供試体を必要とすること、三軸試験用供試体の形状維持が不可能であることなどから乾湿の繰返し回数に限度がある。そこで、乾湿繰返しによる物性および強度変化を調べるために、次の実験(2)、(3)を行う。

(2) 乾湿繰返しによるコンシステンシー変化

ブロックサンプルから1辺約20×15cm、厚さ3cmの板状ブロック供試体を数個成形し、これを有孔底からなる容器に沓紙を敷いて入れ、図-5.2に示すような手順で乾湿操作を繰返す。乾燥は沓紙を通しての脱水と4~7日間の風乾とし、湿潤は沓紙を通じた吸水と2日間の水浸とした。これらの乾湿供試体については乾湿サイクルごとに液性限界、塑性限界及び団粒分析試験を行った。また、比較のために、乾燥方法として炉乾燥の繰返しの場合も上述の項目の測定を行っている。なお、粒度試験では攪拌時間の長さによってその粒度組成

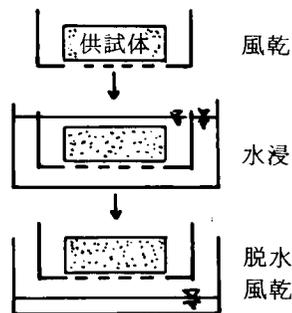


図-5.2 乾湿操作法

が変化し、乾湿による細粒化の評価が困難であることから、ここでは団粒分析試験を行って細粒化の様子を調べている。さらに、乾湿サイクルごとに試料を粒度試験用攪拌機で5分間攪拌を施し、その上、筆あるいは指先で十分にほぐした試料についても液性限界と塑性限界の測定を行っている。これは、分散可能な粒径の状態にして乾湿作用による界面活性の変化を調べるとともに、先の実験結果との比較を目的としたものである。また、団粒分析試験は土壤物理の分野で行われている試験法⁷⁾に準ずるもので、風乾重量で約50gの供試体を蒸留水に24時間水浸させた後、2, 1, 0.5, 0.25, 0.1 cmの組ふるいに移して、それを振幅3 cm、振動数20回/分で60分間水中上下振動させてふるい分けするものである。

(3) 乾湿作用の繰返しによる強度変化

ここでは、乾燥含水比を1つに定めて乾湿を繰返し作用させた場合の乾湿回数が強度あるいはせん断特性に及ぼす影響を調べている。供試体は直径50 mmであるが、それぞれ25 mmと100 mmの高さの異なる2種類のものを準備した。乾湿を繰返すとき、供試体は水浸の際に自立しないので、図-5.3に示すような内径52 mmであるが、高さがそれぞれ3 cm、11 cmと異なるモールドA及びBを用意した。これらのモールドの底面はアクリルの有孔板とし、乾湿作用における脱水と吸水を容易にしている。供試体のセットは両モールドとも底面に濾紙を敷くが、モールドBにおいては脱型を容易ならしめるために内壁にワセリンを塗り、さらに供試体と壁面の間にはビニールシートを挟んでいる。乾燥は風乾とし、含水比はモールドAで5%、モールドBで10%としたが、その値は厳密なものではない。モールドAにおける供試体は1週間以内で乾燥するが、モールドBの供試体は乾燥に1ヶ月以上を要したので、ある程度乾燥が進行した段階でデシケーター内で硫酸による調湿を併用して乾燥日数を短縮した。湿潤は水浸によるが、モールド上方からの浸水は供試体の上下で著しいスレーキングの差異を生ずることから、モールド底面より4~5日間にわたって吸水させ、その後モールド外での水位を上昇させて、供試体上面に水位面が形成されるようにしている。この水浸過程での吸水膨張は鉛直方向に対して自由であるが、側方に対しては初期状態の4%まで自由で、それ以上の膨張はモールド壁で拘束される。なお、同様な乾湿供試体は乾燥条件として炉乾燥の場合についても一部用意した。乾湿回数は風乾の場合15回以上、炉乾の場合20回以上である。

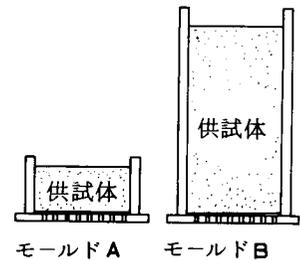


図-5.3 乾湿用モールド
(強度試験用)

乾湿作用を受けた供試体の湿潤時の強度は次の方法で求めた。モールドAの乾湿供試体に対してはフォールコーン試験(先端角60°, 重量60g)を行って、貫入量からせん断強さを推定した。また、貫入量を測定した後、直ちにモールドから試料を取り出して十分繰返し、再びモールドAに詰めて同様な試験を行った。供試体の数は同一乾湿サイクルに対して3個ずつである。一方、モールドBの場合は供試体をモールドから押し出し、三軸圧縮試験によりUU試験及びCU試験を行った。UU試験は、所定の乾湿サイクルにおける風乾および炉乾の両乾湿供試体に対して、側圧0.5~3.0 kg/cm²、軸ひずみ速度0.5%/minのもとで行っている。CU試験は、バックプレッシャー $u_b = 3$ kg/cm²、圧密圧力 $q_c' = 0.2 \sim 6.0$ kg/cm²のもとで等方圧密した後、0.1%/minの軸ひずみ制御で、風乾による乾湿供試体に対してだけ行っている。CU試験を行った乾湿回数は3, 5, 7, 10, 15

サイクルである。また、間隙水圧はCU試験の場合のみ測定している。

(4) 繰り返し正規圧密試料のせん断試験

乾湿サイクルを繰返し受けた泥岩のせん断特性がどの程度変化するかを明らかにするため、その比較対象として泥岩を粉碎して液性限界付近の含水比で十分繰返し、大型圧密容器で圧密圧力 0.5 kg/cm²の予圧密を行った正規圧密粘土の供試体を準備した。この供試体に対する三軸圧縮試験は、 $u_b = 3 \text{ kg/cm}^2$ 、軸ひずみ速度 0.1%/minの圧密非排水せん断である。

(5) 風化土のコンシステンシーとせん断試験

本章の乾湿用試料を採取したのと同じ地点で、切取り後約1年経過した斜面の表層部から風化試料を採取して、それらに対して液性限界、塑性限界及び団粒分析試験を行った。試料は、図-5.4に示すように、のり面中央部とのり尻の2ヶ所で採取し、それぞれA₁及びA₂の符号を付してある。これらの試料は土砂化しているが、未だ色調は灰色を帯びている。

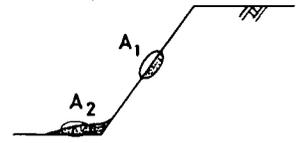


図-5.4 切土斜面でのサンプリング位置

一方、表-5.1に示すような5ヶ所の地点で、自然斜面の風化層を対象として表土を20~30cm除去した深度で、直径50mm、高さ150mmのシンオールチューブを打込んで風化試料を採取した。これらの試料を水浸飽和させてフォールコーン試験、UU試験及びCU試験を行うとともに、自然状態、風乾状態及び炉乾状態の試料に対する液性限界及び塑性限界を測定し、乾湿供試体と比較している。これらの風化土は完全に褐色に変色したものである。

表-5.1 風化試料の採取位置

記号	採取場所		
B	豊	見	城
C	東	風	平
D	大		里
E	西		原
F	南	風	原

5.4 実験結果と考察

5.4.1 乾湿における乾燥度合が強度低下とコンシステンシーに及ぼす影響

土が乾燥を受けると、それに含まれている土中水は乾燥度合に応じて様々な形態で存在している。このような土中水はエネルギー的な取扱いがなされ、その状態はpF値で表わされている。実験供試体の乾燥に伴う水分特性を明確にするために、加圧膜法と蒸気圧法で測定した土中水ポテンシャルを表示したのが図-5.5に示すpF~含水比(w)関係である。

実験で用いる供試体の乾燥状態は、含水比が大きな順に、図中に記号A, B, C, Dで表示してある。一般に、土中水は土粒子と水の結合状態により自由水、半結合水、結合水に分類され、次の形態をとる⁸⁾。自由水であった土中水がpF3以上になると、半結合水となり、毛管凝縮に伴って土粒子間での凝集・集積水となって、自由水とは異なる性質を示し、土の物理、力学的性質あるいはその挙動に影響を及ぼすといわれている。また、半結合水の上限はpF4.5で、それは相対湿度98%に対応し、こ

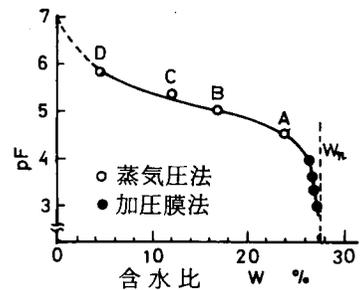


図-5.5 泥岩の水分特性

の pF 値からは土中水は土粒子表面に多分子層を形成した配向吸着の結合水となり、pF 6.2 ~ 6.3 では単分子飽和吸着膜を形成するといわれている。

このような土中水の特性と図に示した泥岩の乾燥状態を関連づけると次のようになる。第 2 章における図-2.2 に示した乾燥収縮特性をも参照すると、加圧膜法による測定範囲に相当する pF 3 ~ 4 においては、泥岩中の水は脱水に伴った毛管凝縮による体積収縮を生じさせながら半結合水の状態となるが、飽和は維持されている。脱水がすすみ、収縮限界付近である乾燥状態 A に達すると、不飽和に移行し、その水分状態は半結合水から結合水に変化する過程にあつて、pF 4.5 に相当している。さらに、B、C、D と乾燥が進むにつれて、わずかの体積収縮を伴って飽和度が急激に減少し、水分は多分子層結合水の状態となる。

このような乾燥状態にある泥岩供試体を水浸した後に解きほぐし、液性限界 (w_L) と塑性限界 (w_p) を測定して、その結果を乾燥含水比との関係で示したのが図-5.6 である。図には自然含水比と炉乾燥の場合の結果も示してある。ばらついているが、乾燥度合が大きい試料ほど、 w_L は減少することがわかる。このような傾向は関東ロームなどの火山灰質土で顕著に現われ、その理由として、乾燥によって失われた団粒内の水が即座にもとにもどらないことや、堆積過程でとり込められた構造的非自由水が乾燥によって自由化したためといわれている⁹⁾。実験供試体の場合は、火山灰質土ほど乾燥の影響は著しいものではないが、後述のように、乾湿 1 サイクルの作用では泥岩の結合力を十分に破壊するまでに至らず、解きほぐしてもある程度の結合力をもった団粒を形成している状態にあり、乾燥度合が大きいほど構造的な非自由水の自由化が著しいうえに、逆にその後の加水に伴って団粒内に拘束される水分は減少し、その結果 w_L の減少が生ずるものと考えられる。一方、 w_p に対する乾燥の影響は明確でない。

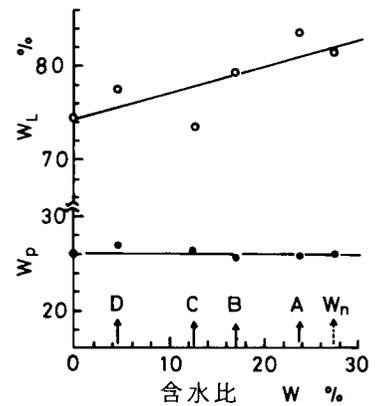


図-5.6 液性限界に及ぼす乾燥含水比の影響

次に、各乾燥状態にある供試体を吸水させた後に側圧 1 kg/cm^2 のもとで UU 試験を行い、その応力～間隙水圧～ひずみ関係を示したのが図-5.7 である。図より明らかなように、乾燥度合の大きなものほど吸水後の強度は小さく、応力～ひずみ関係の傾きも緩やかとなっている。しかし、乾燥状態 A ~ C にある供試体の破壊ひずみは小さく、応力～ひずみ関係はぜい性挙動を示し、乾燥状態 D でさえ比較的大きな強度を示している。また、間隙水圧は最大応力付近まで増加し、その後急激に減少している。この挙動は図中の自然含水比状態の供試体と同じで、第 3 章で述べたように、ダイレイタンスは最大応力付近で生じている。これらのことから、乾燥度合によって差異があるが、乾湿 1 サイクルの作用だけでは泥岩の結合力を完全に破壊するのに十分でないことがうかがえる。いま、自然含水比状態にある

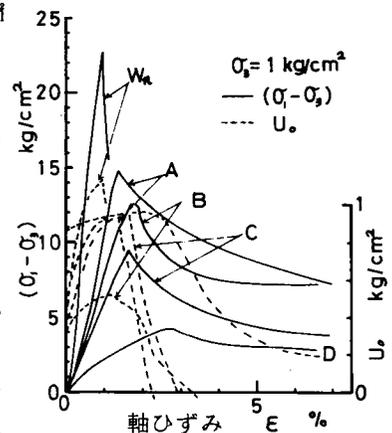


図-5.7 応力～ひずみ関係に及ぼす乾燥含水比の影響

供試体の非排水強度を基準にとり、それに対する各乾燥状態での吸水後の強度の比を乾燥状態 (pF) に対して示すと図-5.8となる。自然含水比からわずか2~3%含水比を減少させただけで強度は65%に低下し、乾燥含水比が4%になると、その比は20%まで減少する。また、この図には乾燥含水比と吸水後の含水比も同時に示してあるが、乾燥度合が大きいほど、吸水後の含水比は増加している。このことは、先に示した乾燥に伴って液性限界が減少することを考慮すると、粒子間にとりこまれる水分の増加に伴った含水比増加ではなく、スレーキングによるクラックなどのマクロな間隙が増加し、それを満たすに必要な水分が増加した結果であると推察される。

図-5.9はCU試験における圧密圧力 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合の各乾燥状態に対する応力~間隙水圧~ひずみ関係を示したものである。この関係は先のUU試験とはほぼ同じ傾向にあるが、間隙水圧の発生量は、乾燥状態がAからBへと進行すると、減少するが、さらにC、Dへと乾燥すると、逆に増加する傾向にある。このことは、乾燥状態B付近で主応力差の増加に伴う体積圧縮傾向の程度が小さくなることを示し、また供試体はその乾燥度合によりスレーキングを異にするものであるから、このような間隙水圧の発生量の差異は、スレーキングの度合がダイレイ

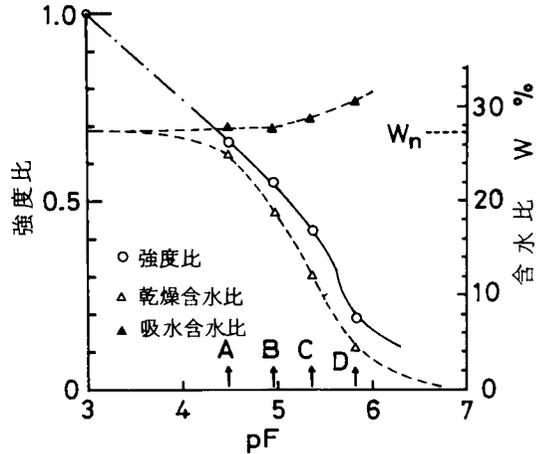


図-5.8 水浸強度に及ぼす乾燥度合の影響

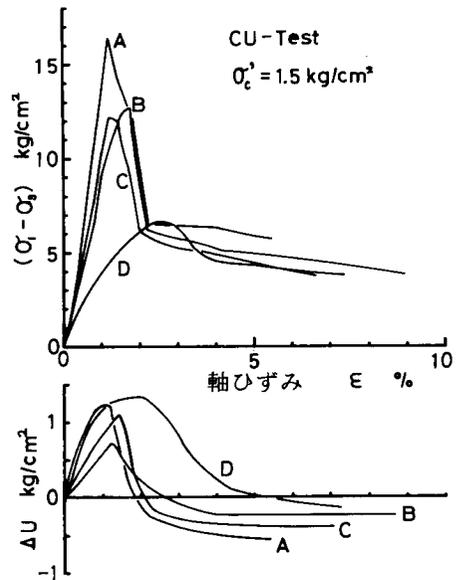


図-5.9 応力~間隙水圧~ひずみ関係に及ぼす乾燥度合の影響

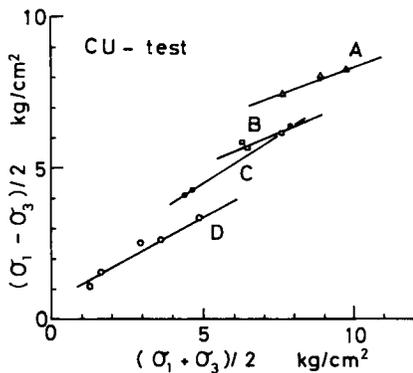


図-5.10 全応力による破壊時の応力状態

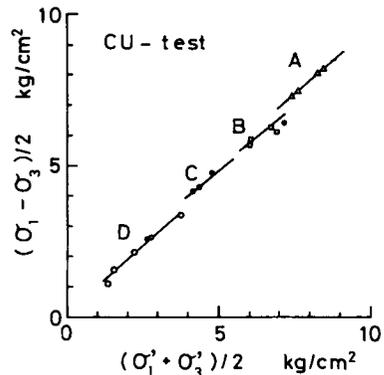


図-5.11 有効応力による破壊時の応力状態

タンシーに影響を及ぼすことを示唆している。

図-5.10と図-5.11はCU試験による破壊時の応力状態を全応力と有効応力でそれぞれ示し、乾燥度合に対する破壊包絡線を比較したものである。強度に比べて側圧が小さいが、乾燥度合の増加に伴った強度定数の変化は、全応力の場合は c_{cu} の減少と ϕ_{cu} の増加、また有効応力の場合は ϕ' はほぼ一定であるが、 c' は減少する傾向にあることが認められる。この傾向から、乾湿1サイクルの作用による結合力の部分的な破壊は粘着力成分の減少をもたらし、その減少は乾燥度合が大きいほど著しいといえよう。なお、乾燥状態Dに対する強度定数は $c' = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 34^\circ$ であった。図-5.12は圧密圧力に対して破壊時の間隙圧係数 A_f を乾燥状態ごとに示したものである。図-5.9における間隙水圧の発生量の大きさの順とは異なり、乾燥度合が大なるほど A_f は増大している。

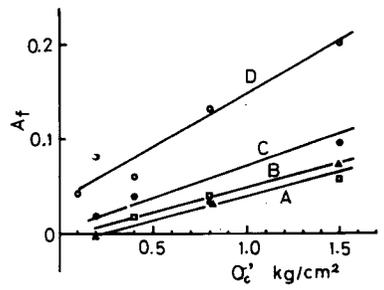


図-5.12 破壊時の間隙圧係数

5.4.2 乾湿繰返しによるコンシステンシー変化

実験(2)の板状供試体に乾湿サイクルを繰返し作用させると、①乾湿サイクル1~2回では堆積層に沿った分離あるいはタマネギ状の剝離、②乾湿サイクル3~7回では薄片状あるいは細れき状の細片化を経て、細粒化の増大、③乾湿サイクル8回以上では細粒化に伴った粘土化が観察される。ただし、3~7回では細粒化の様子が肉眼で識別可能であるが、8回以上においてはその程度が明確に判断できない状態にあった。いま、この細粒化の状況を把握するために、できるだけ人為的な攪乱を加えないように行った団粒分析試験の結果が図-5.13(b)に各乾湿サイクルに対して示してある。この結果を先の細片化の観察と対応させると、乾湿サイクルの増加に伴って泥岩塊は乾湿7サイクルまでは急激に細粒化し、11サイクル以上になるとほぼ一定の団粒分布となり、団粒試験の結果と観察はほぼ一致していることがわかる。しかしながら、この団粒分析試験においては0.1mm以下の団粒径の分布を明らかにすることができないので、乾湿作用を受けて細粒化したとき

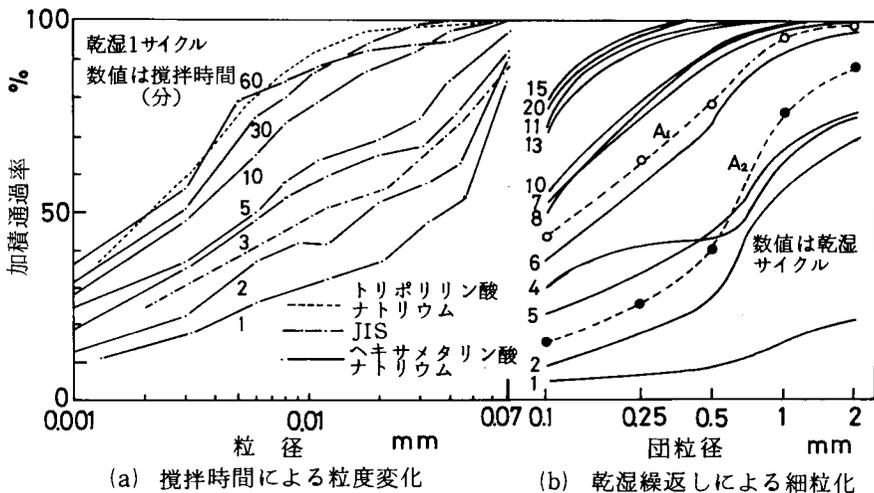


図-5.13 泥岩の細粒化に及ぼす機械的攪拌と乾湿サイクルの影響

に卓越して存在する団粒径の大きさが明らかでない。他方、土質試験における粒度試験では、その操作上機械的攪乱が入り、乾湿作用だけによってもたらされる団粒分布を表現することが困難であると予想されるが、攪拌の限界と分散剤の効果を明らかにするために、次に示す予備的な実験を行い、その結果と団粒分析試験結果を比較して卓越して存在する団粒径の大きさを推定する。

予備実験は乾湿1サイクルを経た420 μ フルイ通過の風乾試料に対して、分散剤としてJISに基づいたケイ酸ナトリウム、トリポリリン酸ナトリウム(1g/l)、ヘキサメタリン酸ナトリウム(1N, 20cc)を使用した場合のその効果の比較、及びヘキサメタリン酸を使用して攪拌時間を1分から60分まで変化させたときの分散の比較を行った。それらの結果が図-5.13(a)に示されている。図から明らかのように、攪拌時間の長いものほど粘土含有量が増加しており、機械的攪拌によって団粒が徐々に破壊されることがわかる。図には示していないが、攪拌時間240分についても行ったところ、その粒径分布は60分の場合と一致しており、従って、その状態が一次粒子にまで分散しているか、あるいはペットのままであるかは別として、機械的攪拌による分散には60分の攪拌時間を必要とする。そこで、60分間攪拌が機械的攪拌による細粒化の限界と考えて、図-5.13に並列してある図(b)の乾湿11サイクル以上の団粒分布と比較すると、乾湿作用を受けた泥岩は外見的に粘土様であっても、シルト径大の団粒が卓越していることが推定される。従って、乾湿作用だけでは泥岩がそれを構成している一次粒子にまで分散することはないと考えられる。また、このことは泥岩の風化状態を表現する手段として粒度試験は不適切であることを示唆している。ただし、このシルト径大の団粒がどの程度の外力に抵抗できるかは、今後の研究に興味を持たれるところである。なお、分散剤としては第2章で述べたように、トリポリリン酸ナトリウムが良好であることが再度確認された。

次に、乾湿サイクルに伴う液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)の変化が図-5.14に示されている。

測定条件としての乾湿供試体の状態は、①図-5.2に示すような容器内で風乾により乾湿サイクルを受けた状態(風乾試料)、②この風乾試料をスラリー状態で攪拌して適当な含水比まで乾燥させた状態(攪拌試料)、③炉乾燥した状態(炉乾試料)の3通りについて比較してある。風乾試料に対する液性限界は、5.4.1で述べたように、初回の乾燥で一度は減少するが、その値は乾湿7サイクルまでは徐々に増加し、その後乾湿サイクルの増加に伴って逆に減少する傾向を示している。一方、攪拌試料に対する液性限界は乾湿サイクルの増加に伴って減少傾向だけを示し、乾湿20サイクルにおいてはその値が

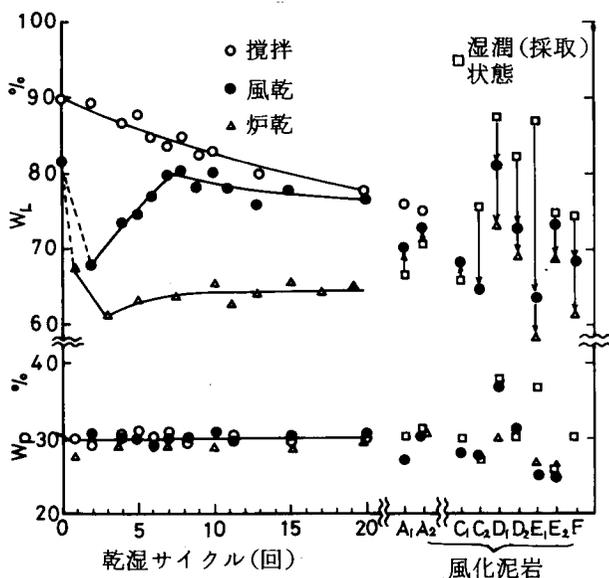


図-5.14 乾湿サイクルによるコンシステンシー変化および風化土との比較

風乾試料に対するそれにはほぼ等しくなっている。このように、液性限界が変化することは、乾湿繰返しに伴って泥岩の水分保持特性が変化することによるものと考えられる。その要因としては、液性限界の増加に対しては乾湿に伴って泥岩塊が細粒化するにつれて、団粒表面に拘束される水分が増加すること、液性限界の減少に対しては団粒（粒子）が親水性から疎水性へ移行することなどが挙げられる。特に後者の要因は、乾湿サイクルの増加に伴って攪拌試料に対する液性限界が減少することから推察されることであるが、島尻層泥岩に含まれる水溶性成分 Ca, Mg, K, Na, Si, Fe などは水浸－乾燥作用で容易に離脱するといわれ¹⁰⁾、この化学的性質の変化が疎水化をもたらすものと推察される。このような上述の細粒化と疎水化は土の水分保持力に関して相反する作用であるが、乾湿繰返しに伴って両作用は同時に、互に作用し合い、その時点での水分保持特性は、それらのいずれかの卓越する要因に支配されると考えられる。すなわち、先の図－5.13(b)の団粒分析試験と対応させると明らかなように、乾湿7サイクルまでの液性限界の増加は、細粒分の増加に伴う保水力の増加が卓越することによってもたらされ、一方8サイクル以降での液性限界の減少は、わずかに細粒分が増加するが、逆に疎水化に伴った水分保持力の低下が卓越することによってもたらされるといえる。

炉乾試料の液性限界は乾湿サイクルの増大にもかかわらず、ほぼ一定値を示し、その値は風乾試料に比べて常に小さく、乾湿20サイクルでは両者の間に約12%の差が生じている。このように乾湿繰返しの影響を受けないのは、泥岩を構成しているペッドが以後の乾湿作用の影響を受けないほど、強い乾燥収縮を伴った集合化、あるいは熱的変質を受けた結果であると考えられる。

塑性限界は、他の試料に比べて炉乾試料ではわずかに小さな値を示しているが、風乾試料と攪拌試料では差異が認められず、しかも乾湿サイクルに関係なく一定値を示し、乾湿の影響が生じないようである。

以上のことは、室内試験に基づいて未風化泥岩に乾湿作用を繰返してコンシステンシーの挙動を調べたものであるが、次にこの結果を原位置における風化泥岩に対するコンシステンシーと比較する。

まず、実験供試体の採取地点で、切取後ほぼ1年経過した斜面から採取した試料A₁とA₂について行った団粒分析試験の結果が、乾湿供試体と比較するために、先の図－5.13(b)に示してある。試料A₁及びA₂の団粒分布はともに風乾試料の7サイクル以下の乾湿段階にある。また、液性限界と塑性限界の結果も同様に室内乾湿繰返し供試体と比較するために図－5.14に示してある。試料A₁及びA₂に対する液性限界は室内乾湿供試体の乾湿20サイクルの値よりも小さく、しかも風乾することにより、その値は増加している。一方、試料A₁及びA₂の攪拌状態に対する液性限界は、室内乾湿供試体の攪拌試料に対する乾湿20サイクルの値よりもわずかに小さい。このような液性限界の値は、試料A₁及びA₂が乾湿による細粒化過程にあるにもかかわらず、化学的変質を伴った疎水化がすでに進行していることを示唆している。実際には、切取後1年の間にはこの斜面では乾湿の繰返しと侵食による新露出面の出現の繰返しとが生じていたと考えられるので、上述の団粒分布および液性限界の特性から原位置でのり面表層は、数回の乾湿繰返しを受けただけで容易に侵食されやすい状態にありながら、その時点では、すでに化学的変質を伴った疎水化がかなりの程度まで進行していると推察される。

次に、風化泥岩に対する液性限界及び塑性限界が同様に図-5.14に示してある。この風化泥岩は自然斜面の残積風化層あるいは崩積層で、褐色に変色していて、その状態は土壤化したもの、あるいはブロック状のものである。図から明らかなように、これらの風化泥岩に対する液性限界は、乾燥処理することにより湿潤状態（採取時の状態）、風乾状態、炉乾状態の順に減少する傾向にある。この傾向は未風化泥岩の場合と同じであるが、試料A₁及びA₂の場合とは逆の傾向にある。これらの風化泥岩に対して、乾湿繰返しによる液性限界の変化は調べていないが、原位置ではすでに乾湿作用を過去にいく度となく受けていることは容易に推測できることであって、過去に乾燥により自由化した水分のいくらかは長い年月の間に再び団粒内の間隙にとり込められるであろう。従って、風乾処理すると、この拘束水が再び自由化して非可逆的となり、液性限界は減少する。しかも、これらの値は室内乾湿供試体に対する乾湿20サイクルの場合とほぼ同じか、小さめである。これらのことから、風化泥岩の液性限界は、風化としての乾湿作用による細粒化よりも、化学的変質に伴った疎水化に強く支配されるようである。

Bjerrum¹¹⁾は弱い結合力をもつ過圧密粘土のLittle Belt clay に対する乾燥処理によるコンシステンシー変化を表-5.2のように示している。湿潤状態では単に機械的に練返しただけでは結合力が破壊されないが、風乾による乾湿処理をほどこすと、容易に結合力が破壊され、細粒子分が増加して液性限界と塑性限界が増加することを示している。すなわち、この粘土では乾湿風化を受けると、コンシステンシーが増加することを意味する。従って、この粘土に対比させると、本研究の実験試料である島尻層泥岩は、風化すると液性限界が逆に減少するという特性を示すといえそうである。

表-5.2 Little Belt clay のコンシステンシー (Bjerrumによる)

	w_L	w_p	I_p
湿潤試料	178	46	132%
風乾試料	208	52	156
炉乾試料	147	47	100

5.4.3 乾湿繰返しによる強度低下

(1) スレーキング特性

5.4.2では、乾湿サイクルの増加に伴うスレーキング現象としての泥岩ブロックの細片化・細粒化を団粒分析試験に基づく団粒径分布の変化として示した。ここでは、実験(3)で説明したように、せん断用供試体の形状を維持するためにモールド内で乾湿を作用させているので、スレーキング特性は奥園¹²⁾やMorgensternら¹³⁾の手法にならって含水比の増加で表示する。このことは、乾湿の繰返しに伴って泥岩塊が細れき状に分割し、さらには細団粒へと変化するにつれて間隙が増大すると、それに伴って飽和

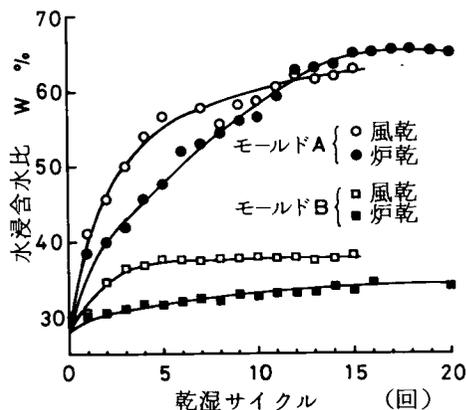


図-5.15 スレーキング特性

含水比が増加することに着目したものである。先の図-5.3で示したモールドA及びBを用いて供試体に風乾-水浸、あるいは炉乾-水浸の乾湿を繰返し、乾湿サイクルごとに水浸時に対する飽和含水比を示すと図-5.15となる。モールドAにおいては、風乾の場合乾湿5サイクルまでは含水比が急激な増加を示しているが、それ以降ではその増加は緩慢となり、一定値に落ち着く。炉乾の場合の含水比は15サイクルまで増加して、その後一定となる。乾湿サイクルに伴った含水比増加は、同時に図中に示したモールドBの場合にも同様に認められるが、モールドAとBとではその含水比に大きな差異がある。ただし、モールドAにおいては乾湿12サイクル以降の含水比が、風乾よりも炉乾において増大している。

ところで、モールドによる含水比の差、すなわちスレーキング特性の差異は、図から明らかなように、供試体の寸法（ここではモールドの高さ）と乾燥法の違いによってもたらされることが推察される。これらに対する要因として、モールド壁面の摩擦抵抗、乾燥度合によるスレーキングの差、乾湿に伴う粒子表面の親水性から疎水性への変化などが考えられる。スレーキング現象は吸水膨張を伴うものであるから、供試体が初期寸法の4%以上に吸水膨張すると、側方へはその膨張がモールドで拘束され、それに伴って発生する膨張圧の大きさに応じて摩擦力が壁面に作用し、この摩擦力と自重の効果で鉛直方向への吸水膨張がさまたげられることになる。従って、等断面積であれば高さに影響を受け、鉛直方向への膨張はモールドBよりもAで著しく、間隙比も増大するからモールドAの含水比が大きいことになる。事実、モールドAの供試体は細粒化が著しいのに比べ、モールドBの供試体は乾湿15サイクルにおいても、後に写真-5.1に示すように、クラックで分離された細れき状（結合力はある程度破壊されている）のままであることが観察された。また、モールドBでは風乾による含水比が炉乾の場合よりも大きな値にあるが、これは、細粒化が抑制されているから、炉乾による疎水化が卓越したことによるものと考えられる。一方、壁面摩擦力などの拘束力が小さいモールドAでは、乾湿サイクルの増加とともにスレーキングの激しさによる細粒化の影響が疎水化よりも卓越して、乾湿12サイクル以降では炉乾試料の含水比が増大するものと考えられる。

いま、乾湿サイクルごとに飽和含水状態を液性指数で表示したのが図-5.16である。液性指数 I_L は次式で求められる。

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (5.1)$$

ここに、 w ：水浸飽和含水比、 w_p ：塑性限界、 I_p = $w_L - w_p$ ：塑性指数、であるが、 w と w_p の値は図-5.14に示すような乾湿サイクルごとの値を用いた。周知のように、 I_L が0に近づくほど安定な状態にあり、逆に1に近づくほど不安定な状態にある。モールドBの供試体は $I_L = 0.1 \sim 0.2$ にあって安定な状態であるが、他方モールドAの供試体では乾湿サイクルの増加に伴って I_L が増加して不安定な状態に移行することがわかる。両モールドにおいて I_L の差が著しいことは、スレーキングによる骨格構造の乱れの差異によってもたらされるもので、拘束条件が乾湿に対する骨格の安定性を支配することを意味している。従って、自然斜

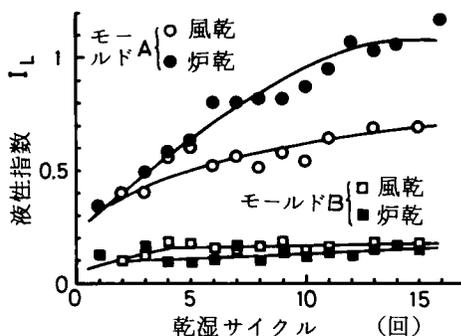


図-5.16 乾湿サイクルによる液性指数の変化

面や切土面における表層部は乾湿作用を受けただけで不安定となり、降雨の浸透水等の水位上昇に伴って流動しやすい状態となることを示唆している。また、このことは豪雨時に多発する小規模の泥流状崩壊の要因となりうるであろう。

(2) 乾湿繰返しによる強度低下

非排水せん断強度は、モールドAの供試体に対してはフォールコーンで、モールドBの供試体に対しては三軸圧縮試験のUU試験で求めている。

モールドAの供試体に対する強度は、乾湿サイクルの水浸過程でフォールコーンを買入させ、その買入量から Hansbo¹⁴⁾の式で求めた。

$$\tau = K \frac{W}{H^2} \quad (5.2)$$

ここに、 τ : せん断強度 (kg/cm²), K : 定数, $W = 60$ g (コーン先端角 60°), H : コーン貫入量 (cm) である。定数 K は土の種類とコーン貫入量によって変化するといわれている¹⁵⁾が、ここでは Hansbo が提案した値、 $K = 0.3$ を使用する。

図-5.17 は、縦軸にフォールコーンで求めたせん断強度を対数目盛で、横軸に乾湿サイクルを普通目盛で示したものである。図には供試体3個の平均値を、また試験後試料を練返して、再びモールドに詰めて求めたせん断強度も示してある。図では乾燥法によって強度に差を生じているが、それはモールド全体の平均含水比とコーン貫入領域付近のそれに差異が生じたことによるものであって、後述のように、せん断強度は含水比に支配されるようである。この図は、ここでは乾湿サイクルの増加に伴って強度が減少する傾向を例示するために準備した。強度は、初期の乾湿サイクルでは急激に減少するが、乾湿5サイクル以降ではせん断強度の対数と乾湿サイクルの関係は直線関係にある。

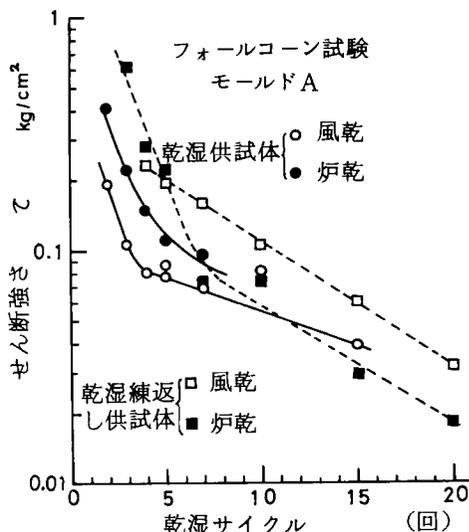
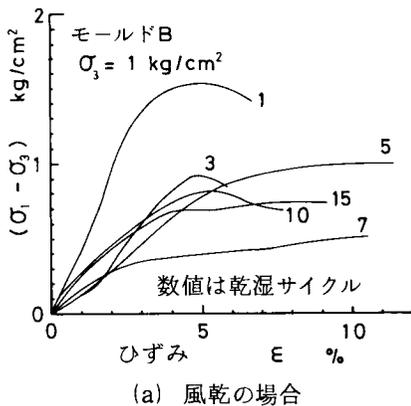
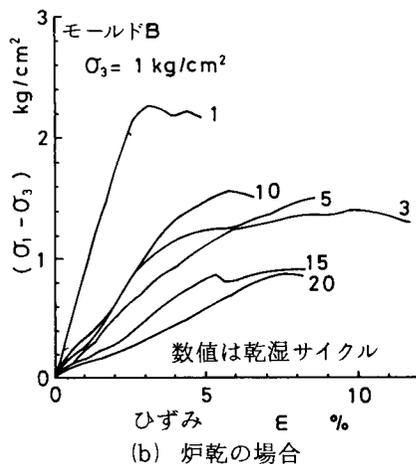


図-5.17 フォールコーンによる乾湿サイクルとせん断強度の関係



(a) 風乾の場合



(b) 炉乾の場合

図-5.18 乾湿による応力～ひずみ関係の変化

次に、図-5.18(a), (b)はそれぞれ風乾と炉乾の場合について各乾湿サイクルに対するUU試験の応力～ひずみ関係を示したものである。自然泥岩に対する圧縮強度は平均22kg/cm²、破壊ひずみは2%以下であるから、乾湿供試体の強度は著しく減少し、破壊ひずみは増大していることがわかる。しかし、乾湿3サイクル以上になると、応力～ひずみ関係は一定の傾向にないが、それは写真-5.1に示すような水平方向の分離面だけでなく、供試体ごとに異なる鉛直方向の分離面が不規則に発生するためであると考えられる。いま、これらの非排水強度 $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2$ を乾湿サイクルごとに示すと図-5.19となり、ばらついているが、乾湿3サイクルまでは著しい強度の減少を示し、5サイクル以降では先の図-5.15に示したわずかな含水比増加に対応して強度も徐々に減少する傾向にある。非排水強度は、乾湿5サイクルですでに0.5 kg/cm²まで減少し、それ以降のサイクルに対する強度は初期強度の4～5%に相当するだけで、第2章の図-2.18及び図-2.19に示したように、吸水膨張だけによる1年後の強度が初期強度の約70%であることに比較すれば、乾湿作用が強度低下の速さに著しい影響を及ぼしていることがわかる。



写真-5.1 三軸圧縮試験用供試体
(乾湿15サイクル, モールドB)

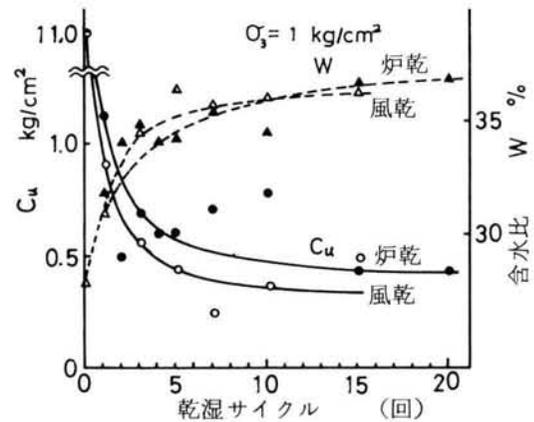


図-5.19 乾湿サイクルに伴う強度低下

一般に、同一粘性土の強度は含水比によって一義的に定まることが認められている。水浸した乾湿供試体は飽和しているとみなせるので、フォールコン試験とUU試験で求めた非排水強度 ($\tau = c_u$) と含水比の関係を示すと図-5.20となる。この図は縦軸に含水比 w を普通目盛で、横軸にせん断強度 τ を対数でとり、 $w \sim \log \tau$ 関係を示したものである。また、この図には実験(5)の風化土に対するせん断試験の結果、及び第2章の図-2.18と図-2.20で示した吸水膨張だけを受けた供試体に対するUU試験の結果も含まれている。ばらついているが、 $w \sim \log \tau$ 関係はフォールコンで求めた結果と三軸圧縮試験で求めた結果の2つのグループに分けられ、それぞれに対して直線関係が認められる。このように、同一の土に対して別々の $w \sim \log \tau$ 関係が成立することは測定方法の差に原因するとも考えられるが、先のスレーキング特性から明らかなように、モールドAとBの供試体とではスレーキングによる泥岩の構造的乱れに差があり、これが強度特性に反映されたものと推察される。すなわち、フォールコン試験による強度特性は細粒状にある供試体に対して、他方UU試験による強度特性はれき状塊にある供試体に対して適用できるものと推察される。

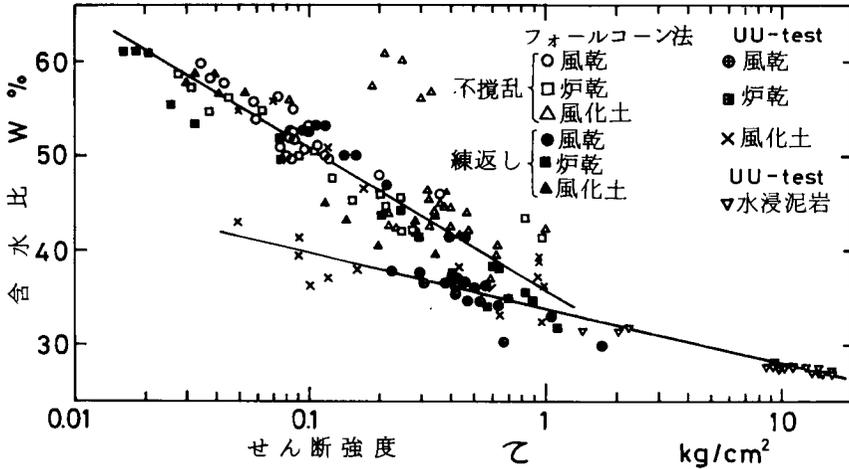


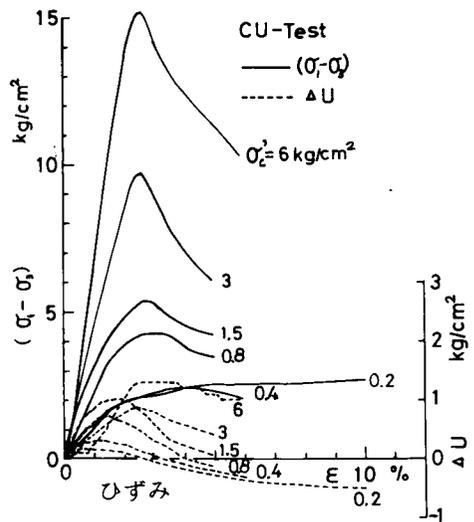
図 - 5.20 $w \sim \log \tau$ 関係

風化土に対しては、フォールコーン用供試体は細粒化した試料を選んで行っているの、その強度は細粒状態にある供試体に対する $w \sim \log \tau$ 関係で近似される。一方、供試体全体は均一なものではなく、含水比は細粒化した供試体で大きく、れき状塊を含む供試体で小さくなることは推測されることであるから、UU試験の強度は、供試体の状態が細粒化しているか、あるいはれき状塊にあるかによって、含水比が大なる場合はフォールコーン試験に対する $w \sim \log \tau$ 関係で、含水比が低い場合はUU試験に対する $w \sim \log \tau$ 関係で近似できることになる。

(3) せん断特性に及ぼす乾湿繰返しの影響

モールドBの供試体を用いて、風乾による乾湿1, 3, 5, 7, 10, 15サイクルに対する一連のCU試験を行った。これらの供試体は、先のスレーキング特性あるいは写真-5.1から明らかのように、クラックで分離されたれき状塊の集合体である。ただし、れき状塊それ自体は乾燥収縮を受けて過圧密状態にあると考えられる。その塊は自然泥岩に比べて軟弱化しているが、骨格構造そのものは収縮-膨潤を繰返しても分離せず、もとの状態を維持していると考えられる。ここでは、乾湿供試体のせん断特性は繰返して正規圧密した試料のそれと比較対比させることにし、この試料に対しては本章の繰返し正規圧密試料をNa 1、すでに第3章に示した試料をNa 2として示してある。また、未風化泥岩のせん断特性は第3章に述べたところである。

図-5.21(a), (b)は応力~間隙水圧~ひずみ関係をそれぞれ乾湿1サイクルと15サイクルの場合について示したものである。両図を比較すると、乾湿繰返しの増大に伴って同一圧密圧力における最大応力は減少していることがわかる。ただし、図には示していないが、UU試験におけると同様に、5サイクル以降での強度低下は著しいものではなかった。いま、応力~ひずみ関



(a) 乾湿1サイクル

図-5.21(a) 応力~間隙水圧~ひずみ関係

係に注目すると、乾湿回数にかかわらず、それは拘束圧力の大きさによってひずみ硬化-軟化型とひずみ硬化型に分類される。すなわち、1サイクルでは圧密圧力 $\sigma_c' = 0.4 \sim 0.8 \text{ kg/cm}^2$ 、15サイクルでは $\sigma_c' = 1.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$ を境として、低い側圧ではひずみの増大に伴って応力が増大して一定値となるひずみ硬化型であり、それより大きな側圧ではひずみ硬化によって最大応力に達した後に応力がひずみの増大とともに減少して残留状態となるひずみ硬化-軟化型である。しかし、低

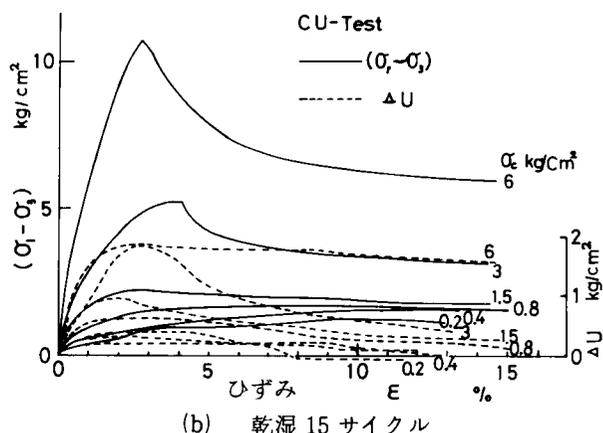


図-5.21(b) 応力～間隙水圧～ひずみ関係

側圧領域での応力～ひずみ関係は通常の過圧密粘土とは異なった挙動にある。一方、図-5.22は繰り返して正規圧密した試料の応力～間隙水圧～ひずみ関係で、通常の正規圧密粘土の挙動と一致している。

硬質ひび割れ粘土 (stiff-fissured clay) のせん断特性を調べるために行った Marsland¹⁶⁾ の排水せん断試験によると、次のことが明らかにされている。ひび割れによって分離された粘土塊そのものは著しい過圧密効果を受けて固結しているから、低拘束圧の状態では塊がれきのように挙動し、ゆる詰め砂と同様に応力～ひずみ関係にピークを生じない。一方、拘束圧力が増大するにつれて塊のかみ合いが生じ、

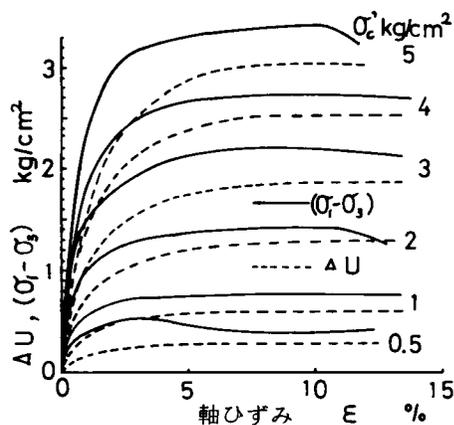


図-5.22 繰り返して正規圧密試料の応力～間隙水圧～ひずみ関係

せん断面の大部分は塊そのものを通して形成されるから、過圧密状態にある塊をせん断することになり、通常の過圧密粘土と同様に応力～ひずみ関係にピークが現れる。そして、破壊包絡線は有効応力レベルに左右される塊の挙動に反映されて非線形となる。これまで示した乾湿泥岩の応力～ひずみ関係は上述のひび割れ粘土に類似し、しかも写真-5.1に示したように、細れき状の塊の集合であり、せん断挙動も硬質ひび割れ粘土のそれと類似するものと推察される。

図-5.23は、CU試験による各乾湿サイクル供試体及び繰り返して正規圧密試料に対する含水比 w ～ 圧密圧力 σ_c' ～ 最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係を示したものである。繰り返して正規圧密試料に対する w ～ $\log \sigma_c'$ 関係と w ～ $\log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は、一般に認められているように、線形で、かつ互に平行関係にあるが、乾湿供試体では w ～ $\log \sigma_c'$ 関係は非線形、 w ～ $\log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は直線関係を示している。 w ～ $\log \sigma_c'$ 関係に注目すると、乾湿3サイクルまでは同一圧密圧力に対して含水比が増しているが、3サイクル以降では $\sigma_c' = 0.8 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 付近を境として、低い圧密圧力では含水比の増加、高い圧密圧力では含水比の減少を示し、その関係は乾湿サイクルの増加に伴って繰り返して正規圧密試料の関係に移行する傾向がわずかに認められる。また、 w ～ $\log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係も同

様な傾向にあると考えられるが、乾湿サイクルの増加に伴う直線関係の勾配には明確な差がない。従って、両関係はともに乾湿15サイクルにおいても、なお練返し正規圧密試料のそれとはかなりのへだたりがある。

ところで、 $w \sim \log \sigma'_c$ 関係に再び注目すると、その関係は $\sigma'_c = 0.8 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で先行圧密された粘土の再圧密曲線に類似している。しかしながら、この非線形性は、第2章の図-2.7で示したように、未風化泥岩の $w \sim \log \sigma'_c$ 関係が降伏荷重以上の圧密圧力領域では練返し正規圧密

試料のそれとはほぼ平行していること、また先述したように、低圧密圧力領域では塊がれきとして挙動することなどから推察すると、 $\sigma'_c = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ までは等方圧密によるれき状塊のかみ合せ過程にあり、 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上では塊自体の過圧密領域における $w \sim \log \sigma'_c$ 関係を示しているものとみなすべきであろう。

各乾湿サイクルに対して圧密圧力による強度増加を示したのが図-5.24であり、また全応力に基づいた破壊時の応力状態を示したのが図-5.25である。圧密に伴う強度増加は乾湿サイクルの増加とともに減少しているが、5サイクル以降の比はほぼ一定となっている。しかし、練返し正規圧密試料に対する強度増加 $c_u/p = 0.31 \sim 0.33$ に比べると、未だかなり大きな値にある。同様に、全応力に基づく強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} は乾湿サイクルの増加とともに減少する傾向にある。以上のような乾湿繰返しに伴う特性の変化は、図-5.19の非排水強度の減少傾向と同じであるように、乾湿5サイクル以降ではわずかととなり、練返し正規圧密試料の状態となるにはさらに長年月にわたる軟弱化を必要とするかもしれない。

次に、図-5.26は最大応力に対する有効応力状態を各乾湿サイクルに対して示した

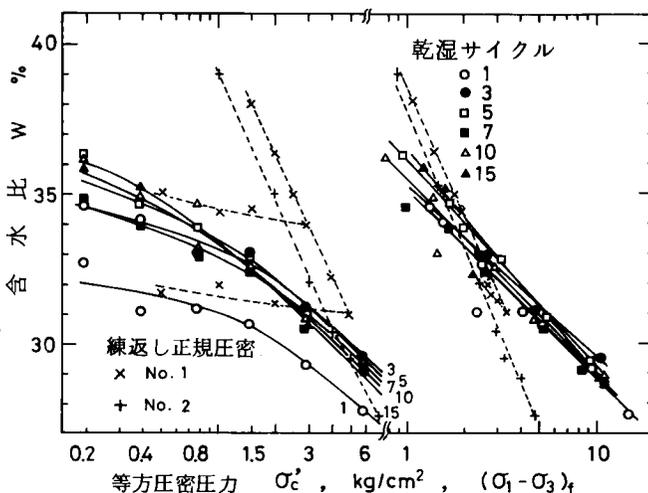


図-5.23 各乾湿サイクルにおける $\sigma'_c \sim w$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f \sim w$ 関係

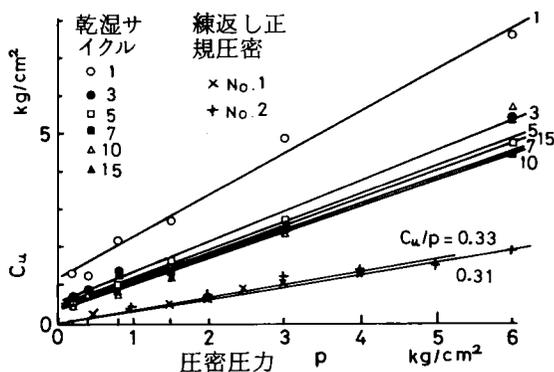


図-5.24 圧密に伴う強度増加

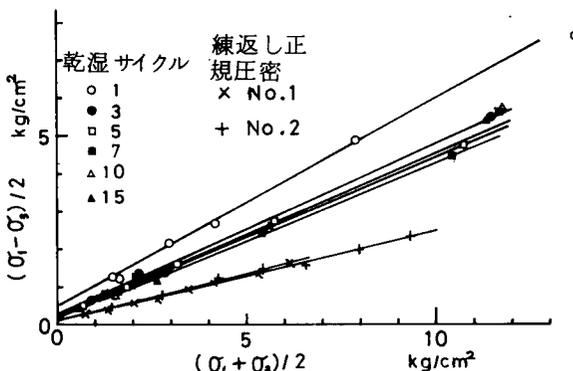


図-5.25 全応力による破壊時の応力状態

ものである。図中の包絡線は乾湿 1 サイクルと 15 サイクルに対するものであるが、先に引用した硬質ひび割れ粘土の場合と同様に非線形関係となり、乾湿サイクルの増加とともに低圧領域での粘着力成分は減少していることがわかる。

この粘着力成分の減少は、低圧領域での塊がれきのように挙動することによってもたらされるものであるが、各乾湿サイクルに対して、非線形にある包絡線を圧密圧力 $\sigma_c' = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 以下と $\sigma_c' = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上で別々の直線に近似させ、それぞれに Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できるとし、 $\sigma_c' = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 以下での強度定数を c' 、 ϕ_1' 、及び $\sigma_c' = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上での強度定数を ϕ_2' とすれば、乾湿サイクルの増加に伴うそれらの変化が図-5.27 に示されている。 c' は 3 サイクルまでに激減し、その後徐々に減少する傾向にある。一方、 ϕ_1' は、逆に 5 サイクルまで増加しているが、その後乾湿の増大に伴って減少傾向にある。ここでは、乾湿 15 サイクルまでの c' と ϕ_1' の変化を示しただけであるが、実際には乾湿が継続して作用すると、れき状塊の表面や角が軟弱化し、さらには潤滑化も進行する¹⁶⁾ であろうから、強度定数はさらに減少し、特に粘着力成分は $c' = 0$ になるものと予想される。従って、地盤掘削の際、掘削のり面がある期間放置されると、乾湿の影響を受けて軟弱化するであろうから、その安定性は c' の効果を期待せず、時間の経過に伴った ϕ_1' の減少を考慮して、その安定性を検討する必要がある。

他方、 ϕ_2' はれき状塊の過圧密領域での内部摩擦角を示していると考えられ、ばらついているが、乾湿サイクルの増加に伴った傾向は定かではなく、ほぼ 30° の一定値にあるようである。なお、 ϕ_2' の直線関係を延長して求まる粘着力成分 c' は 1 サイクルの場合 1.5 kg/cm^2 、15 サイクルの場合 0.5 kg/cm^2 であった。また、練返し正規圧密試料の強度定数は $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ である。

次に、風化供試体について圧密圧力 $\sigma_c' = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下で行った CU 試験の結果を乾湿 15 サイクル供試体及び練返し正規圧密試料と比較して示したのが図-5.28 である。これら風化供試体の破壊時の有効応力状態は乾湿 15 サイクル供試体と練返し正規圧密試料に対する間であって、強度定数は $c' = 0.04 \sim 0.13 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 26 \sim 30^\circ$ にある。なお、図に示してないが、風化土 F は比較的クラックの少ない褐色の試料で、その強度定数は $c' = 0.55 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 27^\circ$ であった。以上のこ

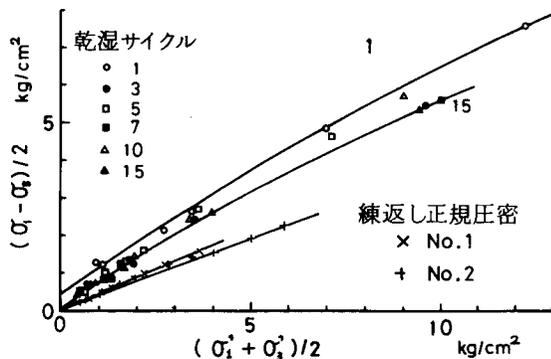


図-5.26 有効応力による破壊時の応力状態

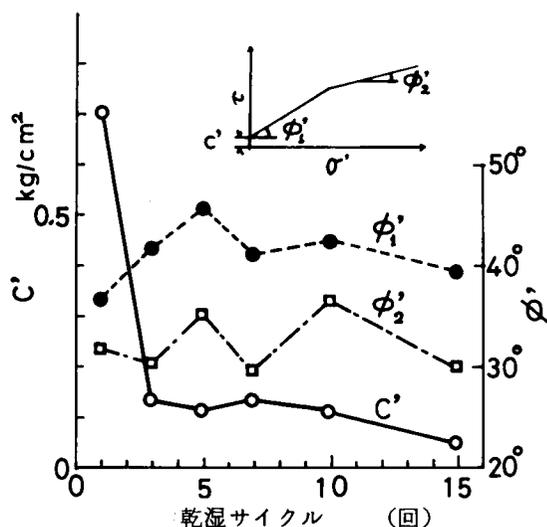


図-5.27 乾湿サイクルの増加に伴う強度定数の変化

とは、乾湿を受けてれき状化した泥岩がその後さらに軟弱化や化学的風化を受けて細粒化した風化表層部（深度 30～50 cm を対象）でさえ、その強度は練返し状態まで軟弱化していないことを示唆している。

ところで、図-5.21(b)の乾湿15サイクル供試体では軸ひずみ13%以上にわたって応力～ひずみ関係が示され、低側圧でのひずみ硬化に伴った一定応力、あるいはそれより大きな側圧でのひずみ軟化に伴った一定応力が求められている。いま、これらに

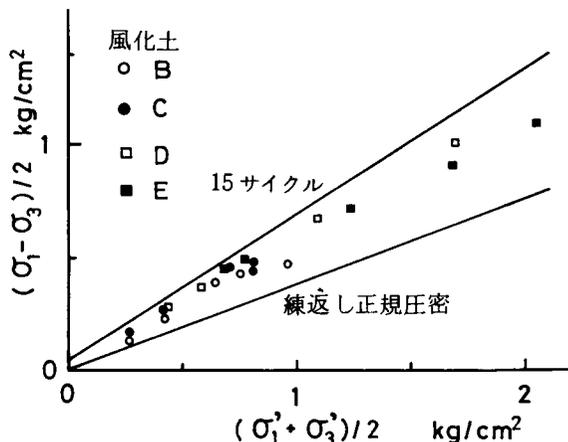


図-5.28 風化土のせん断試験結果

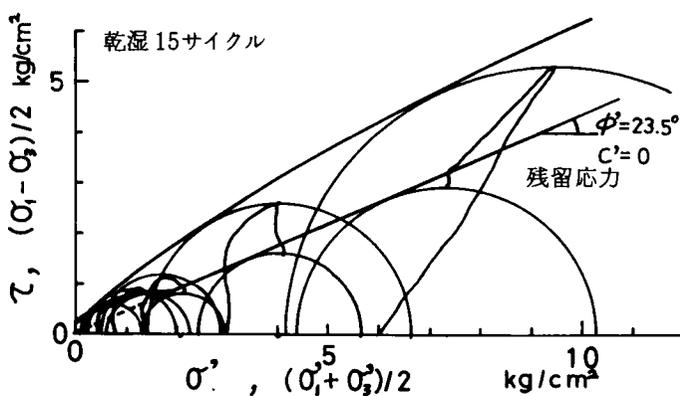


図-5.29 乾湿15サイクル供試体の有効応力径路と残留応力

対して最大ひずみまでの有効応力径路を圧密圧力ごとに示したのが図-5.29である。そして、この図では最大応力と残留応力に対するモールの応力円を描き、それぞれに対する包絡線が示されている。最大応力に対する包絡線は先に述べたとおりであるが、残留応力の包絡線は $\sigma'_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$ 付近を境として低側圧領域での非線形、それ以上の側圧領域での原点を通る直線関係とからなり、過圧密粘土に対する過圧密領域から正規圧密領域にまたがる破壊包絡線と類似した形にある。しかしながら、低側圧領域での非線形は、先述したように、れき状塊としての挙動に反映されたものである。そこで、 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の圧密圧力に対する包絡線に注目すると、その強度定数は $c' = 0$ 、 $\phi' = 23.5^\circ$ にあって、練返し正規圧密試料とほぼ一致している。従って、乾湿作用を受けてある程度軟弱化した泥岩は、さらに外力的作用による変形でひずみ軟化を受けてはじめて、その強度が十分に攪乱を与えたのと同程度に減少することが推察できる。

以上のせん断試験の結果から、乾湿作用が泥岩の強度低下を著しく促進させる要因となりうることは明らかである。実際の切取斜面あるいは自然斜面においては、この乾湿作用と併せて化学的風化作用が並行し、さらに局部的なひずみ軟化領域が徐々に拡大していく進行性破壊の影響を受けて、最終的には練返し正規圧密試料の状態までその強度は減少するものと推察される。

5.5. 結語

本章においては、泥質岩の強度低下の要因として乾湿風化を取り上げ、未風化泥岩に乾湿を繰返し作用させた場合のコンシステンシー変化、強度の減少及びせん断特性の変化を室内実験に基づいて定性的に把握するとともに、その結果と原位置風化土に対する結果を比較検討した。この実験的研究から得られた成果をまとめると、次のようになる。

(1) 乾湿 1 サイクルに限定して乾燥度合を種々変化させた場合、液性限界は乾燥含水比が低いほど減少する傾向にある。同様に、スレーキングも激しくなり、それに対応して強度が著しく減少し、自然含水比より 2～3% の含水比が減少しただけで、水浸強度は初期強度の 65%、また乾燥含水比が 4% の供試体ではその強度は 20% にも減少する。

(2) 続成作用による泥岩の結合力は乾湿作用によって破壊されるが、その破壊程度は乾燥含水比が低いほど著しい。しかも、この結合力の破壊は粘着力成分 c' の減少をもたらすものである。しかしながら、含水比 4% まで乾燥させた水浸供試体の強度定数は $c' = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 34^\circ$ と比較的大きく、乾湿 1 サイクルだけでは十分に軟弱化していない。

(3) 乾燥含水比を定めて乾湿サイクルを増大させた場合、液性限界は第 1 回目の乾燥で減少するが、乾湿サイクルの増加とともに 8 サイクルまで増加し、それ以降の乾湿サイクルにおいては再び減少する傾向にある。すなわち、実験供試体である島尻層泥岩は風化によりその液性限界が減少するという特性を示している。

(4) 乾湿サイクルに伴うスレーキング特性は乾燥法、拘束条件などに影響を受けるが、特に拘束力の大きさの影響が著しく、それがゆるい条件では容易に細粒化するが、拘束力の増大に伴ってクラックで分離されたれき状塊の程度になる。

(5) 乾湿供試体の強度は飽和含水比と一義的な関係にあるが、それらの関係はスレーキングによる供試体の分離程度に応じて勾配を異にしている。

(6) 乾湿供試体の CU 試験では、低側圧領域においてはれき状にある塊が粒状体のように挙動して、応力～ひずみ関係にピークが現れないが、拘束圧力の増大に伴って塊そのものがせん断されて応力～ひずみ関係にピークが生ずる。その結果、破壊包絡性は非線形となる。

(7) 強度定数 c' 、 ϕ' は乾湿サイクルの増加とともに減少する傾向にある。しかしながら、乾湿 15 サイクル供試体に対する強度定数は $c' = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 39.5^\circ$ で、この値は繰返し正規圧密試料に対する $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ よりも大きな値である。

(8) また、風化土の強度定数 c' 、 ϕ' は乾湿 15 サイクル供試体と繰返し正規圧密試料に対する間にある。

(9) 乾湿サイクルを受けた供試体の残留応力に対する強度定数は $c' = 0$ 、 $\phi' = 23.5^\circ$ で、これは繰返し正規圧密試料にほぼ等しい。

(10) 従って、乾湿作用は強度の減少を著しく促進させる主要因となり、これに並行して長期間にわたる化学的風化作用や軟弱化が進行するであろうが、外力によってもたらされるせん断ひずみに伴った軟化を伴わなければ、繰返し正規圧密試料の状態にまでその強度は減少することはないといえそうである。

参 考 文 献

- 1) 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，琉球大学農学部学術報告，Vol. 25, pp. 307～323, 1978.
- 2) 小宮康明・新城俊也：乾湿繰返しによる島尻層泥岩における2，3の物理的性質の変化，琉球大学農学部学術報告，Vol. 25, pp. 295～305, 1978.
- 3) 篠木嶺二・奥園誠之：斜面安定の問題・安定計算における理論と実際，土と基礎，Vol. 21, No 11, pp. 47～52, 1973.
- 4) 松尾新一郎監訳：風化・その理論と実態，ラティス，pp. 27～31, 1971.
- 5) 星埜和・他訳：テルツァギ・ペック土質力学基礎編，丸善，pp. 126, 1969.
- 6) 仲野良紀：第三紀地すべり母岩（泥岩）の軟弱化と物性の変化について，農業土木試験所報告，第4号，pp. 143～169, 1966.
- 7) 土壤物理性測定法委員会編：土壤物理性測定法，養賢堂，pp. 59～64, 1972.
- 8) 山崎不二夫監修：土壤物理，養賢堂，pp. 77～83, 1969.
- 9) 山崎不二夫・竹中肇：風乾がアッターベルグ限界に及ぼす影響，農業土木学会論文集，第14巻，pp. 46～48, 1965.
- 10) 大屋一弘・他：ジャーガルとその母材に関する研究（第2報），琉球大学農学部学術報告，第23号，pp. 165～176, 1976.
- 11) Bjerrum, L. : Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. of ASCE, Vol. 93, No SM 5, pp. 3～49, 1967.
- 12) 土質工学会編：日本の特殊土，土質工学会，pp. 325～327, 1974.
- 13) Morgenstern, N. R. and Eigenbrod, K. D. : Classification of argillaceous soils and rocks, Proc. of ASCE, Vol. 100, No GT 10, pp. 1137～1156, 1974.
- 14) Hansbo, S. : A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test, Royal Swedish Geotechnical Institute Proc. 14, 1957.
- 15) 高山昌照：有明粘土のこね返し強さについて，農業土木学会誌，Vol. 39, No 7 pp. 25～30, 1971.
- 16) Marsland, A. : The shear strength of stiff fissured clays. Proc. of the Rosco Memorial Symposium, pp. 59～68, 1971.

第6章 島尻層泥岩地帯における斜面安定

6.1 概 説

我が国の地すべりは、その70%以上が第三紀層地すべりに分類されているように、第三紀泥岩層は地すべり頻発地として知られている。一般に、地すべりの発生の原因として地質、地形、降雨、地下水、人為的作用などが挙げられるが、第三紀泥岩層に地すべりが集中して発生する原因としては、生成時代が新しく、固結度が低いために風化により容易に粘土化する岩質であること、断層・破碎帯などの地質構造的欠陥などの要因が考えられている。従って、地すべり防止工事等を行うには対象とする地すべりの素因と誘因が明らかにされるべきである。このことは本章で対象とする島尻層泥岩斜面における崩壊・地すべりに対しても考慮されるべきことであるが、その調査・研究は未だ十分な成果が得られていないように思われる。一方、我が国における地すべり対策工を目的とした安定解析には、すべり面のつり合いから逆算した強度定数 c 、 ϕ が用いられているのに対して、ヨーロッパにおける第三紀層固結粘土ではひずみ軟化を考慮した強度定数に基づいて斜面破壊に対する安定解析が行われている。

そこで、地すべりの発生には多くの素因と誘因が考えられるが、本章においては泥岩が乾湿作用により容易に軟弱化するという素因に立脚して、島尻層泥岩斜面の安定性について検討するとともに、斜面安定解析に対して泥岩の完全軟弱化状態での強度定数の適用を試みる。すなわち、最初に粘性土斜面における崩壊・地すべりの形態と我が国における地すべり対策工上の安定解析を略述する。続いて、本章で対象とする島尻層の地質について概略する。その際、島尻層泥岩を新里層と与那原層に区別している。そして、まず与那原層泥岩の斜面安定を、前章で明らかにした乾湿作用による軟弱化現象に基づいて検討する。次いで、新里層で発生した地すべりの一事例について、新里粘土の力学特性を明らかにするとともに、そのすべりに対して考察を行っている。

6.2 地すべりの形態と斜面安定解析

6.2.1 粘土斜面における崩壊・地すべりの形態

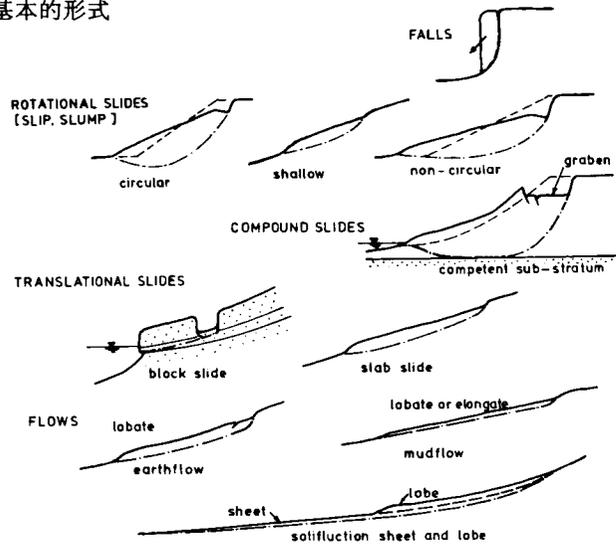
地すべりの分類には、地質的要因、地すべりの構造、移動形式あるいは地形発達史的な見方など、それぞれに基づく諸説がある。

SkemptonとHutchinson¹⁾は、一般にいう地すべりとは主にせん断破壊によって土塊あるいは岩塊が斜面に沿って下方に移動する現象として定義し、粘土斜面における地すべりの形態を図-6.1(a)、(b)のようにまとめている。図(a)のグループは単一のすべり面からなり、その判別は容易で、基本的な形態として分類されるものである。他方、図(b)のグループは、図(a)の基本的な形態がいくつか組合わさった場合の代表例である。これらについて略述すると、次のようになる。²⁾

基本的な形態

1. 崩壊
2. 回転すべり a) 円弧すべり b) 浅いすべり c) 非円弧すべり
3. 複合すべり（円形と平面の組合わせ）

(a) 基本的形式



(b) 基本的形式の組合せ

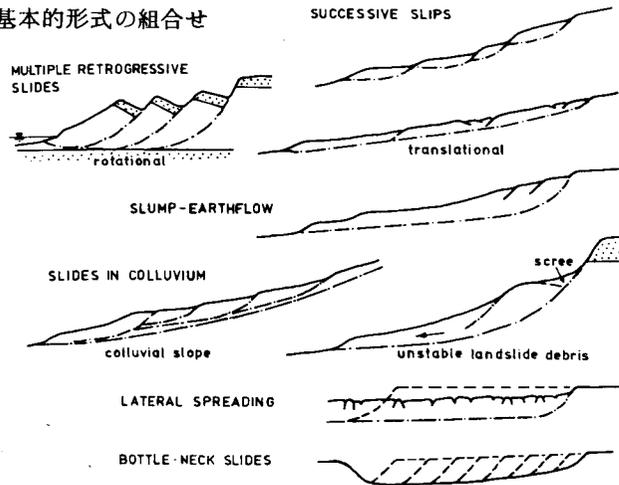


図-6.1 粘土斜面における地すべり・崩壊の形態
(Skempton and Hutchinsonによる)

4. 平面すべり (a) 地塊すべり (b) 板状すべり

5. 流動 (a) 土石流 (b) 泥流 (c) ソリィフラクションによる薄層すべり

基本的形態の組合わせによる複合形態

1) 連続的すべり 個々の浅い回転すべりの集合

2) 多段的退行性すべり 1個のすべりがつぎつぎと退行的に発達して生ずる地すべりであって、回転すべりと平面すべりとがある。

3) 崩落 土石流 回転すべりと裂状型泥流の中間移向型で普通よくみられる形式

4) 岩屑層すべり a) 岩屑層地すべり b) 崖錐地すべり

5) 拡大すべり ゆるい粘土斜面にみられる急激な後退性の地すべり

6) クイック粘土のすべり 後退性複合回転すべりで、すべった形がびん状となる。

図-6.1の地すべりの形態はその大部分が水河粘土あるいはロンドン粘土を対象としたものであるが、これまで述べたように、ヨーロッパにおける第三紀層の泥質岩は我が国の第三紀層よりも固結度が低いといわれている。従って、地質条件が相違していることから、地すべりの分類はわが国におけるそれとは異なっている。

我が国における地すべり分類法は種々提案されているが、地すべりの発生・分布がある一定の地域に集中していることに注目した分類に、第三紀層地すべり、破砕帯地すべり、温泉地すべりに区分する方法がある。第三紀層地すべりは第三紀層地域に発生した地すべりを総称するもので、我が国における地すべりの70%以上が第三紀層地域に発生している。その原因として、生成時代が新しく、固結度が不十分のために、一般に風化に対する抵抗力が小さく、粘土化し易い岩質であること、並びに地質構造的な素因が強く影響していることなどが挙げられている。しかし、第三紀層の地すべりの移動土塊の地質構成は、風化岩または岩盤のすべりが全体の31%強で、残りの69%弱が崩積土層のすべりであるといわれ、第三紀層すべりといっても、第三紀層の基岩そのものが滑っているものよりも、むしろ崩積土層が滑っているのがはるかに多いのが実態のようである。³⁾

6.2.2 斜面安定解析の方法⁴⁾

粘土斜面における地すべりの形態は複雑であるから、土質工学的な安定解析法を適用することは容易でない。ここでは、我が国における地すべり対策工のための安定解析法について概略する。

安定解析が実用的に最も多く使われるのは、斜面が崩壊するとか、あるいは地すべりの動きが明らかで、復旧工または対策工を計画する場合に工法の効果を試算する場合である。従って、安定解析は自然斜面の崩壊の予知などの手段としては用いられず、地すべりの危険性のある斜面または、すでにすべりの発生しつつある斜面に適用されることになる。このような斜面ではすべり面が調査によって推定できる場合が多いから、すべり面を円弧と仮定して、安定解析の方法は分割法によって行われている。それには簡便法とBishop法とがあるが、簡便法は実用的な安定解析法として最も多く使われている。

簡便法は図-6.2において

$$F_s = \frac{\sum s \cdot l}{\sum W \cdot \sin \theta} = \frac{\sum \{ c' l + (W \cos \theta - u l) \tan \phi' \}}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (6.1)$$

で示される。ここに、 F_s ：安全率、 W ：単位幅当りの分割片の重力による応力 (t/m)、 l ：分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)、 θ ：分割片とすべり面の傾斜角 (度)、 u ：すべり面の単位面積当りの間隙水圧 (t/m²)、 s ：単位面積当りのせん断強さ (t/m²)、 c' ：土の粘着力 (t/m²)、 ϕ' ：土の内部摩擦角である。

Bishop 法は

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \left[\sum \left\{ c' b + \tan \phi' (W - u b) \right\} \frac{1}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi \sin \alpha}{F_s}} \right] \quad (6.2)$$

で示される。ここに、 b ：分割片の幅。

を形成し、広く分布している。表-6.3は沖縄の地質構造区分と地質層序を示したもので、表中、石垣累帯は本部累帯の北側に位置し、古期岩帯に属する。

沖縄の地質の研究は、半沢⁶⁾以来多くの調査研究がなされている。小西⁵⁾によると、島尻層群は浅海ないし半深海相の純海成中新—鮮新統の砂岩・泥岩の厚相で、現在はbox-fold型の褶曲変形をなしているといわれている。島尻層群を主体とした沖縄本島中南部地域の地質層序は、半沢⁶⁾、MacNeil⁷⁾、牧野・樋口⁸⁾、福田・影山⁹⁾によって区分が試みられた。そのうち、牧野ら及び福田らの報告は沖縄天然ガス調査としての成果であるが、

その調査はその後にも継続され、詳細な地表並びに試錐調査に基づきこれまでの層序を修正し、地質の特徴と構造を明らかにしている。ここでは、この調査報告¹⁰⁾に基づいて島尻層群の層序、地質、地質構造を概略する。

沖縄本島中南部地域の地質層序の大要はMacNeilによる層序を修正し、図-6.5に示すように、知念砂層を含めて琉球石灰岩と島尻層群とは互に不整合をなし、島尻層群は上位から新里層、与那原層、那覇層に区分され、それらは互に整合をなしている。さらに、そのうちの与那原層は、その岩質から上・中・下の3部層に細区分されている。これら島尻層群の地質の層厚と特徴が表-6.4に、中南部地域の地質図が図-6.6に示されている。

この地質図にみられる大規模な地質構造線は天願断層で、この断層を境として南側に島尻層群が分布している。この断層は北谷村砂辺に始まり、ほぼ南西—北東に走って、具志川市宇堅の天願川下流方向にのび、北落ちの正断層と推定されている。

天願断層に次ぐ大規模な地質構造線は、那覇市泊港から安里、松川、南風原村新川を経て与那原町与那原に至る北西西—南東東の走向を持った首里断層である。この断層は、西半部では北落ち、東半部では南落ちで、北側が南側に対して大きく東方にずれている。さらに、那覇市松川付近の東方にはほぼ東西



図-6.4 沖縄本島の带状構造 (小西による)

表-6.3 沖縄の地質構造区分と地質層序表

帯(市)時代	石垣	本部	国頭	島尻
	20~35km	25~45km	20km	60~75km
新紀 生第 三 代 紀	隆起サンゴ礁			
	琉球石灰岩		牧港石灰岩 読谷石灰岩 那覇石灰岩	
	名蔵礫層	仲尾次砂岩	国頭礫層	知念砂岩
	鮮新世			島尻層群
	中新世	八重山層群 オモト花崗岩		
	漸新世			嘉陽層
	始新世	宮良層		
	中新世			
	白亜紀		諸見層	大野・嘉陽層
	中生代		今帰仁層	名護層
古生代		本部半島の古生層		
	ツムル層			

方向に走る副断層が認められている。

首里断層より南側の地域の地質構造は南東方向に傾斜する単斜構造を基調とした単調なものであるが、階段断層群を構成する小断層の発達が顕著なところがある。

一方、首里断層より北側の地域における地質構造はかなり複雑であるが、大局的には南東東方向に緩斜する単斜構造である。しかし、浦添市牧港付近から首里にかけては、南に沈む顕著な半ドーム構造があり、その周囲には複雑な

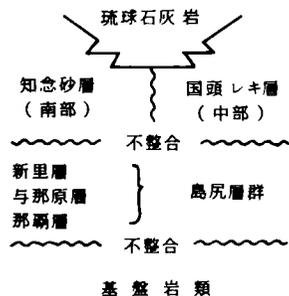


図-6.5 中南部地域の層序

表-6.4 島尻層群の地質の特徴 (福田らによる)

地層名	層厚	特 徴
新里層	250 m	<ol style="list-style-type: none"> 1. 与那原層の上に整合に重なる。 2. 琉球石灰岩を主とする第四系におわれている。 3. 基底部が砂岩を主にそれより上位が粘土岩を主にした互層である。 4. 基底部には磨砂凝灰岩を2～3枚挟むほか、軽石の円礫を多量に含む細～中粒砂岩がある。 5. 本層の主体をなすのは基底部の上に重なる帯緑灰色粘土岩を主とし砂岩を従とする互層で、この部分の上部にも凝灰岩が挟まれており、まだ中部および上部に貝化石が多産することがある。
与那原層	全体	<ol style="list-style-type: none"> 1. 島尻層群の主体をなすものでその分布も広い。 2. 本層は主として帯緑あるいは帯青灰色の粘土岩からなる。
	上層部	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本部層の下限は厚さ4～5mの微細粒砂岩の始まることとした。 2. 本部層の上位と下位には厚さ20～30cmの磨砂凝灰岩および安山岩質結晶凝灰岩がある。 3. 本部層は下位の中、下部層に比べて貝化石が多い。
	中部層	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本部層は主として散在する浮石片に富む粘土岩からなる。 2. 全層にわたって凝灰岩の薄層を夾有するが上半部のものは安山岩質、また下半分のものは石英安山岩類である。
	下部層	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本部層の最上位には含貝化石細粒砂岩があり与那原層中の良好な鍵層となっている。 2. この砂岩は風化すると黄褐色となり、とくに厚く発達する付近では小緑砂岩に似ているが貝化石が含まれていること、および重鉱物組成が異なることから両者を区別することができる。 3. 上記砂岩の下に本部層の主体をなす粘土岩があり中位には厚さ数10cm以下の細～中粒砂岩と凝灰岩の薄層を夾有する。
那覇層	1,150 m	<ol style="list-style-type: none"> 1. 層厚約1,150mの厚い地層で地表には最上部の65mほどしか露出していない。そのうち60mは小緑砂岩として知られている砂質岩層である。 2. 小緑砂岩は主として帯緑灰色の粘土、シルト質微細粒～細粒砂岩からなる。 3. 地表において小緑砂岩以下の那覇層がみられるのは那覇市小緑付近と豊見城村我那覇付近だけであり、両地域とも5m前後の帯緑灰色の粘土岩がわずかに頭部を現わしているだけである。

小褶曲のくり返しが見られる。また、中城湾では南東方向に島尻層群下の基盤の高まりが認められている。

6.3.2 地盤特性

図-6.6及び表-6.4から明らかなように、島尻層群の主体をなすものは与那原層であり、これが地表面に露出して分布し、その層厚は900mにも及ぶといわれている。与那原層は主として帯緑あるいは帯青灰色の泥岩からなり、砂岩、凝灰岩の薄層を挟有している。新里層は南部の知念村から具志頭村にかけて与那原層の上に整合に重なって分布している。その層厚は約250mで、帯緑灰色粘土岩を主とし、砂岩を従とする互層をなし、上部では凝灰岩を挟んでいる。那覇層は、その大部分が地下にだけ発達していて、わずかに最上部の砂岩が局所的に露出しているのみである。これらの島尻層は部分的に、琉球石灰岩を主とする第四系の堆積物でおおわれている。

以上の島尻層分布から、土質力学的に対象となるのは主に与那原層であるが、新里層においても地すべり・崩壊が多発する傾向にある。そこで両層を対象として、それらの地盤の特性について概観する。

第三紀層は、地質時代全体からみれば、その生成が新しく、固結度が低い。島尻層は中新統から鮮新統に堆積した半固結～未固結状態の堆積物で、比較的軟弱な泥岩を主体としている。島尻層は10°内外の緩傾で分布しているが、堆積後の変動により大小、多くの断層がみられ、さらに褶曲構造、層内褶曲なども認められ、複雑な地殻変動を受けたようである。このような地質構造上の欠陥と最近の人工的な地形の改変とに反映されて、与那原層あるいは新里層の斜面においては地すべり・崩壊が豪雨の際に多発する傾向にある。このような地盤災害と関連づけて、島尻層の地盤特性に関する調査がいくつかなされている。

露木¹¹⁾は、島尻層における地すべり・崩壊の地質学的要因を次のように述べている。島尻層の削斜面はほぼ水平で、この上位に琉球石灰岩が不整合にのっているが、この石灰岩自体、溶洞が多く、かつその下部は砂質になっているので、降雨は表層土を浸透して琉球石灰岩中に入る。不整合面は比較的小起伏に富み、緩傾斜をなしているので、浸透した水は琉球石灰岩の下部及び島尻層との境界に滞留することになる。滞留した地下水は局所的に存在している断層、褶曲に沿って浸透し、地層の乱れや割れ目の発達をうながし、また島尻層泥岩が透水性の砂岩と互層をなしていることも原因して、地層縁辺部における斜面のすべり・崩壊がもたらされると説明している。また、琉球石灰岩はその直下の軟弱化した島尻層に対して外力として作用するから、不安定化した斜面の崩壊を助長させるとし、比較的軟弱な泥岩を主体としているので、本州における第三紀層地すべりと同じ形態にあると述べている。

一方、上原¹²⁾は島尻層における地すべり・崩壊の調査をすすめて、地質構造および地形との関連性を明らかにしている。すべり・崩壊が発生している斜面は約10°～15°程度の緩傾斜をなし、その分布地域は次のように区分できるとしている。

- 1) 玉城村北部——知念村——佐敷村——与那原町東南部
- 2) 糸満市北部——玉城村西部——東風平村——大里村——与那原西南部
- 3) 東風平村——豊見城村——南風原村南部
- 4) 那覇市東部及び北部（首里近郊）——南風原村北部——西原町——中城村——宜野湾市東部——

北中城村 — 旧美里村東部 — 具志川市東部

以上のように、地すべり・崩壊などの地盤災害は地形・地質上の諸要素に影響されるので、地形、地質構造、土質、地下水などの素因および誘因と関連させて詳細な土木地質的調査・研究が必要となる。

6.4 与那原層泥岩における斜面安定¹³⁾

6.4.1 序

島尻層群の分布から明らかなように、主体をなすのは与那原層であり、土質工学上種々の問題がある。一方、分布地域は限定されているが、新里層でも地すべり・崩壊が多発する傾向にある。本章では与那原層と新里層における斜面を対象として、それら岩質の力学的特性に基づいて斜面安定上の問題点の現状とその対策に関するいくつかの検討と考察を行うものである。与那原層泥岩の力学的性質はこれまで詳しく述べたところであり、他方新里層については次節で与那原層と対比させながらその特性を明らかにする。

上原¹⁴⁾は、島尻層における地すべり・崩壊が第三紀層地すべりに分類できるとし、さらに崩壊型地すべり、斜面崩壊及び泥流（土石流）の3つの形態に分けている。これらは主に風化層に発生するものであるが、未風化泥岩層の切土のり面においても侵食あるいは軟弱化に伴った崩壊が顕著である。

6.4.2 未風化泥岩層切土のり面における侵食と崩壊

道路の新設や土地造成に伴って泥岩層地山での大規模な切り取りが行われるようになり、急傾斜のり面が形成されている。例えば、泥岩層を対象として、1971年に行った29箇所での切土のり面調査¹⁵⁾によると、29箇所で切土高が10m以上、最高30mで、そのうち20箇所ではのり面勾配が45°以上で、多くは60°前後の勾配を形成していた。しかも、これらのり面の大半は何ら保護工が施されず、大気にさらされたままであった。その後の詳しい調査は行っていないが、切土規模は大きくなる傾向にあり、それに対応して、のり面に対する保護も施されているようである。

のり面が大気にさらされると、泥岩は乾燥と降雨による乾湿作用を繰返し受け、スレーキング現象を伴って細片化、細粒化する。泥岩層は不透水層とみなすことができるので、降雨は表流水となって斜面を流去するから、乾湿作用により結合力を失って細粒化した表層部は容易に流失される。さらに、表流水が集中するところでは水みちが形成されて、写真-6.1に示すように、ガリ侵食を受けて斜面崩壊の原因となっている。

一方、表流水が流去しない場合でも、切土による応力解放に伴って潜在的なクラックがひらき、そのクラック面に沿って乾湿作用が斜面内部にまで進行し、それに伴って表層部分は逐次剝離・滑落して崖錐を形成している。特に、応力解放に伴うクラックに沿った軟弱化は、のり面深く、泥岩をブロック状に分離



写真-6.1 降雨表面水によるのり面の侵食

させるので、その斜面は泥岩ブロックによる石積状態になっているから、数年放置した後に再度切土工事を行う場合には崩壊を生ずる危険性があり、施工法には十分注意が必要である。

このように斜面は、侵食、剝離、滑落を繰返して徐々に後退するので、斜面保護工を施す必要がある。保護工としては、擁壁、石張工（間知ブロックあるいは石材）、コンクリートブロック砕工、モルタル吹付工などの構造物による方法、または植生工による方法が単独に、あるいはそれらの組合わせで行われている。規模の小さいのり面に対しては、主に構造物による保護工が用いられ、他方造成地にみられる規模の大きなのり面ではのり尻付近で擁壁工が一部施されているが、大部分ののり面は植生工で保護されている。しかし、植生の根付きが悪く、また根付いても、根は乾湿作用に加えて泥岩をloosening化するので、急勾配斜面では植生もともシート状に滑落する場合が多い¹⁶⁾。そこで、植生工の効果を期待するためにはのり面勾配を緩くすることが必要である。いうまでもなく、表流水の排水処理が最も重要であり、その対策を常に留意することが必要である。

6.4.3 風化泥岩層斜面のすべり・崩壊

(1) 泥流状表層すべり

豪雨の際、自然斜面の表層部分が数十mから数百mの長さわたって泥流状に流れ落ちる場合がある。その流動速度は数m/secのオーダと考えられることから、この崩壊は、現象的には泥流（mud flow）としてよりも土石流（earth flow）に分類されるようである¹⁶⁾。しかも、崩壊後の斜面には全長にわたって比較的新鮮な泥岩が露出している。このような崩壊が発生する斜面での風化層の層厚は1～2mで、著しい乾湿風化を受けている上に、ススキ、カヤなどの繁茂によりloosening化が著しく、その下の固結層とは一線を画し、水を含むと液性指数が増加し、表層は流動し易い状態にあると考えられる。しかも、崩壊を生じた斜面の上部には土地造成などの排土で盛土が形成されている場合が多く、豪雨の際、この盛土の崩壊流動が引き金となり、流動し易い状態にある風化層を上部から次々に流動させるものと考えられる。この現象は運動式として表現されるべきであろうが、風化層の崩壊厚さが斜面長に比べて小さいので、図-6.7に示すように、無限長斜面の単位長さの静的つり合いを考える。浸透水位を地表面に一致させ、せん断応力を $\tau = cu$ とし、安定であるためには、

$$cu \geq rz \sin \beta \cos \beta \quad (6.3)$$

となる。ここに、 z ：風化層厚、 β ：斜面の傾斜、 r ：風化層の単位体積重量、 cu ：風化層のせん断強さである。いま、 $r = 1.8 \text{ t/m}^3$ として、 $\beta = 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ に対する cu と z の関係を示すと図-6.8となる。前章で示したように、風化層に対するUU試験では深さ方向への cu の変化は調べていないが、深度50cmの試料に対して $cu = 0.5 \sim 9.0 \text{ t/m}^2$ に分布しており、それに基づく、 $\beta = 20^\circ$ 以下では安定状態にあるといえる。しかしながら、勾配が急になると崩壊の発生が予想され、また勾配が急でなくとも斜面上部に引き金となる原因が存在すれば、これによってもたらされる外力 P により、つり合いは一瞬にして

$$cu < rz \sin \beta \cos \beta + \tau_0 (P) \quad (6.4)$$

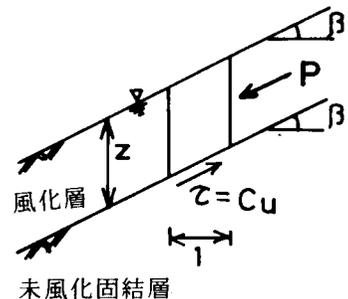


図-6.7 泥流状破壊の機構

ここに、 $\tau_0(P)$ ：外力 P によるせん断応力,となることは十分考えられることであり、土石流状の斜面崩壊の発生の可能性を常にはらんでいるといえよう。従って、斜面への捨土をさけ、表流水の処理が不可欠である。

(2) 地すべり・崩壊

与那原層の自然斜面では多くの地すべり・崩壊が発生している。そのうち、地すべり防止指定区域の斜面、あるいは道路が設置されている斜面においては、地すべり防止対策を目的として地質調査、すべり面調査、地下水調査などが行われ、その対策工が検討され、一部の地域ではその結果に基づいて防止対策工事が施工されている。対策工事が実施された地域には、地すべり防止区域に指定されている北中城村の安谷屋地すべりと喜舎場地すべりとがある。一方、防止区域に指定されていないが、道路を含めた斜面の破壊例として、北中城村の仲順地区と熱田地区、中城村の奥間地区と添石地区、沖縄市の高原地区などが挙げられる。これらの地域の斜面では地質調査、すべり面調査、地下水等の調査がなされ、6.2.2に示したような安定解析に基づいて対策工が提案されている¹⁷⁾。

これらの報告書によると、すべり斜面のボーリング調査に基づく土質構成は、多くの場合上位より、崩積土（泥岩を起源とする二次堆積物）と残積風化層、攪乱粘土層（すべりにより泥岩が攪乱されてできた粘土層）、強風化層（風化を受けているが岩組織を残留）、新鮮泥岩層の順序である。崩積土（残積風化層を含む）と攪乱粘土層が移動土塊、強風化層が準移動土塊、新鮮泥岩が不動岩であるとみなしている。すべり面は崩積土層または攪乱粘土層に形成されている場合が多く、ごくまれに強風化層の下面に形成されるようであるが、すべり面の深さは10m以内であって、その大半は崩積土でしめられている。従って、過去に何らかの状態で乾湿作用を受けて軟弱化した層に沿って、すべりが発生していると考えられる。

このようなすべり面に対して円弧を仮定し、6.2.2に示した安定解析から推定された強度定数は $c = 0.5 \sim 1.1 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 4 \sim 10^\circ$ である。この c, ϕ 値はすべり面に沿った平均せん断強度定数で、防止対策工の設計のために安定解析を行う立場からは合理的な経験的推定値である。

一方、これらのすべりは集中豪雨に伴って発生し、かつその安定は地下水位の変動に左右されるので、水の影響が作用する長期安定問題とみなし、有効応力による安定解析が適当である。従って、通常適用されているすべり発生の予測のための長期安定に対する安定解析には、有効応力に基づく強度定数 $c' = 0$ 、 $\phi' > 0$ が用いられる。泥岩の完全軟弱化した状態での強度定数は、前章において明らかにしたように、高含水比で繰返して正規圧密した試料に対する値 $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ である。Skempton¹⁸⁾によると、風化ロンドン粘土の切土斜面に対する安定解析を行うに際して、室内試験に基づく最も妥当な強度定数は、そのすべりが切取後長期間経過した後に初めて発生する場合には繰返して正規圧密した試料の強度定数（ロンドン粘土 $c' = 0$ 、 $\phi' = 20^\circ$ ）であり、他方過去にすべり面が形成されている斜面では大変位を与えて達成される残留強度（ $c' = 0$ 、 $\phi'_r = 13^\circ$ ）であるとされている。

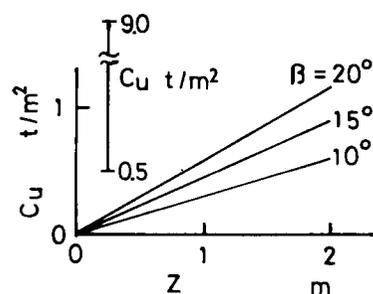


図-6.8 無限長斜面の安定に必要な強度と風化層厚の関係

そこで、上述の与那原層泥岩斜面における破壊例に対して報告書に示された現状地下水位とすべり面に対する安定解析を、繰返して正規圧密した強度定数 $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ を用いて、次の条件で行う。

- ① $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ のときの安全率 (F. S)
- ② F. S = 1 及び $c' = 0$ としたときの ϕ' の逆算値
- ③ F. S = 1 及び $\phi' = 23^\circ$ としたときの c' の逆算値

この結果をまとめて示したのが表-6.5である。 $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ として安定解析を行うと、これ

表-6.5 安全率 (F. S) と逆算強度定数 (与那原層)

グループ	地すべり	安全率 $c' = 0, \phi' = 23^\circ$	ϕ' の逆算 F. S = 1, $c' = 0$	c' の逆算 F. S = 1, $\phi' = 23^\circ$
I	安谷屋	1.63	14.6°	
	喜舎場	1.85	13.1°	
	添石	1.69	14.2°	
II	仲順	0.91	24.9°	0.02 kg/cm ²
	熱田	0.78	28.4°	0.04
	奥間	0.83	27.0°	0.09
	高原	0.79	28.0°	0.03

らのすべりは、安全率が $F.S > 1$ である I グループ：安谷屋、喜舎場、添石と、安全率が $F.S < 1$ である II グループ：仲順、熱田、奥間、高原の 2 グループに分けられる。それぞれのグループに対して逆に、 $F.S = 1$ 、 $c' = 0$ として ϕ' を逆算した場合、I グループでは $\phi' = 13.7^\circ \sim 14.6^\circ$ 、II グループでは $\phi' = 24.9^\circ \sim 28.4^\circ$ にある。また、II グループに対して $F.S = 1$ 、 $\phi' = 23^\circ$ として c' を逆算した場合には、 $c' = 0.02 \sim 0.09 \text{ kg/cm}^2$ が得られる。ここに、 $F.S = 1$ 、 $c' = 0$ のときの I グループに対する逆算値 $\phi' = 13.1^\circ \sim 14.6^\circ$ は、繰返し正規圧密試料に対する $\phi' = 23^\circ$ よりも小さな値となっている。一方、II グループに対して $F.S = 1$ としたときの強度定数の組合せ、 $c' = 0$ 、 $\phi' = 24.9^\circ \sim 28.4^\circ$ 、あるいは $c' = 0.02 \sim 0.09 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ は、前章の図-5.28 に示したように、乾湿15サイクル供試体と繰返し正規圧密供試体に対する値の間であって、しかも風化表層土に対する強度定数とはほぼ一致した値にある。

与那原層泥岩に対して大変位を与えて達成される極限の残留強度は求めていないので、上述の Skempton による風化ロンドン粘土の斜面安定に関する研究に準拠すると、 $c' = 0$ としたときの I グループのすべりに対する強度定数 $\phi' = 13.1^\circ \sim 14.6^\circ$ が残留強度に対応しており、このすべりは過去に残留強度に達するだけの変位を受けているが、他方 II グループに対する $\phi' = 24.9^\circ \sim 28.4^\circ$ は、軟弱化が進行して、はじめてすべりが発生したときの平均強度定数に対応しているものと考えられる。

ところで、我が国における第三紀層地すべりにおいてはその地層が均一でない場合が多く、室内試験結果を直ちに安定解析に適用することはできないといわれ、従って既存のすべりに対して安全率を 1 として逆算された強度定数が用られ、この値は地すべり対策工の設計の立場からは合理的であり、かつ現時点ではそれに代わる設計値はないように思われる。しかしながら、この手法は、 c 、

ϕ がそれぞれ明確にされなければ、風化層での切土斜面に対する長期安定を予測する安定解析が行えないことになる。そこで、上述の風化ロンドン粘土の場合と同様な有効応力解析が適用可能かを調べるために、すべりの兆候がある与那原層泥岩斜面に対して強度定数 $c'=0$ 、 $\phi'=23^\circ$ を用いた安定解析を試みる。

この斜面の地形と推定すべり面が図-6.9に示されているが、これは北中城村安谷屋地内において、表-6.3に示した安谷屋地すべり斜面よりも上方に位置した斜面である（既存の地すべりは頭部に道路があるが、この斜面はその道路よりも上に位置している¹⁹⁾）。既存の地すべりに対して防止工が施工され、その効果を確認する

ために計器類観測を行った結果、この斜面において新たなすべりの兆候が確かめられている。図に示してある地下水位とすべり面に対して $c'=0$ 、 $\phi'=23^\circ$ を用いて、簡便法に基づき安定解析を行うと、その結果は $F.S=1.2$ となり、安定しているが、地下水位を地表面近くまで上昇させると、 $F.S \leq 1$ となり、地下水位の変動によりすべりが生ずる可能性をひ

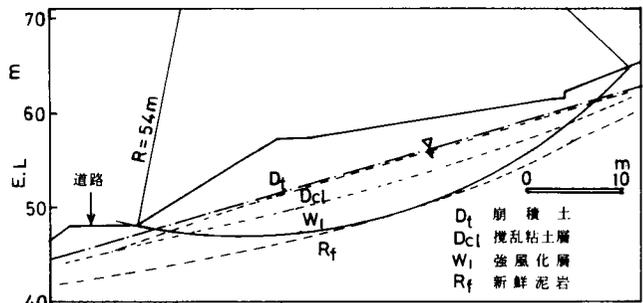


図-6.9 斜面安定解析例（北中城村安谷屋地内・未崩壊斜面）

めていといえよう。このことは、風化層での切土斜面の長期安定を予測するために、強度定数として $c'=0$ 、 $\phi'=23^\circ$ 、すなわち完全軟弱化状態に対する強度定数が安定解析に対して妥当な値となりうることを示唆している。

6.4.4 むすび

島尻層中の与那原層泥岩斜面においては、主に切土のり面の侵食、泥流状の表層すべり、斜面崩壊、地すべりなどが発生し、その防止対策が重要な課題となっている。ここでは、これらの崩壊現象が前章で定性的に把握された乾湿作用による物性及び強度の変化に基づいて検討された。しかし、その検討はあくまでも乾湿風化という側面的な立場でなされたものであり、かつ安定解析には前章で示した実験結果のみを使用し、さらに大ざっぱな仮定に基づくものであって、斜面の安定性に關してはさらに詳細な多面的調査・研究がなされねばならない。

6.5 新里粘土の力学特性²⁰⁾

6.5.1 序

6.3でも概観したが、図-6.10に示すように、知念半島から具志頭村にかけて与那原層の上に整合に新里層が重なって分布している。この新里層は帯緑灰色粘土岩を主として砂岩を従とする互層をなし、上部に凝灰岩を挟み、その層厚は最大250mにも及ぶといわれ、図からも明らかのように、第四系の琉球石灰岩で部分的に覆われている。この新里層の分布地域では佐敷村の新里地すべりに代表されるように、国道331号線沿い、玉城村屋嘉部地内、その他で地すべり・崩壊が発生している。

従来、土質工学的には、新里層は新里地すべり地内の露頭にみられるシルト質凝灰岩で代表され、その層の主体である軟質の粘土岩は与那原層泥岩の風化層に対応しているとみなされていたように思われる。新里層における地すべり・崩壊の防止対策工事立案のために地質調査がなされているが、標準貫入試験による N 値は未風化度でも20~30にあって、与那原層泥岩の50以上に比べてかなりの軟質な粘土岩であることが推測される。しかも、与那原層泥岩に比べて塑性的であり、粘土岩としてよりも硬質粘土とみなした方がよさそうである。すなわち、新里粘土は、与那原層泥岩に比

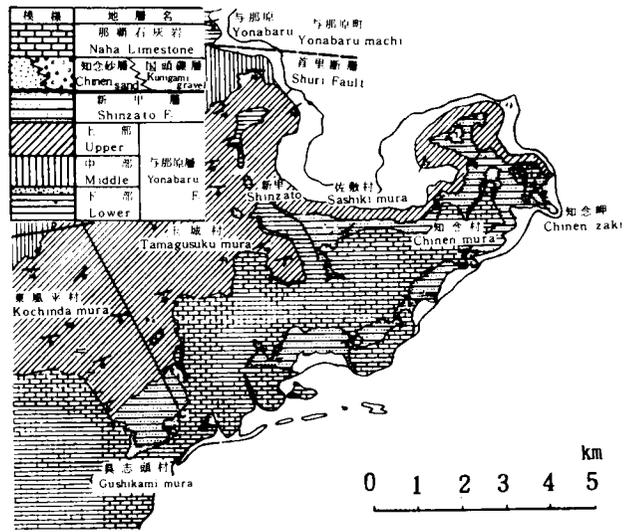


図-6.10 新里層の分布図

べて生成時代が新しく、その力学挙動も異なるものと予想される。従って、防災あるいは道路維持管理上、対策工を実施する上から新里粘土の力学特性の解明が急がれる。その対象は、崩壊が生ずる風化層粘土のみならず、防止杭などの構造物の支持層としての未風化硬質粘土であり、それらの特性を明らかにする必要がある。

玉城村屋嘉部地内での地すべり及び国道331号線沿いでの地盤調査の際、ボーリングにより不攪乱試料を入手し、それについて物理的、力学的試験を行った。ここでは、その結果をこれまで明らかにした与那原層泥岩の力学特性と比較しながら、新里粘土の力学特性を明らかにし、斜面破壊に対して若干の考察を行う。

6.5.2 地盤特性と物理的性質

(1) 地盤特性

玉城村屋嘉部地すべり地内と国道331号線沿いにおいて、標準貫入試験を主体とした地盤調査が行われた^{21, 22)}。そのうちの屋嘉部と志堅原において、それぞれの調査孔の1つに対して深度ごとに物理試験といくつかの化学的性質を調べ、その結果を N 値とともに示したのが図-6.11と図-6.12である。通常、島尻層の地盤では、 N 値とボーリングによるコアの観察によってその特性が判断されるので、ここでは N 値に基づいて新里層と与那原層の特性を比較する。そのためには新里層での地盤構成(風化層、未風化層の区別など)

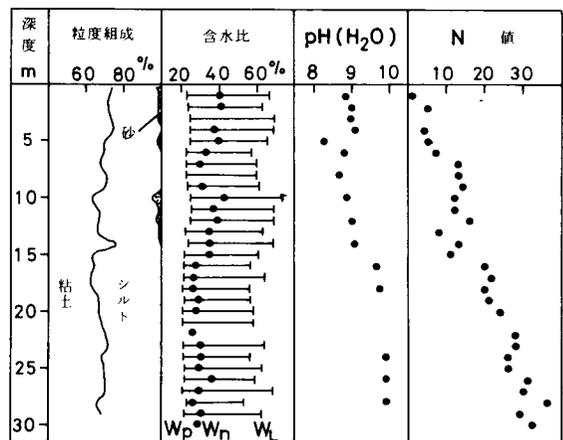


図-6.11 土質柱状図(玉城村屋嘉部地内)

を明らかにすることが必要である。図-6.11には屋嘉部地すべり地内での深度30mまでの N 値と現場含水比が示してある。現場含水比に注目すると、深度7~10m間の30%を除いて深度15mまでは35~43%の含水比を示している。深度12mで石灰岩れきの混入が認められることから、12mまでは同一粘土を起源とする崩積土であると推定される。15mを境として含水比は急に減少し、15~30m間では25~30%の間を変動している。この含水比の変動に対応して、 N 値は7mで12に達し、7~15mではほぼ一定値を示した後に15mを境として、急に $N=20$ に増加し、深度30mでの $N=30$ まで徐々に増加している。これら N 値と含水比の特性に基づいて地盤の構成を区別すると、この調査孔では深度12mまでを崩積土層、12~15m間では残積風化層、15m以下では未風化層（完全未風化層であるか、部分的に風化を受けているか、その判断は明確でない）となる。同一地すべり地内の他の4つの調査孔においても未風化層の N 値は20~30であるが、一箇所だけ深度28~30mで $N=40$ が認められた。図-6.12は国道沿いの志堅原地区における例であるが、含水比は30~35%と大きめの一定値

を示し、 N 値は深度4mで20に達している。国道沿いの他の7調査孔においても、深度10mまでは $N=20$ が限度で、久手堅地区の1調査孔で $N=30$ を示しただけである。以上のことから新里粘土の未風化層における N 値は、これまでの調査深度範囲では40以下にあるといえよう。

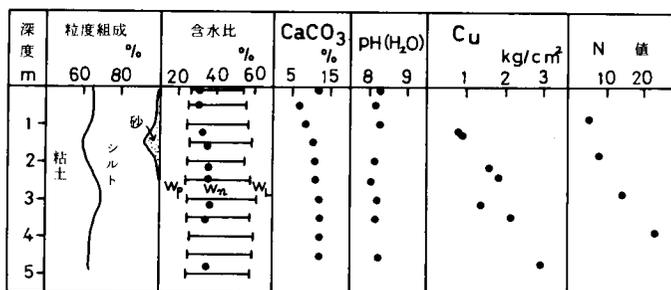


図-6.12 土質柱状図（玉城村志堅原地内）

一方、与那原層泥岩地盤における N 値特性は、すでに第2章で述べたところである。すなわち、図-2.34で示したように、深度方向への N 値の変化は風化層、準風化層、未風化層で著しく異なり、その区別は比較的明確である。しかも、未風化層は比較的浅い深度にあって、 N 値は50以上の値を示すのが特徴である。これに比較して、新里粘土の未風化層における N 値はかなり小さいことがわかる。この差異は、与那原層に比べて新里層の生成年代が新しいことに起因するもので、その固結度の差に反映されていると考えられる。この固結度の差異は N 値特性のみならず、後述の力学特性にも影響を及ぼすであろう。

(2) 物理的性質

JIS土質試験法に準じて比重、粒度、液性限界及び塑性限界を求めた。ただし粒度試験は、分散剤としてトリポリリン酸ナトリウム（1g/1000cc）を用い、煮沸後十分解きほぐして行った。比重は、深度による差がみられず、2.74~2.79にある。深度による粒度組成、液性限界及び塑性限界の変化が先の図-6.11と図-6.12に併記されている。粘土分含有量（5 μ 以下）には深度による差がみられず、屋嘉部で65~70%、志堅原で60~70%にあって、両地点での差もわずかである。コンシステンシーは、図-6.11に示すように、崩積層でわずかに大きな値を示しているが、 $w_L=55\sim70\%$ 、 $w_p=22\sim25\%$ にあり、また図-6.12では $w_L=55\sim60\%$ 、 $w_p=25\%$ を示し、深度及び場所による差異はわずかである。いま、この結果を与那原層泥岩と比較するために塑性図

で示したのが図-6.13で、これによるとA線よりも上に位置し、両者の差は明確でなく、CH（高塑性無機質粘土）に分類される。また、活性度を比較すると、図-6.14に示すように、新里粘土では0.7～1.0にあり、これは与那原層泥岩の値に包含され、Skemptonの分類²³⁾によれば「普通の活性度を有する粘土」となる。以上のように、固結度が異なっても、解きはぐした状態でのコンシステンシーなどの物性は、風化と未風化、あるいは新里粘土と与那原層泥岩とに差異がなく、ほぼ同一の性質を示している。

次に、おおよその化学的性質を把握するために、pHと炭酸カルシウム含有量を測定した。pHは土質工学会基準に従い、また炭酸カルシウム含有量はシュレッター法²⁴⁾によって測定している。

与那原層泥岩のpHは、深度50mまでは7～8.5で、それ以深では9～10であることが報告されている¹⁰⁾。図-6.11と図-6.12に示したように、新里粘土のpHは、屋嘉部では15mで8.5～9、15m以深で9.5～10、志堅原では深度5mまで8～8.5を示している。すなわち、屋嘉部地内での深度方向へのpHの変化は与那原層泥岩と類似した傾向にあり、地盤の上層で弱アルカリ性、下層で強アルカリ性である。個々の化学成分は測定していないが、一般にpH8～8.5の土はカルシウム、マグネシウムで塩基飽和され、pH8.5～10の土は交換性ナトリウムをかなりの量含有するといわれている²⁵⁾。

また、新里粘土の炭酸カルシウム含有量は志堅原の試料について測定し、図-6.12に示してある。表層付近で6%、下層で12%と、表層に近づくにつれて含有量は減少している。このことは、第2章でも引用したように、川島ら²⁶⁾による与那原層泥岩の炭酸カルシウム含有量が未風化層で15.8%、風化土壌で1.1%にあるとする報告に一致している。土中の炭酸カルシウムは雨水の浸透で容易に溶脱されると考えられ、与那原層と新里層の表層付近で含有量に差があるのは風化の進行程度によるもので、未風化層では両者に差がないと考えられる。なお、ごく表層で高い炭酸カルシウム含有量が測定されたが、それは石灰岩の破片の混入によるものと推測される。

以上のように、pHと炭酸カルシウム含有量からおおよその化学的性質を比較すると、新里粘土と与那原層泥岩では差がなく、むしろ化学的風化や地下水の変動の影響を受けている風化層と、そうでない未風化層においてその性質に差異があるといえよう。

6.5.3 力学特性

(1) 圧密特性

通常の圧密試験機で与那原層泥岩の圧密試験を行っても明瞭な降伏点が生じないことから、高圧

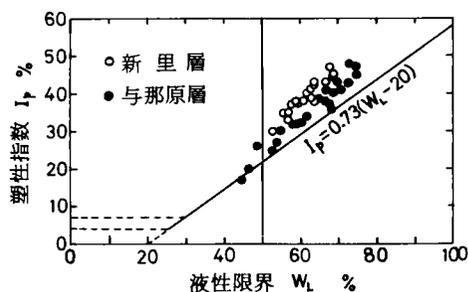


図-6.13 塑性図による比較

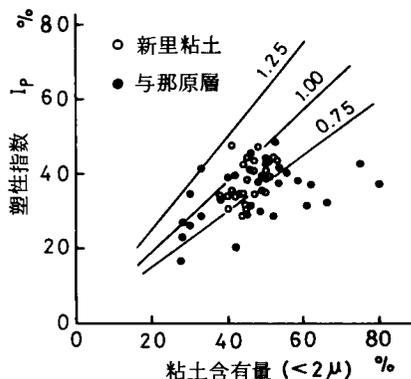


図-6.14 活性度の比較

圧密容器を試作して高圧圧密領域までの圧密試験を行ったことは第2章で述べたところである。新里粘土に対してもこの圧密容器を用いて圧密圧力 181 kg/cm²までの圧密試験を行っている。

図-6.15は、志堅原、百名、屋嘉部地内で深度別に採取した不攪乱試料(SU)と練返し正規圧密試料(SD)に対する $e \sim \log p$ 関係を示したものである。また、圧密試験結果は表-6.6にまとめて示してある。なお、練返し正規圧密試料は、自然含水比の状態で十分解きほぐし、スラリー状で練返しと煮沸を行い、0.42 mmふるいで裏ごしをして液性指数2.5程度のペースト状に含水比を調整した後、圧密容器(直径60 mm, 高さ100 mm)とペロフラムシリンダーを組合わせた圧密装置で圧密荷重0.8 kg/cm²(試料記号SD 1, 4, 6)と3.2 kg/cm²(SD 2)で5日間予圧密したものである。

図中、風化の影響が小さいと推測される2.5 m以深の不攪乱試料(SU 2~6)の $e \sim \log p$ 関係に注目すると、圧密降伏応力以下では変形に対する抵抗が著しく大きく、その間隙比の変化はわずかで、しかも圧密降

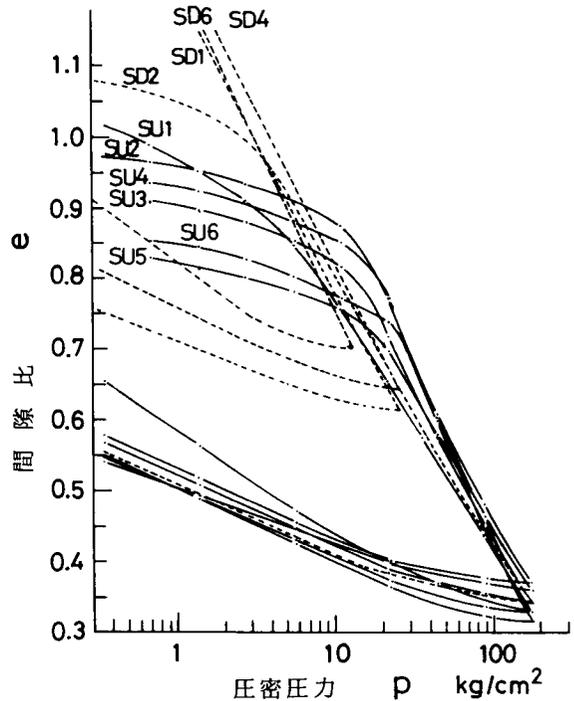


図-6.15 新里粘土の $e \sim \log p$ の関係

表-6.6 新里粘土の圧密試験結果

供試体	深度 m	含水比 %	圧縮指数 c_c	膨張指数 c_s	圧密降伏応力 kg/cm ²	
SU 1	1.6	34.7	0.36	0.10	5.4	志堅原
SU 2	2.5	34.3	0.54	0.11	15.2	
SU 3	3.6	33.1	0.48	0.11	16.0	
SU 4	4.8	33.9	0.51	0.12	17.8	
SU 5	10.9	30.4	0.40	0.07	19.3	百名
SU 6	22.0	28.7	0.53	0.16	24.9	屋嘉部
SD 1	1.6	49.9	0.44	0.09	0.8	志堅原
SD 2	2.5	40.0	0.39	0.09	3.2	
SD 4	4.8	52.2	0.45	0.10	0.8	
SD 6	22.0	60.5	0.51	0.16	0.8	屋嘉部

伏応力は練返し正規圧密試料の $e \sim \log p$ 関係よりも右側に現われている。圧密降伏応力を超えると、変形に対する抵抗は急激に減少し、大きな圧縮指数を示すぜい性的特徴がみられ、さらに圧密圧力が増大すると、 $e \sim \log p$ 関係は練返し正規圧密試料 (SD) のそれに漸近する傾向を示しているが、深度が浅くなるにつれてぜい性的挙動はうすらいでいる。一方、風化を強く受けていると推測される深度 1.6 m の試料 (SU-1) は、変形に対する抵抗が小さく、圧密降伏応力も明瞭に現われず、しかも圧縮指数は練返し正規圧密試料のそれよりも小さく、骨格構造が機械的の乱れを受けていることが推測される。この試料を除いて、他の不攪乱試料では圧密降伏応力が現在の土かぶり圧力よりもはるかに大きく、過圧密状態にあることがわかる。しかし、個々の供試体に対して圧密降伏応力と土かぶり圧力を比較すると、深度が浅くなった場合の試料の圧密降伏応力の減少は土かぶり圧力の減少よりも著しく、試料ごとの圧密降伏応力の差は土かぶり圧力の差に無関係である。このことは、堆積中の続成作用によって付加された結合力が上載荷重の除去に伴う吸水膨張や風化作用によって一部破壊されたことによるもので、その破壊の程度が圧密降伏応力の大きさの差異に影響を及ぼしていると推察される。

次に、表-6.6 に示した膨張指数を比較すると、試料SU6を除いて、他の試料の膨張指数はほぼ一致した値にある。しかも、この値は練返し正規圧密試料に対する値にはほぼ一致している。これらの値は圧密降伏応力よりもはるかに大きな圧力からの除荷による膨張曲線から求めているが、その圧力状態では結合力が完全に破壊され、試料はすべて同一の粒子配向に変化しているものと推察される。

次に、与那原層泥岩の圧密特性と比較するために、すでに第2章、図-2.7 に示した与那原層泥岩と、新里粘土の中で最も風化を受けていないと推測される屋嘉部地内での深度22mからの不攪乱試料に対して、 $e \sim \log p$ 関係を比較して示したのが図-6.16で、図中には、それぞれに対する練返し正規圧密試料の結果も同時に示してある。与那原層泥岩の $e \sim \log p$ 関係は図-6.15で説明した傾向をさらに強く示し、それに対する圧密降伏応力 70 kg/cm^2 は新里粘土の 25 kg/cm^2 よりもはるかに大きい。両試料での圧密降伏応力の差は、過去の土かぶり圧力の差の他に、堆積年代の差による粒子間結合力の差が著しく反映されている。

(2) せん断特性

屋嘉部、志堅原、百名地内で未風化層と風化層 (崩積土も含む) から採取した不攪乱試料に対しては一軸圧縮試験、非圧密非排水型および

圧密非排水型三軸圧縮試験を行い、志堅原の風化層 (褐色) と未風化層 (青灰色) から採取した試料に対しては手で練返し、その後成形した供試体を準備して一軸圧縮試験を行った。また、志堅原の未風化試料を解きはぐして高含水比で練返し、直径 30 cm の大型圧密容器で 0.5 kg/cm^2 の予圧密

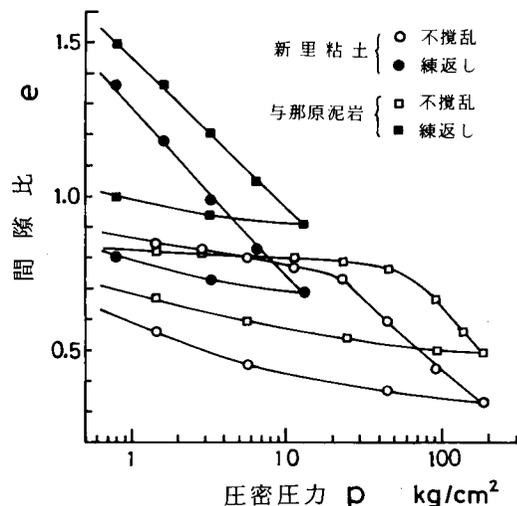


図-6.16 新里層粘土と与那原層泥岩の $e \sim \log p$ 関係の比較

を行った試料も準備し、CU試験を行った。供試体はすべて直径50mm、高さ100mmの円柱形である。

新里粘土の未風化層は、先の圧密試験結果から明らかなように、与那原層泥岩と同様に続成作用による結合力の影響を受けていることが推察される。この結合力の効果はせん断強度の増大と変形に対するぜい性挙動に寄与することにあるから、風化を受けた場合、結合力が破壊されて含水比増加、強度低下、ぜい性挙動から塑性的挙動への移行などが生ずることを意味している。なお、与那原層未風化泥岩の一軸強度は20 kg/cm²以上、その破壊ひずみは2%以内である場合が多い。

同一飽和粘土では非排水強度は含水比によって一義的に定まることが知られている。いま、この飽和含水状態にある土の状態を液性指数 I_L で表現し、新里粘土の未風化層と風化層に対して一軸試験とUU試験から求めたせん断強度 c_u と I_L の関係を片対数表示すると図-6.17となる。この図には練返し試料と練返して正規圧密した試料に対する結果も示してある。ばらついているが、

$I_L = 0.2 \sim 0.5$ の間では未風化層、風化層、練返し試料及び練返して正規圧密した試料のそれぞれに対して、個々の $\log c_u \sim I_L$ 関係が成立し、液性指数の値を定めれば、その強度は未風化粘土、練返して正規圧密した試料、風化粘土、練返し試料の順に小さくなっている。このように強度が異なっているにもかかわらず、未風化粘土と風化粘土の液性指数がほぼ同じ範囲にあることは、風化による強度低下の主たる要因がコンシステンシーなどの物性的変化にあるのではなく、土の構造的強さの減少にあることを示唆している。また、高含水比で十分練返して正規圧密した試料の強度が風化粘土よりも大きいことに注目すると、土の構造的強さの減少は続成作用による結合力の喪失とともに、機械的乱れにも原因していると推察できる。また、練返し試料は未風化、風化粘土にかかわらず、機械的乱れにより同じ強度まで低下していることがわかる。

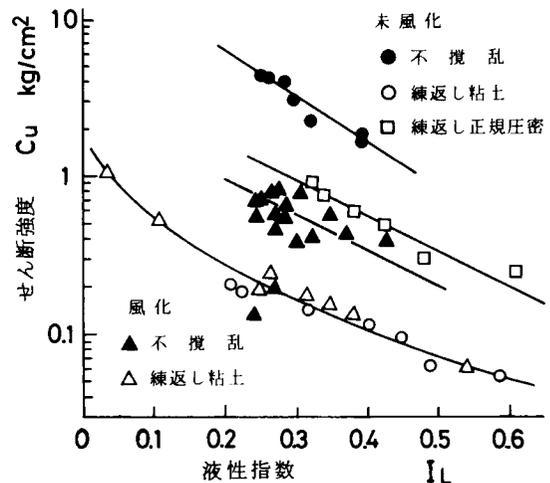


図-6.17 せん断強度と液性指数の関係

このように強度が異なっているにもかかわらず、未風化粘土と風化粘土の液性指数がほぼ同じ範囲にあることは、風化による強度低下の主たる要因がコンシステンシーなどの物性的変化にあるのではなく、土の構造的強さの減少にあることを示唆している。また、高含水比で十分練返して正規圧密した試料の強度が風化粘土よりも大きいことに注目すると、土の構造的強さの減少は続成作用による結合力の喪失とともに、機械的乱れにも原因していると推察できる。また、練返し試料は未風化、風化粘土にかかわらず、機械的乱れにより同じ強度まで低下していることがわかる。

他方、CU試験はバックプレッシャー $u_b = 3 \text{ kg/cm}^2$ のもとで圧密した後、0.05%/minのせん断速度で行った。供試体は、屋嘉部の風化層(崩積土も含む)と百名の深度10m($N = 20$)から採取した不攪乱試料である。また、志堅原の未風化粘土に対する練返して正規圧密した試料は0.1%/minの速さでせん断している。

図-6.18は屋嘉部地内の風化粘土、図-6.19は百名の未風化粘土に対する応力～間隙水圧～ひずみ関係を示したものである。両試料において圧密による強度増加がみられ、風化粘土に対する破壊ひずみは8～10%で、塑性的挙動を示し、また間隙水圧の発生状況から、その挙動は通常の過圧密粘土に類似している。一方、未風化粘土の強度は風化粘土に比べて大きく、かつ破壊ひずみは2.5～3%と小さく、ぜい性挙動を示している。また、間隙水圧の挙動の乱れがあるが、それはひ

び割れを含んでいることに原因していると考えられる。図では示していないが、練返し正規圧密試料の応力～間隙水圧～ひずみ関係は通常の新里層粘土のそれと同じである。

これらの有効応力径路を示すと図-6.20のようになり、練返し正規圧密試料に比較して風化粘土の挙動は過圧密粘土と類似の挙動を示していることがわかる。実験の圧力範囲ではMohr-Coulombの破壊規準が適用でき、それから求まる強度定数は、未風化粘土では $c' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 25^\circ$ 、風化粘土では $c' = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 23^\circ$ 、また練返し正規圧密試料では $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ である。固結状態にある新里粘土が風化を経て練返し正規圧密試料の状態にまで軟弱化すると仮定して、これらの強度定数を比較すると、その過程において c' は減少して消失するが ϕ' はほぼ一定値のままであることが推察できる。いま、この結果を第3章に示した与那原層泥岩の結果と比較したのが図6.21である。未風化新里粘土は未風化与那原層泥岩の排水せん断試験で求めた残留強度に近似しており、また両試料に対する練返し正規圧密試料の結果は一致している。しかも、与那原層泥岩の最大強度に対する強度定数を除いて、 ϕ' は $23^\circ \sim 25^\circ$ と、ほぼ一定値にあるが、これは両試料のコンシステンシーがほぼ一致していることによるものと考えられる。また、両試料とも結合力の破壊程度に応じて c' が減少しているが、このことは有効応力に基づく長期安定解析においては c' の効果が期待できないことを示唆している。

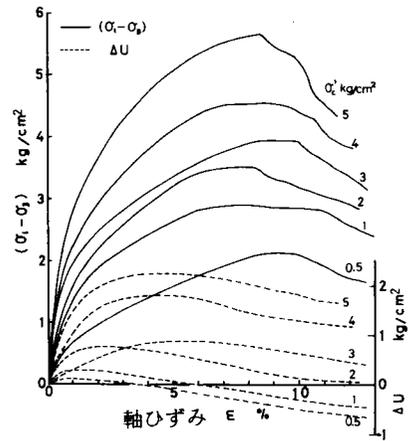


図-6.18 新里層風化粘土の応力～間隙水圧～ひずみ関係

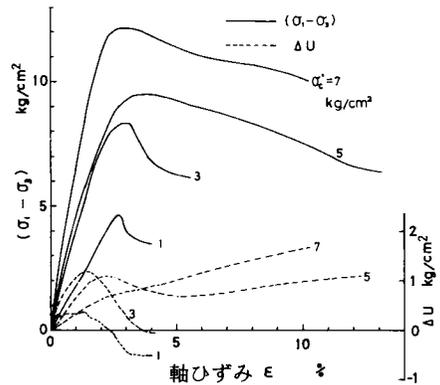


図-6.19 新里層未風化粘土の応力～間隙水圧～ひずみ関係

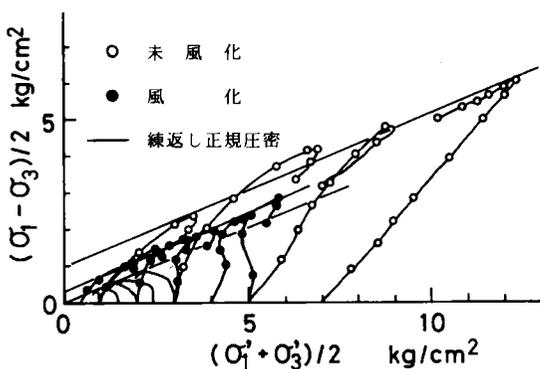


図-6.20 新里粘土に対する有効応力径路

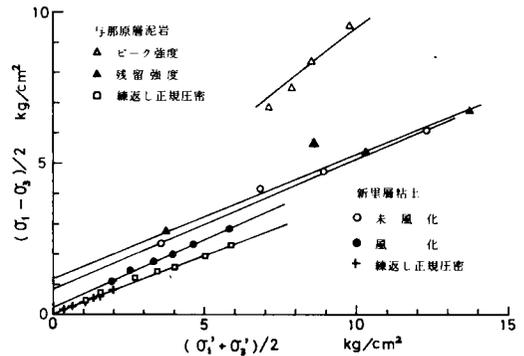


図-6.21 新里粘土と与那原層泥岩に対する破壊時の応力状態の比較

(3) 斜面安定解析への強度定数の適用

玉城村屋嘉部地内で発生した地すべりの安定解析に対してせん断試験結果の適用を試みる。

図-6.22は地すべりの断面図を示したものである。この斜面には県道48号線が通っていて、こ

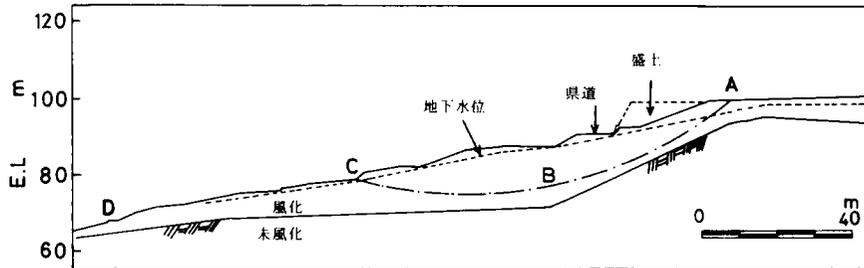


図-6.22 安定解析例(玉城村屋嘉部地内)

の道路より右方斜面に公民館建設のための盛土工事が行われた。盛土を終了して公民館の基礎としての鋼管杭打設工事中、昭和51年7月29日の豪雨の際にすべりが発生した。調査によると、図中のAでテンションクラック、Cでクラックと湧水、Dで押しがみられるが、先の図-6.11に示したように、B点での深度12mと、盛土のり面中央付近での深度7mにおいて石灰岩れきを含んだ高含水比の軟弱粘土層が確認されているので、ABCを通る円弧すべりが最初に発生し、それに付随してBDに沿ったすべりが発生したものと推測される。すべりの要因としては盛土と鋼管杭打設による地盤の攪乱とが考えられるが、盛土による上載荷重の増加を主要因とし、豪雨に伴う地下水位上昇による地すべり面上方の土塊重量の増加と有効応力の減少が付加され、その結果起動モーメントの増加がもたらされたと想定される。そこで、この斜面の安定解析には全応力解析法($\phi=0$ 法)を適用する。

安定解析は、測定された地下水位を参考にして図に示した異常高水位とABCの円弧すべり面を仮定して分割法(簡便法)によって行った。

すべり面に沿ったせん断強さ c_u の分布が定かでないので、盛土前と盛土後のそれぞれの場合に対して安全率から平均的な c_u を逆算して、この c_u と安全率関係を示すと図-6.23となる。いま、図-6.17に示した風化土塊に対する c_u と I_L の関係を再び示すと図-6.24となり、 $c_u = 2 \text{ t/m}^2$ 以下の2点を除いて c_u と I_L の関係は風化の程度に応じて幅をもった $\log c_u \sim I_L$ の直線関係が成立する。ここで、すべり面は崩壊土塊と残積風化層の境界にあって、すべり面付近の土塊は過去にかなりの機械的攪乱を受けたと考えられるもので、 $\log c_u \sim I_L$ は下限の直線関係をとることとする。調査によると、すべり面付近の含水比は35~40%の間にあるが、図-6.11の例を除いてコンシステンシーは測定していないので、平均値として $w_L = 65\%$ 、 $w_p = 25\%$ とすると、 $I_L = 0.25 \sim 0.37$ となり、

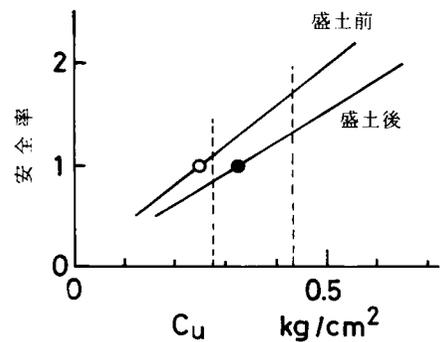


図-6.23 せん断強度と安全率の関係

$c_u \sim I_L$ 関係から $c_u = 2.7 \sim 4.3 \text{ t/m}^2$ として求まる。このせん断強さに対する安全率を計算すると、盛土前では1.08~1.72、盛土後では0.84~1.34となる。せん断強さによって安全率に幅があるが、図-6.11に示した深度11mでは $w = 38.6\%$ であるから、 $I_L = 0.32$ から $c_u = 3.4 \text{ t/cm}^2$ と推定でき、このせん断強さに基づく安全率は、盛土することによって1.36から1.06まで低下する。この安定解析にはテンションクラックを考慮していないこと、すべり面に沿って一様なせん断強さを用いていることなどを考慮すると、 $\phi = 0$ 法で求めた安全率はほぼ妥当な値と考えられる。

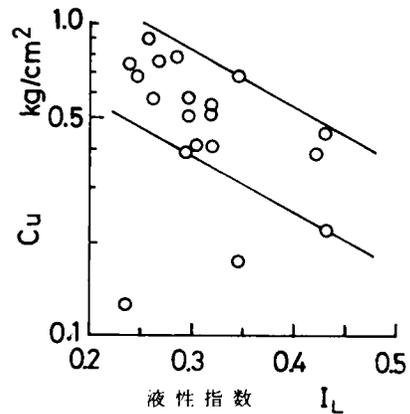


図-6.24 風化土に対する $c_u \sim I_L$ 関係

ちなみに、繰返して正規圧密した試料の強度定数

$c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ を用いて有効応力による安定計算を行うと、安全率は盛土前で1.34、盛土後で1.16と過大な値となる。ここに、 $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ を用いたのは、すべり面付近で土塊が過去の機械的攪乱により結合力の効果を喪失しているものと考えたからである。

この斜面は、盛土部が取除かれて安定を保っているが、極限状態にあると仮定して $F.S = 1$ と $c' = 0$ から ϕ' を逆算すると、 $\phi' = 17.6^\circ$ となる。この値は $\phi' = 23^\circ$ より小さく、残留強度に対応するものと推測される。この斜面が自然斜面として破壊することが予測されるなら、残留強度に支配される長期安定問題となる。

6.5.4 むすび

島尻層新里粘土の不攪乱試料について物理試験および力学試験を行い、その結果を与那原層泥岩の特性と比較して次の結論を得た。

(1) 標準貫入試験による N 値は、未風化与那原層泥岩に対する50以上に比べて、新里粘土では20~40と、軟質で塑性的である。

(2) コンシステンシーからみた物性は、風化層と未風化層、また与那原層泥岩と新里粘土にはその差がない。塑性図ではCHに、活性度によれば普通の活性度を有する粘土に分類される。

(3) pHと炭酸カルシウム含有量からみた化学的性質は、与那原層泥岩と新里粘土とでは差がなく、風化層と未風化層にその差が認められる。

(4) 圧密圧力 181 kg/cm^2 までの高圧圧密試験を行った結果、未風化新里粘土は過圧密効果の他に続成作用による結合力の影響を受けていることが推察される。また、試料ごとの圧密降伏応力の差は土かぶり圧力の差ではなく、風化による結合力の破壊程度に支配される。

(5) また、圧密降伏応力は未風化新里粘土で 25 kg/cm^2 、与那原層泥岩で 70 kg/cm^2 の測定例があるが、両者の差は過圧密効果以外に堆積年代の差に反映されている。

(6) 非排水強度 c_u と液性指数 I_L の関係は未風化粘土、風化粘土、繰返し粘土のそれぞれに対して成立し、かつ $I_L = 0.2 \sim 0.5$ の間では未風化粘土、風化粘土、繰返し粘土の順に小さくなることから、風化による強度低下の主な要因はコンシステンシーなどの物性の変化にあるのではなく、土の構造的強さの減少にある。

(7)新里粘土の有効応力による強度定数は、風化や機械的攪乱による軟弱化に伴って、 c' は減少し消失するが、 ϕ' はほぼ一定値にあって、繰返し正規圧密試料の $c' = 0$ 、 $\phi' = 23^\circ$ の状態まで減少する。

(8)玉城村屋嘉部地内の地すべりを全応力に基づく $\phi = 0$ 解析法で安定解析を行った。その際、風化土塊の $\log c_u \sim I_L$ 関係は風化に応じて幅をもった直線関係群にあると仮定し、強度が下限を示す直線関係とすべり面付近の含水比に基づいた非排水強度 c_u を用いている。

6.6 結 語

島尻層泥岩は通常の構造物の支持層としては良好な地盤であることはすでに述べたことであり、問題はむしろ斜面安定にある。

本章においては、島尻層泥岩斜面における切土斜面の侵食、風化層での表層すべり並びに地すべり・崩壊現象が斜面安定上重要であるとし、それぞれに対して乾湿風化作用の観点からその対策について検討を加えた。すなわち、切土斜面では乾湿作用による軟弱化に対する保護工が重要であり、風化表層では植生によるloosening化が著しく、かつその下の固結層とは一線を画している場合が多いので、表層すべりを防止するためには斜面頭部付近への土地造成に伴う排土をさけなければならない。また風化層の切土斜面に対する安定解析には詳細な調査、研究が必要である。

次に、島尻層泥岩を与那原層と新里層に区分して、新里層の力学特性を明らかにするとともに、地すべりの一事例に対して検討を加えた。その力学特性は、前章までに明らかにした与那原層泥岩の力学特性と比較したところ、固結度が低く、軟質であるが、コンシステンシーや十分繰返した後の強度特性は類似したものである。新里層での固結度が低く、軟質であることは、与那原層に比べて生成時代が新しいことに原因しているとしたが、一方それは、与那原層が大規模な地殻変動を受けた結果であるとする見方もある。しかしながら、新里層分布地域における土質調査に際して重要なことは、与那原層とはその固結度が異なっていることに留意することである。

参 考 文 献

- 1) Skempton, A. W. and Hutchinson, J. N. : Stability of natural slopes and embankment foundations, Proc. 7th ICSMFE, State of the art volume, pp. 291 ~ 335, 1969.
- 2) 山田剛二 : 自然斜面と築堤の基礎, 土と基礎, Vol. 18, No. 3, pp. 27 ~ 32, 1970.
- 3) 酒井淳行 : 第三紀層地すべり, 土と基礎, Vol. 27, No. 3, pp. 85 ~ 86, 1979.
- 4) 小橋澄治 : 斜面安定, 鹿島出版会, pp. 55 ~ 75, 1975.
- 5) 小西健二 : 琉球列島(南西諸島)の構造区分, 地質学雑誌, 第71巻, pp. 437 ~ 457, 1965.
- 6) Hanzawa, S. : Topography and Geology of the Ryukyu Islands, Sci. Rep. Tohoku Imp. Univ., Sec. 2, 17, pp. 1 ~ 61, 1935.
- 7) MacNeil, F. S. : The tertiary and quaternary gastropoda of Okinawa, U.S.G.S., Prof. Pap. (339), pp. 1 ~ 148, 1960.
- 8) 牧野・樋口 : 沖縄本島南部の天然ガス・鉱床の地質学的考察, 石油技術協会誌, Vol. 33, No.

- 2, pp. 1 ~ 36, 1967.
- 9) 福田・他：第3次沖繩天然ガス鉞床調査の記録，地質ニュース，157号，pp.14~31, 1967.
 - 10) 福田・他：第5次沖繩天然ガス資源調査・研究概報，地質調査月報，Vol. 21, No. 11, pp. 627~672, 1970.
 - 11) 露木利貞：沖繩における地質特性と地盤災害，沖繩の自然災害の調査報告書（代表者中島鴨太郎），pp. 30~33, 1972.
 - 12) 上原方成：島尻層における地すべり・崩壊について，沖繩開発に伴う土地環境の変化と防災に関する研究（自然災害特別研究成果，代表者藤川武信），pp. 13~24, 1975.
 - 13) 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，琉球大学農学部学術報告，第25号，pp. 307~323, 1978.
 - 14) 上原方成：第三紀島尻層における地すべり・崩壊について，琉球大学理工学部紀要工学篇，7号，pp. 103~117, 1974.
 - 15) 新城俊也：沖繩における泥灰岩の工学的特性（Ⅱ），沖繩農業，第10巻，pp. 25~31, 1971.
 - 16) 上原方成：沖繩における地盤災害とその対策に関する研究，京都大学工学博士学位請求論文，pp. 208~250, 1977.
 - 17) たとえば，沖繩県：北中城村安谷屋地内地すべり対策工事報告書，1973.，沖繩県：北中城村喜舎場地内地すべり対策工事報告書，1973. など
 - 18) Skempton, A. W. : Slope stability of cuttings in brown London clay, Proc. 9th I C SMFE, Vol. 3, pp. 261~270, 1977.
 - 19) 沖繩県：北中城村安谷屋地すべり対策工事報告書，1974.
 - 20) 新城俊也・小宮康明：島尻層新里粘土の力学特性，琉球大学農学部学術報告，第25号，pp. 325~337, 1978.
 - 21) 沖繩県：県道48号線土質調査・解析設計業務，1977.
 - 22) 沖繩総合事務局：一般国道331号測量設計業務報告書，1977.
 - 23) Skempton, A. W. : The colloidal "Activity" of clays, Proc. 3rd I C SMFE, Vol. 1,, pp. 57~61. 1953.
 - 24) 京都大学農学部農芸化学教室編：農芸化学実験書（第1巻），産業図書，pp. 301, 1975.
 - 25) 和田秀徳・他：ペドロロジー・土壌学の基礎，博友社，pp. 85~87, 1977.
 - 26) 川島祿郎・他：沖繩におけるジャーガルならびにマーチ土壤とその母岩について，土壤肥科学雑誌，Vol. 17, pp. 451~454, 1943.

第7章 泥質岩に由来する土質材料の締固め特性¹⁾

7.1 概説

堤防やアースダム、道路などの盛土のように、土を構造材料として用いて構造物を築造する場合に、土を締固めて密度を高めることにより、その強度を増大させ、あるいは圧縮性や透水性を低下させるなど、土の工学的性質を改善することが古くから行われている。その際、土構造物の機能や安定性が確保される工学的性質をもち、かつ施工性、経済性などを満足するような土質が盛土材料として選定されている。しかし、最近の土木工事の多様化と機械化による大規模土工工事の急速施工に伴って、現地付近で採取できる土を盛土材料として使用することが一般化し、従来経験しなかった土質や、材料としては不相当であるとみなされてきた土質をも盛土材料の対象とする場合が急増している。

第三紀層の泥岩やシルト岩は、吸水膨張による強度低下、あるいは乾湿風化を受けて容易に土砂化するなど、その結合力が不安定であり、盛土材料としては不適當な土質材料に分類される場合が多い²⁾。しかしながら、上述の大規模土工工事におけるように、土取場の地域的制約や経済性の理由から泥岩を利用する場合も多くなり、その材料の締固め特性、並びに締固め泥岩土の力学特性を明らかにして、盛土材料としての可否、あるいは設計・施工の指針を確立することが急がれている。

締固めの効果は、通常土の密度が高まる度合によって判定する。締固め土の密度は、一般に土の粒度組成、含水比、締固め仕事量、締固めの方法などに左右されることが知られている。一般的な土の締固め特性は次のようである。粒径の大きい砂質土を多く含む土ほど最大乾燥密度が高く、最適含水比が低くなる傾向を示し、それに対して、粒径の小さい粘性土が多くなると、締固め曲線が平らになり、最大乾燥密度が小さく、最適含水比が高くなる傾向にある。また、締固め仕事量が増大すると、最大乾燥密度は増大し、その最適含水比は小さくなる。しかし、締固め仕事量の増大に伴う乾燥密度の増加は含水比に左右され、最適含水比よりも乾燥側では密度増加が著しく、工学的性質が改善されるが、湿潤側では密度があまり増加しないばかりか、逆に強度は低下し、性質が劣化することもある。

本研究で対象としている泥質岩では、それを十分解きほぐした状態で締固めを行えば、上述の細粒土に対する一般的な締固め特性と何ら異なることはなく、含有される粘土鉱物の種類が締固め土の力学挙動を支配することになる。ところが、本章における実験試料として選んだ島尻層泥岩（与那原層）を例にとると、この泥岩は地山では半固結状態にあるが、土工機械で容易に掘削でき、それによって採取される材料の粒度組成はミリメートル以下の細粒径から数十cm径の泥岩塊にまたがるものである。しかも、この泥岩塊は吸水膨張による強度低下と乾湿作用による著しい軟弱化に伴って細粒化する不安定な性質のみならず、転圧の際には破碎性を示すものである。すなわち、安定した状態にある泥岩は、掘削、破碎を経て、その結合力が破壊されて、軟弱化する。しかも、これを締固めて単に密度を増加させただけでは、もとの結合力の強さを再現することが不可能であることはすでに第2章で述べたところである。従って現象的には、この種の材料においては締固めて密度を増加させることは、結合力破壊に伴う軟弱化を抑制することを意味するものである。

ところで、土構造物の安定性と施工管理に難点があるとして、泥岩土を盛土材料に利用することが敬遠されているが、規模の小さな道路の路体、あるいは土地造成の盛土に部分的な利用がなされている。このような場合、一般的な土と同様に標準締固め試験に基づいた設計・施工がなされているが、これは泥岩塊の軟弱化と破碎性を考慮したものではない。島尻層泥岩層から採取した土（以後泥岩土という）の締固め特性に関しては、上原が土質安定処理と締固めのメカニズムの観点より実験的研究を行っている^{3,4)}。それらは風乾後加水して締固めた場合のものであり、そのような場合泥岩塊は、乾燥により強度が増加するが、締固め含水比調節のために加水すると、少量の加水では細粒分と粗粒塊の表面のみが湿潤し、内部までは水分が行きわたらず、締固め含水比は不均一となり、また多量に加水した場合にはスレーキングによって粗粒塊は消失して粘土化するであろう。すなわち、風乾した泥岩土に加水して含水比を変化させると、含水比の大きさに応じて粒度が異なり、締固め密度もその粒度の影響を受けるであろう。他方、現場締固めでは、地山を掘削して採取した泥岩土は短期間にまき出して、直ちに転圧することが経済的であり、またその期間内ではそれほど乾燥するとは考えられず、乾燥した場合でもスレーキング特性を考慮すると、散水してまで締固めを行うことは施工上不都合であると考えられる。従って、この種の泥岩土に対しては、地山掘削直後の粒度を維持した状態での締固め特性を明らかにする必要がある。

以上のことを考慮して、本章においては、地山掘削直後に現場で室内締固め試験のためにふるい分けして採取した島尻層泥岩土を試料に選び、最初に、非乾燥法・非繰返し法で種々の含水比に対する締固め試験を行い、締固め曲線、締固め仕事量の効果、力学的尺度としてのCBRについて検討し、それに基づいて乾燥密度～締固め含水比図上に締固め泥岩土の力学性状を明示する。次に、自然含水比を維持した状態で種々の大きさのふるいを通して採取した試料に対し、締固め仕事量を変化させて締固めを行い、締固めに及ぼす粗粒塊径の大きさの影響を明らかにするとともに、締固め泥岩土の水浸による性状変化を調べている。なお、風化泥岩土は実験の対象としていないが、それらの調査・報告書にもとづいて、その特性を未風化泥岩土と比較している。

7.2 締固め特性に及ぼす含水比と締固め仕事量の影響

7.2.1. 試料及び実験方法

(1) 試料

試料は、浦添市（試料A）と南風原村（試料B）の土地造成現場において、未風化層泥岩地山を土工機械で掘削した直後に採取した。その際、泥岩土は細粒から粗粒塊にまたがる粒度分布を示すので、できるだけ現場での粗粒塊の状態と自然含水比（地山含水比）とを維持しながら、試料Aに対しては4.8mmふるいと19.1mmふるいを通過した試料を、また試料Bに対しては4.8mm, 9.6mm, 19.1mm, 25.4mm, 38.1mmの5種類のふるいを個々に通過させて、最大径と粒度分布が異なる5種類の試料を準備した。これらの試料はビニール袋に詰めて、含水比が変化しないように実験室内で保存した。以後、ここでいう未風化泥岩土（あるいは単に泥岩土）とは、地山掘削の際に土工機械の破碎によって生成された細粒から粗粒径にまたがる粒度の土質材料をさし、採取した試料は、実験室内では破碎などによって最大径及び粒度の再調整を行っていない。実験に使用した試料の物理的性質が表-7.1に示してある。

表 - 7.1 物理的性質

試料	採取地	比重	粒度組成 (%)			液性限界 (%)	塑性限界 (%)	自然含水比 (%)
			粘土分	シルト分	砂分			
A	浦添市	2.72	73	25	2	61.6	23.0	21.5
B	南風原村	2.72	54	45	1	52.9	22.5	23.0

(2) 実験方法

土の締固め方法は J I S A 1210 突固めによる土の締固め試験方法に準じている。試料 A と B を自然含水比を基準として、風乾によって乾燥側に 4 段階、及び加水によって湿潤側に 2 段階に締固め含水比を変化させ、非乾燥法・非繰返し法で締固め試験を行った。ただし、試料 B に対しては 38.1 mm ふるい通過試料のみを使用している。締固め試験の条件は、表 - 7.2 に示すように、最大粒径、モールド、ランマー重量、突固め層数および回数を変化させている。また、15 cm モールドを使用した場合には突固め回数、突固め層数にかかわらず、J I S A 1211 に従って非水浸 C B R と水浸 C B R を測定し、締固め泥岩土の力学性状を把握している。

表 - 7.2 突固め方法

試料	含有最大塊径 mm	モールド cm	突固め層数	層当り突固め回数
A	4.76	10	3	10, 25, 50
	19.1	15	5	55
B	38.1	15	3	17, 42, 67, 92
		15	5	55

一方、泥岩塊はランマーの打撃を受けて変形、破碎するから、締固め過程での破碎量を量的にとらえることは興味あることであるが、予備試験の結果、変形・破碎またはこね返しを受けた泥岩塊は再び集合して締固まった土塊を形成するので、その土塊を破碎された状態に解きほぐすことが不可能であることが明らかとなった。そこで、試料 B に対して、水浸 C B R を測定した後に締固め土塊を数日間水浸して、水中でふるいを上下に揺蕩してふるい分けを行い、締固め過程と水浸による細粒化をまとめて量的に把握している。また、これと並行して水浸のみによる細片化を調べるために、

初期含水比が異なる試料 B の供試土を 24 時間以上水浸して水中ふるい分けを行った。図 - 7.1 は、締固め前の塊径分布と水中ふるい分けした団粒分布を初期含水比に対して示し、さらに土の粒度試験法による粒度分布とも比較してある。締

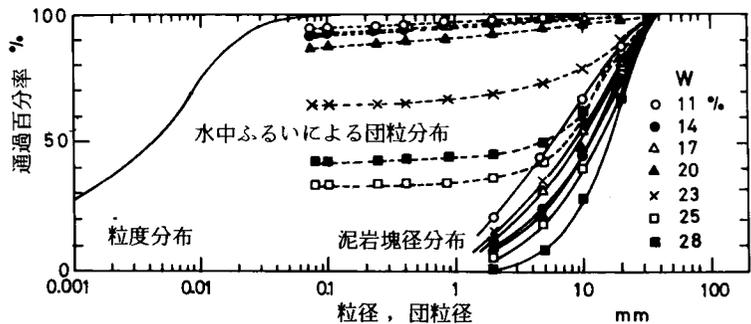


図 - 7.1 泥岩土の含有塊径分布と粒度試験結果

固めの前の試料は分取器で必要量採取したものであるが、いくらかその分布は変動している。しかしながら、これらの粒度は水浸しただけで著しく変化していることが明らかであり、特に自然含水比より乾燥側での細粒化が著しく、74 μ ふるいを通過する団粒の量は80%以上であることがわかる。

7.2.2 実験結果及び考察

(1) 締固め曲線

図-7.2は試料Aの締固め曲線を示したものである。10cmモールドと2.5kgランマーを用い、4.76mmふるい通過試料を3層にてん充し、各層の突固め回数を10回、25回、50回とした場合の締固め曲線は、自然含水比より乾燥側と湿潤側において

2つの極大値を示し、突固め回数に伴って乾燥密度が増加しているが、その形状は類似し、最大乾燥密度は湿潤側にある。この現象は、すでに上原⁴⁾が乾燥法・非乾返し法による締固めでも認めている。他方、15cmモールドと4.5kgランマーを用い、19.1mmふるい通過試料を5層にてん充し、層当たり55回の突固め回数の場合の締固め曲線は通常の土の締固め曲線に類似した形状を示し、最適含水比の乾燥側への移動がみられる。

泥岩塊は掘削の際過度の応力を受け、マス状から塊状化したものであるから、その骨格構造はある程度乱されている。このような泥岩塊が乾燥を受けると、収縮に伴うひび割れを生ずるが、粒自体の強度は増大し、また、加水した場合には構造的弱面に沿って吸水膨張を生じ、その強度が低下するものと考えられる。このよう

な泥岩塊は破碎されやすい状態にあり、締固め仕事量は泥岩塊の破碎作用と密度増加についやされるが、同一締固め仕事量に対する締固め過程においてはその含水比に応じて破碎量が異なる。これらのことから10cmモールドの場合の締固めについて推測すると、自然含水比より乾燥側では、破碎についやされる締固め仕事量は含水比の減少に伴って増大するので、自然含水比よりわずかに乾燥した状態で破碎作用による粒度のかみ合わせが最適となり、密度は増大する。一方、湿潤側では、含水比が増大した場合には通常の土の湿潤側での締固め特性と同様、軟弱化した泥岩塊がランマーで練返されるが、わずかに湿潤した状態では潤滑作用と破碎作用により密度が増加する。しかし、15cmモールドを用いた5層55回の締固めでは、締固め仕事量が破碎作用だけでなく、密度増加に対しても十分寄与するので、自然含水比より乾燥側での乾燥密度は締固め含水比の影響をあまり受けない。

図-7.3は、38.1mmふるい通過試料Bに対し、15cmモールドと4.5kgランマーを用い、3層17回、42回、67回、92回と5層55回に対する締固め曲線を示したものである。3層の場合、突固め回数17回と42回の締固め曲線は自然含水比状態において最大を示し、最適含水比は自然含水比に一致して

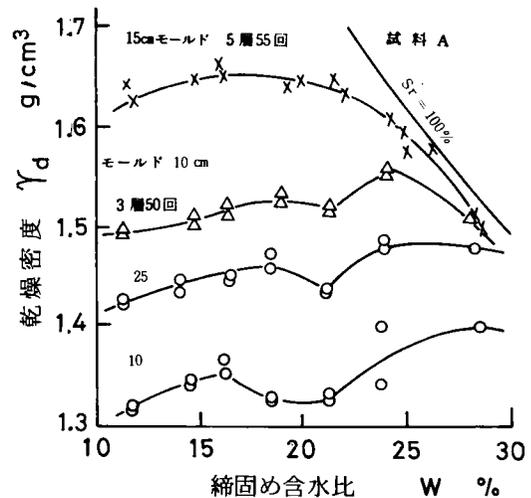


図-7.2 締固め曲線 (試料A)

いる。しかし、突固め回数67回と92回の締固め曲線では、最適含水比が自然含水比よりも乾燥側に移動し、また、3層92回と5層55回の締固め曲線はほぼ一致している。このように、締固め仕事量に対して締固め曲線が変化することは、上述の推測に従うと、含水比による泥岩塊の強度の差とその破碎量とに影響されていると考えられる。すなわち、乾燥側の状態では、締固め仕事量は主に泥岩塊の破碎に消費されるが、締固め仕事量が増大すると、破碎のみならず密度増加に対しても十分寄与し、密度は増大する。一方、湿潤側および自然含水比状態では、泥岩塊の破碎にとどまらず、締固め仕事量の増加に伴って練返しが生じ、密度増加に限界が生ずるから、最適含水比は乾燥側に移行する。

なお、図-7.2の10cmモールドに対する締固め曲線と、図-7.3の15cmモールド、3層17回、42回の締固め曲線の差異は、ランマー重量、落下高、泥岩塊の径の大きさなどが破碎効果に影響していることによるものと考えられる。

次に、泥岩塊の破碎現象を締固め仕事量に伴う密度増加から把握する。

(2) 締固め仕事量の増加に伴う密度増加

図-7.4は、締固め仕事量の増加に伴う破碎現象を把握するために準備したものである。この図には、試料Bを4.76mmふるいを通過させ、これを2mmふるいに留まる試料と2mmふるいを通過する試料とに分け、10cmモールドと2.5kgランマーを用い、3層にてん充し、突固め回数を10回から100回まで変化させた場合の乾燥密度と突固め回数(対数)の関係が示されている。両試料を比較すると、2mmふるい通過試料は、2mmふるいに留まる試料に比べて粒度配合がよいから、締固めた乾燥密度は大きくなる。しかし、両試料の粒度が異なっても、泥岩塊が破碎性であれば、締固め仕事量の増加に伴って破碎後の粒度は近似し、乾燥密度はほぼ等しくなるはずである。図に示すように、突固め回数の増加に伴って両試料の乾燥密度は徐々に接近し、泥岩塊の破碎を伴った密度増加が生じている。しかも、これは4.76mmふるい通過試料に対する実験結果であって、泥岩塊の径が大きくなると、ランマーは直接泥岩塊を打撃するので、15cmモールドと4.5kgランマーの締固めにおける破碎効果はさらに顕著なものとなるであろう。

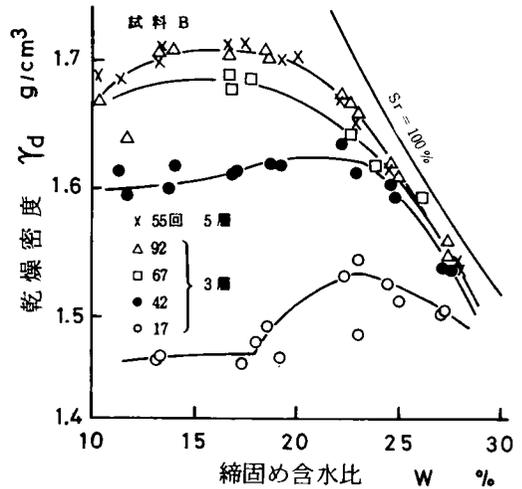


図-7.3 締固め曲線 (15cmモールド)

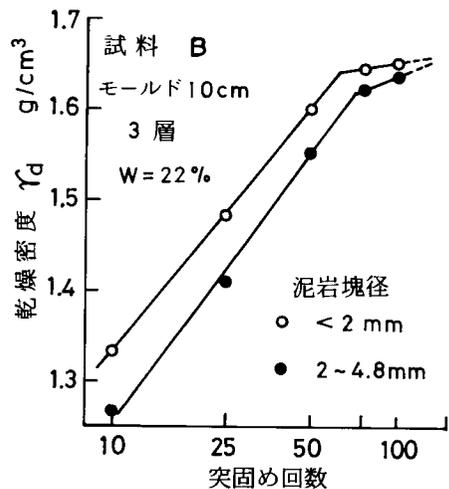


図-7.4 乾燥密度と突固め回数の関係

図-7.5は、試料Bの38.1mmふるい通過試料に対する突固め回数と乾燥密度の関係を締固め含水比ごとに表示したものである。前図と同様、締固め回数は対数表示してあるが、各締固め含水比に対し、締固め回数の増加に伴って乾燥密度は増加し、かつ突固め回数42回と67回の間で密度増加に変曲点が生じている。しかし、乾燥密度の増加割合は含水比によって異なり、自然含水比(23%)よりも乾燥側では密度増加が著しいが、湿潤側では含水比の増加に伴う密度増加の割合が減少し、密度増加に限界が生じている。自然含水比より乾燥側では泥岩塊の強度が増大し、突固め回数17回のような小さな締固め仕事量の大部分は泥岩塊の破碎についやされるから、低い含水比ほど密度は減少しているが、他方67回以上になると、破碎過程を経て密度増加のためにも締固め仕事量が寄与し、各締固め含水比での破碎作用と密度増加の作用とに差異がなくなり、それぞれの乾燥密度及びその増加はほぼ等しくなっている。一方、自然含水比およびそれより湿潤側では、締固め仕事量の増加に伴って乾燥密度が増加しているが、その増加割合は乾燥側に比べて減少し、その傾向は含水比の増加に伴って顕著となり、通常の細粒粘性土に対する最適含水比より湿潤側の状態での締固め特性と同様、締固め仕事量の増大に伴った練返し作用が卓越することを示している。なお、この傾向は図-7.2に示した試料Aに対しても認められている。

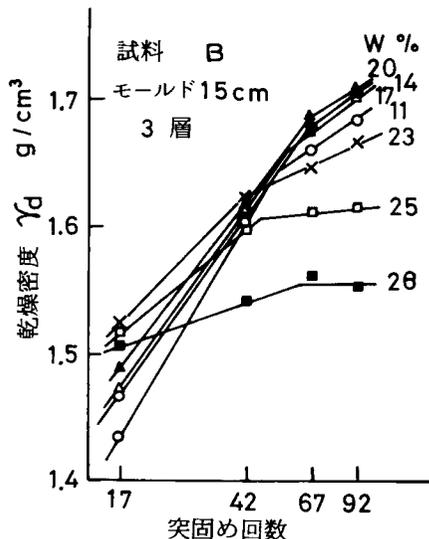


図-7.5 締固め仕事量の増大に伴う乾燥密度の増加

以上のことから、この種の泥岩土の締固め機構は次のようにいえる。すなわち、自然含水比及びそれより乾燥側では、締固め仕事量の増大に伴って泥岩塊が破碎されて粒径の組合わせがよくなり、乾燥密度が増加する。一方、湿潤側では、締固め仕事量の増大に伴って泥岩塊が変形を受け、その後練返され、密度増加が抑制される。

図-7.6は、試料Aに対する自然含水比における乾燥密度とProctorの締固め仕事量の関係を示したものである。ここに、Proctorの締固め仕事量 E_c は次式

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (\text{cm} \cdot \text{kg} / \text{cm}^3) \quad (7.1)$$

ここに、 W_R ：ランマーの重量(kg)、 H ：ランマーの落下高(cm)、 N_B ：層当り突固め回数、 N_L ：層の数、 V ：モールドの容量、で定義される。この図において、締固め仕事量の増大に伴う乾燥密度の増加は、泥岩塊の最大径、モールド、ランマー重量、締固め層数などに影響を受けている。

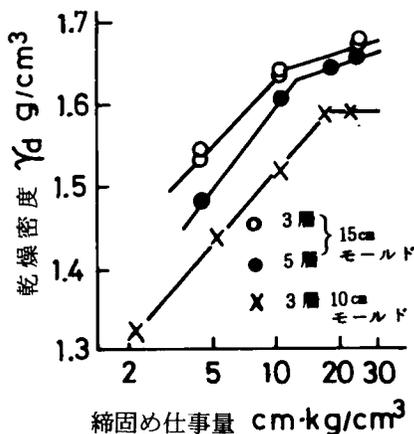


図-7.6 Proctorの締固め仕事量による乾燥密度の増加(自然含水比)

(3) CBR特性

図-7.3に示した試料Bに対する締固め曲線に対応させて、締固め直後と水浸後でそれぞれCBRを測定した。水浸に伴う吸水膨張は4日間では終了しないので、吸水膨張がほぼ停止するのをまってCBRを測定したが、その水浸日数は7~14日であった。

図-7.7は、締固め含水比に対する非水浸CBRと水浸CBRを突固め回数ごとに示したものである。非水浸CBRは、自然含水比よりも乾燥側では含水比が低いほど、また突固め回数が多いほど増大しているが、一方自然含水比あるいは湿潤側では、含水比の増加に伴ってCBRは減少するのみならず、突固め回数の増大に伴っても減少し、締固め過度（over-compaction）現象が生じている。このことは、湿潤側の締固め過程においては締固め仕事量の増大に伴って練返し作用が顕著となることを示唆し、先の締固め機構に対する推察の妥当性を示すものである。他方、水浸CBRは自然含水比あるいはわずかに湿潤側で最大を示し、しかも乾燥側では締固め含水比が低いほど、水浸に伴うCBRの減少が顕著である。図-7.8は突固め回数と水浸CBRの関係を締固め含水比ごとに示したものである。これによると、水浸CBRは締固め含水比に関係なく、突固め回数67回で最大値を示している。このように、乾燥側では単に乾燥密度を増大させても、その状態は水浸により劣化したり、逆に湿潤側では乾燥密度が大きいほど、水浸に対して安定となるなど、水浸後の力学性状は締固め含水比と締固め仕事量に支配されるようである。

(4) 乾燥密度と締固め含水比図上での泥岩土の性状

これまでの、締固め曲線に対応させて、締固め仕事量の増加に伴う乾燥密度の増加及び力学尺度としてのCBRについて説明し、締固めた泥岩土の性状は水浸の影響を受けることを示した。これらのことを明示するためには、締固め直後の力学性状と水浸後のそれを乾燥密度 rd と締固め含水比 w 図上に同時に示しておくことが、締固めの目標とする土の状態をどこに求めるべきかを明らかにしうる点で、締固め曲線よりも合理的表示法である。⁵⁾ 図-7.9は、図-7.3に示した乾燥密度と含水比の関係が水浸の影響を受けて変化する状

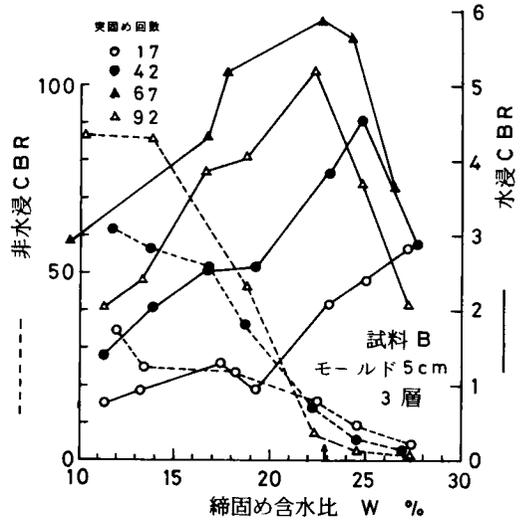


図-7.7 CBRに及ぼす締固め含水比の影響

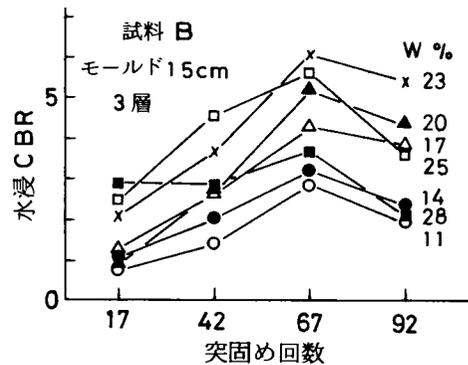


図-7.8 水浸CBRと突固め回数の関係

況を示したものである。全般に水浸によって、含水比の増加と乾燥密度の減少が生じているが、その傾向は締固め含水比が低いほど著しく、水浸後の泥岩土は締固め含水比に関係なく、飽和度90~100%の範囲にある。水浸による乾燥密度の減少は吸水膨張に伴うものであるから、締固め泥岩土の膨張性状を明らかにするために、CBR測定の際の吸水膨張試験で求めた膨張比の等値線も、締固め含水比に対して示してある。これによると、締固め含水比が低く、乾燥密度が大きいほど、膨張比は増大しており、膨張比を3%以内におさえるためには、自然含水比あるいはそれより湿潤側での状態で締固めを行うことが必要となる。

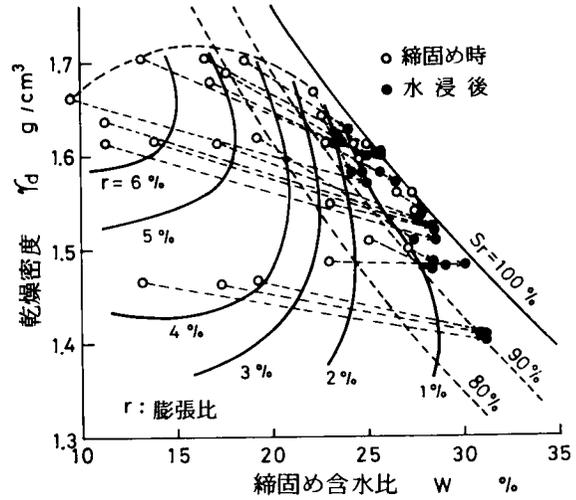


図-7.9 締固め泥岩土の膨潤

図-7.10は、非水浸CBRと水浸CBRのそれぞれの等値線を乾燥密度と締固め含水比の関係図上に示したものである。非水浸CBRの等値線は、同一密度に対して締固め含水比が低下するほど、その値が増大しているが、他方水浸CBRの等値線は、最適含水比よりもわずかに乾燥側で、かつ密度の増加に伴って最大となり、それぞれに対する等値線の形状は著しく異なっている。すなわち、自然含水比よりも乾燥側における締固めは、低含水比で、かつ低密度であるほど、水浸による強度低下が著しいことがこの図からも明らかである。従って、水浸後の強度を確保するためには、図-7.3に示した締固め曲線も考慮して、締固め仕事量の大小により、自然含水比（突固め回数17回と42回の場合）、あるいは最適含水比（突固め回数67回と92回の場合）のもとで高密度に締固めることが必要となる。しかしながら、図-7.9に示したように、膨張比を3%以下とし、しかも水浸CBRを増大させるためには、自然含水比で、かつある程度まで密度を増加させるような締固めが必要となる。

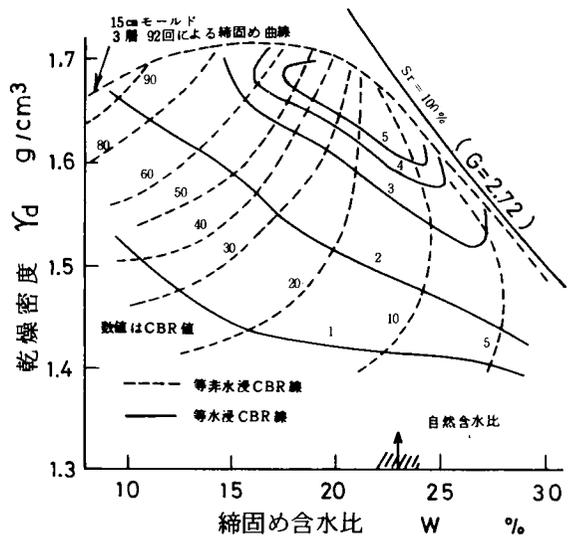


図-7.10 締固めた泥岩土の等 CBR線

乾燥密度を増加させるためには、締固め仕事量をある程度まで増大させることが必要であるが、それに伴う締固め過程では泥岩塊は破碎され、破碎された塊は水の影響でさらに細粒化することが推測される。しかも、このことは、締固め泥岩土をれき混り土、あるいは細粒粘性土としてみなす

かによって、その力学特性を検討する上で重要であり、細粒化の状況を把握することが必要となる。そこで、図-7.3に示したように、種々の乾燥密度と締固め含水比の状態にある泥岩土を、十分水浸した後に水中ふるい分けをして、2mmふるい通過量と締固め含水比の関係を突固め回数ごとに示したのが図-7.11である。一部を除いて74μふるいも通過させているが、2mmふるい通過量と74μふるい通過量の差は最大7%であり、細粒化していることが明らかである。また、図中には、図-7.1に示した水浸のみによる水中ふるい分けに対する2mmふるい通過量と含水比の関係も比較してある。それによると、自然含水比よりも乾燥側においては、締固め土の方が、水浸のみを受けた泥岩土よりも粗粒状態になっている。これは、締固め過程で泥岩塊が破碎された後に締固まった団粒となり、そのままの状態の水浸を受けたもので、指先で容易にほぐせる程度のものである。一方、湿潤側では、締固めによって細粒化していることがわかる。これらのことから、泥岩塊は締固め作用と水浸作用を受けて、締固め前のれき状塊はかなり消失し、締固め泥岩土の力学的性質は細粒粘性土とみなして検討できそうである。

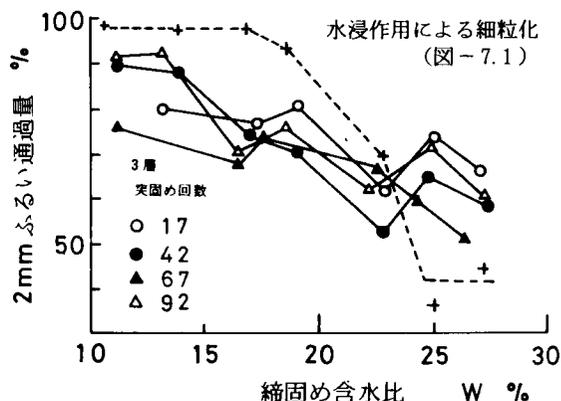


図-7.11 破碎作用と水浸作用を受けた泥岩土の細粒化(締固め含水比による影響)

7.3 自然含水比状態における締固め特性

前節においては、締固め含水比と締固め仕事量を変化させて締固めを行い、乾燥密度と締固め含水比の関係図上での等膨張量線と等水浸CBR線から類推し、力学的に良好な締固め状態は、自然含水比の状態で、かつ乾燥密度をある程度まで増加させるように締固めた場合に得られることが明らかとなった。ここでは、自然含水比を維持した状態での締固め特性を詳しく調べることにする。

7.3.1 試料及び実験方法

実験試料は表-7.1に示した試料Bで、現場で4.78, 9.6, 19.1, 25.4, 38.1mmふるいを個々に通過させた5種類の粒度からなる泥岩土を準備した。これらの粒度分布の例を図-7.12に示してある。これらの試料に対し、自然含水比を維持した状態で15cmモールドと4.5kgランマーを用い、表-7.3に示すように、締固め層数を3層と5層の2種類とし、式(7.1)のProctorの締固め仕事量がほぼ等しくなるようにそれぞれの突固め回数を変化させて締固めた。すなわち、図-7.12に示すような粒度の泥岩土を表-7.3に示す種々の締固め仕事量で締固めを行い、非水浸CBRと水浸CBRを測定するとともに、前節と同様、水中ふるい分け

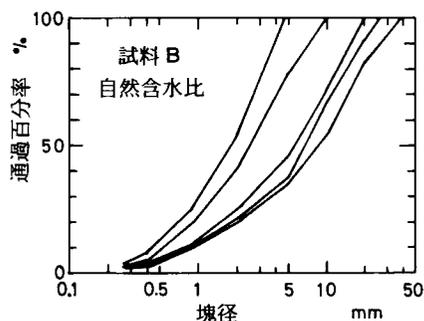


図-7.12 泥岩塊径の分布

による団粒分布を調べている。なお、以後本文においては、図-7.12に示す粒度の個々の試料はふるい径の大きさによって、例えば9.6mmふるい通過試料、あるいは最大径9.6mm試料のように呼称して、区別することにする。

7.3.2 実験結果及び考察

(1) 締固め仕事量の影響

種々の最大径と粒度の泥岩土を締固めたとき、締固めに対する締固め仕事量の影響は前節で示した傾向と類似している。ここでは、実験結果と併せて、個々の泥岩土の締固めに対する締固め仕事量の影響を示すために、図-7.13には締固め仕事量（対数）と乾燥密度の関係、図-7.14には締固め仕事量（対数）と非水浸CBRの関係、図-7.15には締固め仕事量（対数）と水浸CBRの関係が示してある。これらの図から、①締固め仕事量の増加に伴って乾燥密度が増加し、その値は、同一のProctorの仕事量に対して5層よりも3層締固めにおいて大きい、その差はわずかである、②非水浸CBRは3層42回、5層25回するとき最大値を示し、それ以上の仕事量に対しては締固め過度が生じ、CBRが減少する、③いくらかばらつきがあるが、水浸CBRは3層67回、5層40回において最大を示し、ある程度締固め過度の状態が水浸の影響を受けにくい状態にあり、しかも5層締固めの方が大きな水浸CBRにあることなどが明らかである。

ここでは、締固めに及ぼす粒度の影響について以下に示す。

表-7.3 締固め条件 (15cmモールド使用)

		層当り突固め回数			
3層	層	17	42	67	92
5層	層	10	25	40	55
Proctorの仕事量 cm · kg / cm ³		4.6	11.5	18.4	25.3

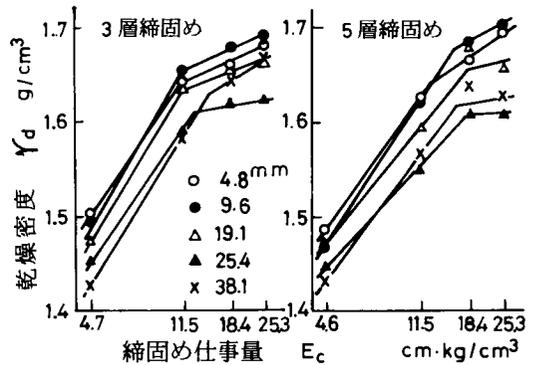


図-7.13 締固め仕事量と乾燥密度の関係

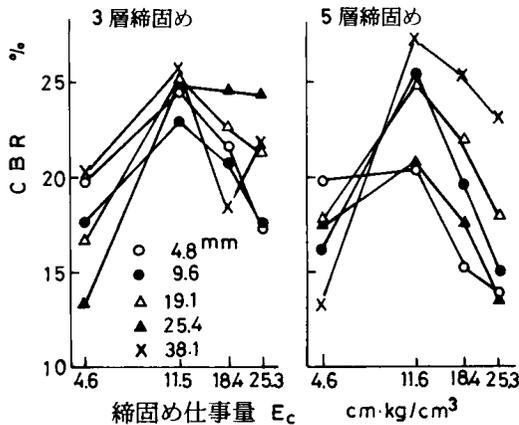


図-7.14 締固め仕事量と非水浸CBRの関係

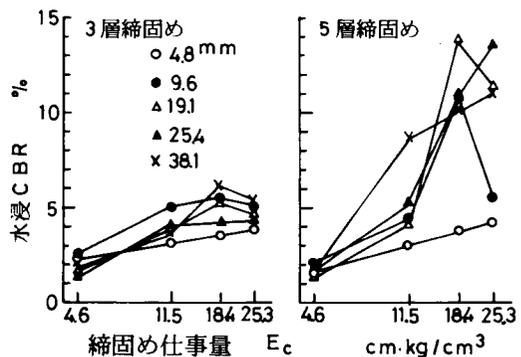
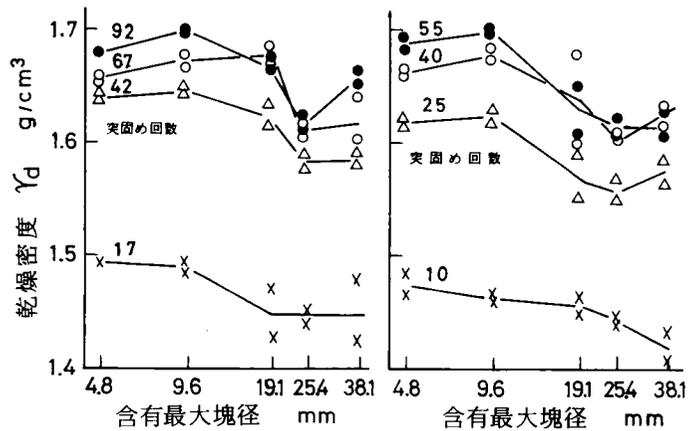


図-7.15 締固め仕事量と水浸CBRの関係

(2) 粒度の影響

図-7.16は、乾燥密度に及ぼす最大塊径の影響を突固め回数に対して示したものである。泥岩塊径が大きくなるに従ってバラツキを伴っているが、3層17回あるいは5層10回のような小さな仕事量で締固めた場合は、最大径の増大に伴って乾燥密度は減少している。一方、締固め仕事量が増加すると、3層締固めと5層締固めはともに、最大径9.6mm試料において乾燥密度が最大となっている。最大径



(a) 3層締固め (b) 5層締固め

図-7.16 乾燥密度に及ぼす含有最大塊径の影響

19.1～38.1mm試料では最大径の大きさが締固め層厚に近い、それよりも大きいので、締固めの際にランマーはこれらの泥岩塊を直接打撃することになり、最初に塊の破碎現象が生ずる。そこで、締固め仕事量が小さい場合は、その仕事量のほとんどが泥岩塊の破碎についやされ、しかも塊径が大きいほど、破碎に対する消費量は増大するから、密度増加に対する効果は減少して、乾燥密度が小さくなっている。一方、締固め仕事量が増大すると、破碎のみならず密度増加に対しても寄与し、乾燥密度が増加することになる。しかしながら、それらのなかでは最大径9.6mm試料に対する乾燥密度が最大値を示している。いま、個々の試料に対する泥岩塊の径は同一でないが、4.76mm以上の泥岩塊をれきとみなした場合、図-7.12の粒度分布から類推すると、れき含有率は近似的に9.6mmふるい通過試料に対して23%、19.1mmから38.1mmふるい通過試料に対して55～66%となり、3層42回以上及び5層25回以上の締固めにおける最大径と乾燥密度の関係は、れき混り土を締固めた場合のれき混入率と乾燥密度の関係に類似している。このことは、締固め過程では泥岩塊が破碎されるにもかかわらず、れきと同様な挙動を示しながら、乾燥密度の増加に影響を及ぼしていることを示唆している。

(3) CBR特性

非水浸CBRと水浸CBRは図-7.14と図-7.15に示したが、図-7.17は水浸CBRと最大径の関係を突固め回数ごとに示したものである。3層締固めの場合の最大径とCBRの関係は、図-7.16(a)に示した最大径と乾燥密度の関係に対応していて、水浸CBRは締固め乾燥密度とともに増大することが推測される。一方、5層締固めの場合には、突固め回数40回と55回に対する最大径とCBRの関係は、図-7.16(b)における最大径と乾燥密度の関係において乾燥密度が最大となる場合の径よりも、ふるいの径が一つ大きな試料においてCBRが最大を示し、しかも、同一締固め仕事量に対する3層締固めの場合よりも著しく大きな値となっている。このことは、最大塊径の大きさと締固め層厚の関係から類推できるように、3層締固めよりも5層締固めにおいて、泥岩塊が十分に破碎されて細粒化し、水が浸透しにくい状態に移行したことによるものと考えられる。

このことを膨張比と細粒化の面から検討するために準備したのが図-7.18と図-7.19である。図-7.18は最大径と膨張比の関係を示したもので、3層締固めにおいては締固め仕事量あるいは最大径の違いによる膨張比の差異はわずかで、しかも膨張比はすべて2%以上の値にある。一方、5層締固めにおいては、締固め仕事量が小さい場合は大きな膨張比を示しているが、突固め回数40回と55回の場合の最大径9.6mm以上の試料の締固めに対しては、膨張比が2%以下を示し、水浸の影響が比較的小さくなっている。また、図-7.19は、CBR測定後に締固め土約1kgを水中ふるい分けして、74μふるいを通過した量と最大径の関係を示したものである。最大径が大きな試料ほど、細粒分が減少する傾向にあり、3層17回あるいは5層10回のような小さな締固め仕事量の場合を除いて、細粒分の量に及ぼす締固め仕事量の影響は顕著でなく、最大径19.1mm以上の試料に対しては、3層締固めよりも5層締固めの場合に細粒化していることがわかる。

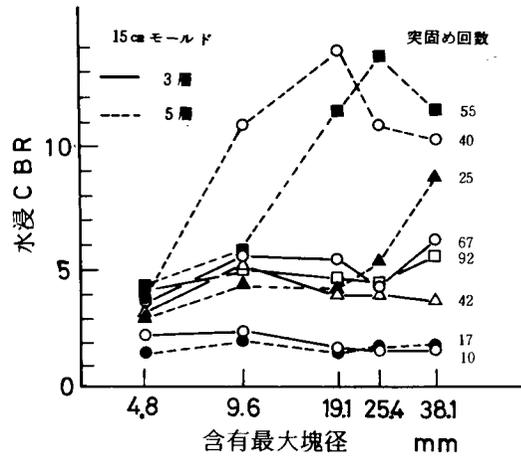


図-7.17 水浸CBRに及ぼす含有最大塊径の影響

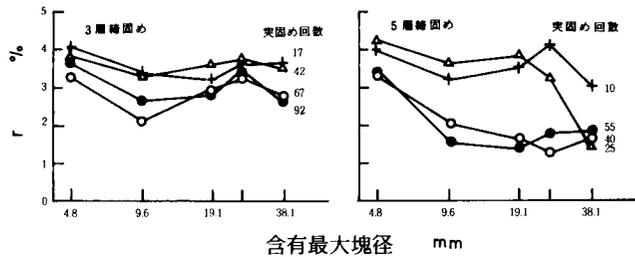


図-7.18 膨張比に及ぼす含有最大塊径の影響

以上のことから、大きな締固め仕事量で泥岩塊を細粒化させながら締固めを行うと、水の影響を受けにくい締固め状態となることが推察できる。このことは、現場締固めにおいて掘削直後の泥岩塊をブルドーザー等で破碎しながら薄層まき出しを行い、さらに破碎効果のある締固め機械で転圧を行えば、水の影響を受けにくい締固め状態が得られることを示唆している。

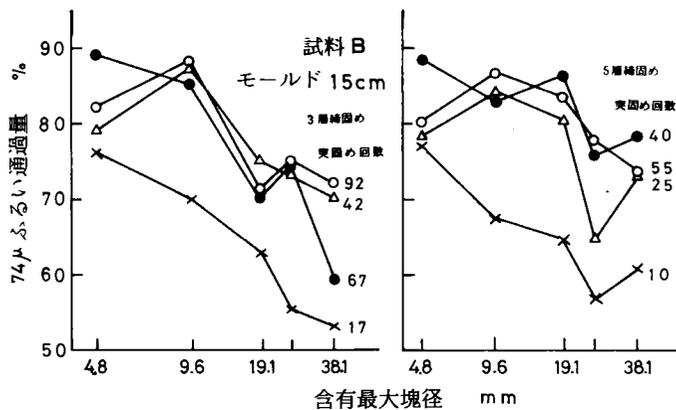


図-7.19 破碎作用と水浸作用を受けた泥岩土の細粒化

なお、図-7.19から明らかなように、自然含水比で締固めた場合でも、泥岩塊の大部分は破碎され、水の影響を受けて細粒化するので、締固めた泥岩土は細粒粘性土とみなすことができる。

(4) 締固め乾燥密度と水浸CBRの関係

先の図-7.10において、乾燥密度～締固め含水比図上に締固め泥岩土の力学性状を示したが、それと同様、自然含水比を維持した状態で締固めた結果を、締固め仕事量の大きさを区別せずに、乾燥密度と締固め含水比の関係

に示したのが図-7.20である。この図には等水浸CBR線も示してあるが、3層17回と5層10回の締固めに対する乾燥密度は、CBR=2の等値線より下に位置している。この泥岩土を利用した小規模な盛土工事においては、一般的な方法を準用して、標準締固め試験による最大乾燥密度の90%以上、あるいは95%以上を締固め目標とする場合が多い。この泥岩土に対する標準締固め試験による最大乾燥密度は平均1.50 g/cm³であるが、図中に比較してあるよ

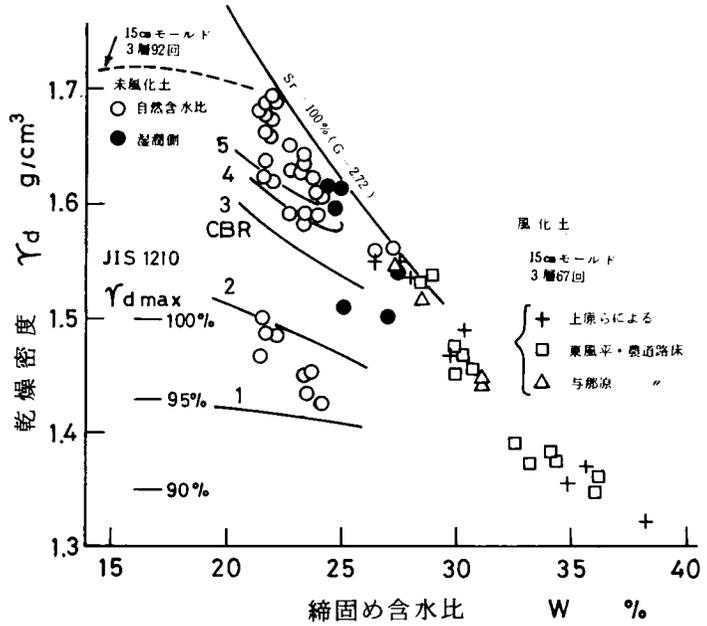


図-7.20 乾燥密度と締固め含水比の関係

うに、これを基準として締固めて水浸した場合の力学性状は、CBRが2以下の状態に相当している。従ってこれ以上の力学性状を確保するためには、標準締固め試験よりも大きな締固め仕事量で締固めを行うことが必要となる。

実験では未風化泥岩土を対象としているが、次に調査、報告書にもとづいて、風化泥岩土の締固め特性について検討する。砂川らは路床土としての風化泥岩土のCBR調査を行い、風化地山層における含水比は30~50%にあると報告している。また、沖縄県材料試験所が与那原町と東風平村で行った農道路床土用風化泥岩土のCBR調査でも、同様な結果が報告されている。このことは、現場締固めでは未風泥岩地山の自然含水比よりも湿潤側で転圧される場合が多いことを示唆している。さらに、現場含水比を維持して、15cmモールドと4.5kgランマーを用い、3層67回の締固めを行っているが、その結果も図-7.20に引用してある。このような仕事量で風化土を締固めたとき、乾燥密度は標準締固め試験による最大乾燥密度の90%以上の値にある。

図-7.21は、図-7.20に示した結果を締固め乾燥密度と水浸CBRの関係に再プロットしたものである。ここで、未風化泥岩土に注目すると、先の図-7.16(a)と図-7.17において乾燥密度と水浸CBRの相関性を予測したように、3層締固めの場合には、乾燥密度の増加に伴ってCBRが直線的に増大していることがみとめられる。しかし、5層締固めの場合には、乾燥密度が1.58 g/cm³以上になると、CBRは大きな値を示す場合が多く、乾燥密度と水浸CBRの関係には線形関係が成立しないようである。そこで、これらの結果を締固め仕事量の大きさでグループ分けする

と、3層17回及び5層10回に対する締固めは乾燥密度 1.50 g/cm^3 以下、CBR 2.5以下の領域に、3層42回以上及び5層25回以上に対する締固めは乾燥密度 1.58 g/cm^3 以上、CBR 3以上の領域に分けられる。従って、CBRが3以上であるためには、乾燥密度が 1.58 g/cm^3 以上でなければならないが、この値は標準締固め試験による最大乾燥密度 1.50 g/cm^3 よりも大きな値である。そこで、乾燥密度が 1.58 g/cm^3 より大きな現場締固めが実際に可能であるかが重要となる。入手できるデータが少ないが、東風平村での農道建設の際、地山切土を利用した厚さ2mの盛土が行われ、現場密度を4点で測定した結果、含水比は20.3～25.3%

で、平均21.8%、乾燥密度は $1.58 \sim 1.62 \text{ g/cm}^3$ で、平均 1.61 g/cm^3 である。従って、比較的大きな乾燥密度の現場締固めが可能である。しかしながら、現場と室内とでは締固め機構が異なると考えられるので、室内試験の結果を現場の転圧に結びつけるためには、現場締固めに関する多くのデータの集積が必要である。

また、図-7.21には先の調査、報告書による風化泥岩土の締固め乾燥密度と水浸CBRの関係もプロットしてあるが、未風化泥岩土と比較して、乾燥密度が小さいにもかかわらず、大きなCBRを示している。種村らによると、いったん風化した泥岩はこれを十分締固めることによって、その安定性は逆に向上するようである。また、第5章で述べたように、未風化の島尻層泥岩が乾湿作用を受けると、乾湿サイクル7～8回までは塑性指数が増加するが、それ以上に乾湿サイクルが増大すると、逆にその値は減少することが明らかにされている。従って、風化泥岩土も締固め含水比を規定して、十分締固めるなら、盛土材料としての利用が可能と思われる。このことについては、特に含水比30%以上の高い含水比での締固め特性、あるいはその力学性状について、調査・研究が必要となる。

7.4 結 語

本章においては、弱固結状態にある島尻層泥岩を対象として、地山を掘削して採取した泥岩土の締固め特性を、含水比、締固め仕事量及び粒度を変化させて検討するとともに、CBRを調べてその力学性状を明らかにしている。その結果を要約すると、次のようになる。

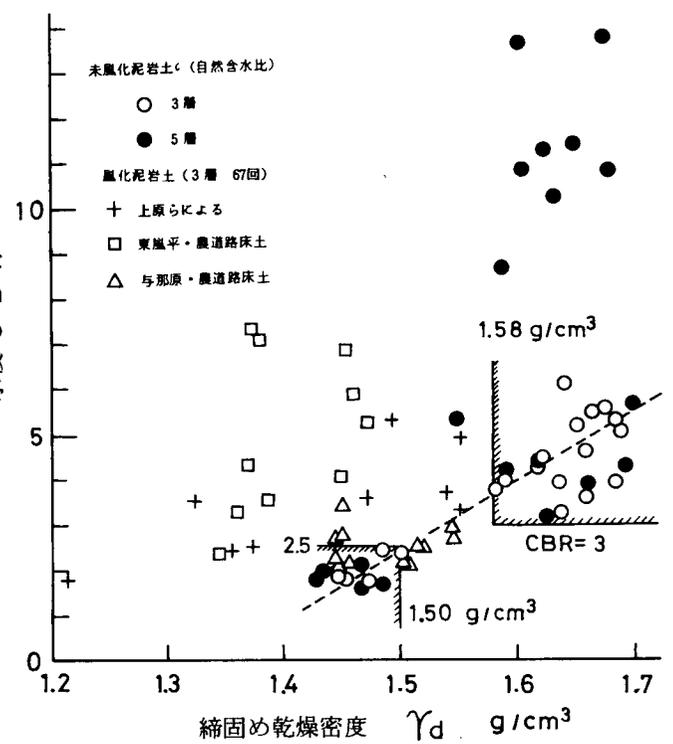


図-7.21 水浸後のCBRと締固め乾燥密度の関係

(1) 10cmモールドと2.5kgランマーを用いて締固めを行うと、自然含水比の乾燥側と湿潤側の両側に乾燥密度のピークが生ずるが、湿潤側で最大乾燥密度を示している。15cmモールドと4.5kgランマーを用いた締固めの場合は、ある締固め仕事量までは自然含水比状態で最大乾燥密度が生ずるが、締固め仕事量がそれ以上に増大すると、最適含水比は自然含水比よりも乾燥側に移動する。

(2) 細粒から粗粒塊にまたがる粒度をもつ泥岩土に対する締固め機構は、乾燥側では破碎作用とともに密度増加の作用がもたらされるが、湿潤側では破碎作用の後に練返し作用が卓越すると考えられる。従って、湿潤側では、大きな締固め仕事量による締固めは締固め過度を生ずる。

(3) 3層締固めの場合の水浸CBRは締固め含水比に関係なく、突固め回数67回で最大を示している。

(4) 乾燥密度と締固め含水比の関係図上に示した等膨張線と等水浸CBR線の形状から、締固めの目標は、自然含水比を維持して、乾燥密度をある程度まで増加させることである。

(5) 含有最大径が4.76mmから38.1mmまで変化する種々の泥岩土に対して自然含水比の状態での締固め試験を行うと、締固め仕事量が小さい場合には、最大塊径が大きな試料ほど、その乾燥密度は減少するが、他方締固め仕事量が増大した場合には、乾燥密度と最大径の関係は、れき混り土に対する乾燥密度とれき混入率の関数に類似し、泥岩塊は締固め過程でれきと類似の挙動をすることが推測される。しかし、破碎作用と水浸作用を受けた泥岩土は、74μふるいを通過する細粒分が卓越した細粒土の状態にある。

(6) 自然含水比を維持し、層数と突固め回数を変化させて締固めた場合のCBRは、3層42回及び5層25回で最大値を示すが、水浸CBRは、それより大きな締固め仕事量で締固めた場合に大きな値となる。特に、最大径19.1mm以上の試料を5層で、突固め回数40回よりも大きな締固め仕事量で締固めた場合の水浸CBRは、泥岩塊の細粒化に伴って透水性が低下するから、それ以外の締固めの場合よりも大きな値を示している。

(7) 従って、現場締固めでは自然含水比で薄層まき出しを行い、破碎効果のある締固め機械で転圧を行うことが、水の影響を受けにくい締固め状態となることを示唆している。

(8) 自然含水比で締固めた泥岩土は、締固め仕事量の大きさによって、乾燥密度 1.50 g/cm^3 以下、CBR 2.5以下の領域と、乾燥密度 1.58 g/cm^3 以上、CBR 3.0以上の領域とにグループ分けでき、乾燥密度 1.58 g/cm^3 は標準締固め試験による最大乾燥密度よりも大きな値であるが、この値は現場締固めでも可能な締固め密度である。

室内締固め試験結果は以上のようなものであるが、これらは現場締固めに対しても適用可能であるかが問題として残されている。転圧機種、まき出し厚、転圧回数及び含水比の管理など、この種の泥岩土に関する現場転圧データが乏しいので、それらのデータの集積につとめるとともに、現場盛土試験を実施して、泥岩土を使用した盛土などの土構造物の設計・施工指針を確立する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 新城俊也：島尻層泥岩土の締固めに関する2・3の特性，琉球大学農学部学術報告，第24号，pp. 413～425，1977.
- 2) 土質工学会編：日本の特殊土，土質工学会，pp. 313～342，1974.
- 3) 上原方成：路盤の安定処理工法に関する基礎的研究（Ⅲ）島尻層泥岩土・その1，琉球大学理工学部紀要工学篇，4号，pp. 63～88，1971.
- 4) 上原方成：土の締固めに関する研究（第1報），琉球大学理工学部紀要工学篇，8号，pp. 47～64，1976.
- 5) 久野悟郎：締固めと力学特性の相関，土と基礎，Vol. 22，No. 4，pp. 5～10，1974.
- 6) 砂川徹男・上原方成：路床土としての島尻層土について，琉球大学理工学部紀要工学篇，9号，pp. 151～156，1975.
- 7) 種村喬郎・他：ダム用土としての泥岩について・三重県企業庁山村ダムの例，土と基礎，Vol. 22，No. 6，pp. 37～44，1974.

第8章 締固めた泥質れき状土のせん断特性¹⁾

8.1 概説

アースダム、堤防、道路路体などの土構造物の建設が盛んになるとともに、その規模は巨大化の傾向にあり、それらの設計、施工を合理的、経済的に行うためには締固めた粘性土の強度・変形特性を把握することが重要となる。

一般に締固め粘性土は不飽和状態にあって、その強度は含水比、乾燥密度、飽和度に支配されることが知られていたが、Lambe²⁾は、土粒子と水の物理化学的相互作用が締固めた粘性土の構造を決定し、力学的性質に影響を及ぼすとした。さらに、SeedとChan³⁾はこの土構造の概念を拡張発展させて、締固めた粘性土の強度・変形が、含水比あるいは乾燥密度と同様に、土の構造にも支配されることを示した。これらの研究成果によると、粘性土を締固めるとき、含水比と締固めの方法によって土粒子の配列に差異が生ずる。すなわち、最適含水比よりも乾燥側で締固めた土の構造は、締固めの方法のいかんにかかわらず、土粒子の配列が不規則となる、いわゆる綿毛構造をとる。一方、湿潤側では、締固めの方法によって構造が異なり、突固めのような動的締固めあるいは半動的締固めの方法の場合はランマーあるいはタンパーの先端が土中に貫入して、土のせん断破壊が生じ、せん断面に沿って土粒子が平行に並ぶ傾向をとり、突固め回数が増加とともに土粒子配向の平行度が増し、いわゆる分散構造となる。他方、モールド内の試料の表面をおおうような載荷板を介して静荷重で締固める、いわゆる静的締固め方法では土の内部にせん断破壊を生じさせる可能性がないので、土粒子配列は綿毛構造のままである。そして、含水比と乾燥密度が同一となるように締固めの方法を変えて綿毛構造と分散構造の供試体を準備し、非排水せん断を行うと、綿毛構造は分散構造に比較して強度が大きく、かつ変形に対する抵抗性が大きいことを明らかにしている。

ところで、盛土構造物では施工後降雨の浸潤、またアースダムでは貯水の浸透、道路盛土では地山からの地下水などにより、盛土は水浸作用を受け、軟弱化するので、盛土の安定や変形を検討するためには締固めた土の強度・変形に及ぼす水浸の影響を把握しなければならない。前章で概説したように、吸水膨張や乾湿作用により容易に軟弱化する性質をもつ泥質岩類を盛土材料の対象とする場合には、強度特性に及ぼす水浸の影響が重要である。

盛土の安定、あるいは変形の解析には室内試験結果が利用される。その試験方法としては、施工の段階とその速さに対応させて、急速施工による盛土では非圧密非排水せん断試験を、一方盛土が段階的にゆっくり施工される場合には圧密非排水せん断試験を行えばよい。しかし、施工後水浸作用を受ける長期安定に対する解析をも考慮する場合には、圧密段階で吸水飽和させた供試体について圧密非排水せん断試験が行われる。

本章においては、水浸による締固めた泥質土の強度特性の変化を明らかにすることを目的として、まず締固め含水比、乾燥密度（締固め仕事量）及び締固めの方法を変化させて締固めた供試体に対し、非水浸と水浸状態で側圧 1 kg/cm^2 の非圧密非排水型三軸圧縮試験を行ない、応力～ひずみ関係とせん断強度に及ぼす水浸の影響について検討するとともに、締固め含水比～乾燥密度～強度関係

を明らかにする。次に、締固めの方法を動的方法に限定し、自然含水比付近で乾燥密度と締固め含水比を変化させて締固めた供試体に対し、締固め直後に非圧密非排水試験を、吸水飽和後に圧密非排水試験を行い、水浸による締固め泥岩土のせん断特性の変化を把握している。

8.2 実験方法

8.2.1 試料

試料は島尻層群中の与那原層泥岩であって、豊見城村の土地造成現場で未風化層地山から土工機械で掘削して採取した。この泥岩土の粒度は細粒から粗粒塊にまたがるが、現場で生成される泥岩塊の形状と自然含水比を維持しながら、三軸圧縮試験用供試体の寸法を考慮して、現場で4.76 mmふるいを通過させた試料を採取し、含水比が変化しないように実験室内に保存した。この泥岩土を自然含水比のままふるい分けした場合の泥岩塊の粒径分布と、自然含水比にある試料を24時間水浸した後に水中ふるい分けした場合の粒径分布が図-8.1に示してある。これによると、水浸によって細粒化することが明らかであるがこれは掘削の際の過度の応力による骨格構造の乱れや潜在的なクラックなどの弱面に沿って水が浸透し、泥岩塊のいくらかが分離した結果であると考えられる。しかし、このように自然含水比での水浸作用による細粒化はわずかであるが、前章の図-7.1に示したように、乾燥後水浸すると、著しい細粒化が生ずるものと考えられる。

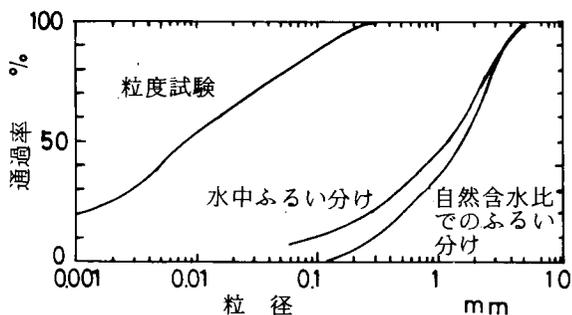


図-8.1 泥岩塊の粒径分布

表-8.1 物理的性質

比 重 G_s	2.76
粒 度 組 成	粘土分 40%
	シルト分 43%
	砂 分 17%
液性限界 w_L	57.1%
塑性限界 w_p	19.0%
自然含水比 w_n	23%

試料を十分解きはぐして行った物理試験の結果が表-8.1に、粒度試験結果が図-8.1に示してある。

8.2.2 実験方法

先に述べたように、締固めた粘性土のせん断強度に及ぼす要因は乾燥密度、含水比及び土の構造であるが、これらの要因は締固め含水比、締固め仕事量及び締固めの方法に支配

される。また、その強度は水浸作用を受けて変化する。ここでは、標準的な三軸圧縮試験を行って、締固めた泥岩土のせん断特性に及ぼす上記の要因の影響を明らかにするが、そのためには次のような締固め試料を準備した。

試料の含水比を気乾によって自然含水比より乾燥側に3段階、また加水により湿潤側に2段階変化させ、自然含水比を含めて、6段階の締固め含水比の試料を準備した。これらの試料についてJISに規定されている土の突固め試験法に準じて締固めを行うが、締固め仕事量は、10cmモールド、2.5kgランマー、突固め層数3層の場合には突固め回数を層当り10回、25回、50回とし、また15cm

モールド、4.5kgランマー、5層の場合は層当り55回である。また、非乾燥法・非繰返し法による締固めを行った。それぞれの締固め仕事量に対する締固め曲線は図-8.2に示してあるが、前章で示した傾向と同様、締固め仕事量が小さい場合には最大乾燥密度は自然含水比より湿潤側に生ずるが、締固め仕事量の増加とともに、最適含水比は自然含水比、さらには自然含水比より乾燥側へと移行している。これら締固め曲線上での締固め供試体に対して、排水条件と拘束圧力を変えて次のような三軸圧縮試験を行った。

なお、使用した三軸装置とその操作法は、第3章、3.3で説明した低圧用三軸室を用いる場合と同じである。

(1) 一定拘束圧力作用下での非排水せん断試験

供試体は、上記の締固め含水比と締固め仕事量で突固めたモールドから直径5cm、高さ10cmに成形した動的締固め供試体と、これらと同一の乾燥密度になるように静的に締固めた静的締固め供試体の2種類を用意した。静的締固め供試体の作製には、内径5cmで、高さがプランジャーで12.5cmとなるように調整されている鋼鉄製2つ割モールドを準備し、これに泥岩土を必要量入れて、圧縮試験機で上下端からプランジャーを介して静的圧力を作用させて締固めている。しかしながら、密度が大きい場合には、脱型の際リバウンドが生じ、乾燥密度を一致させることが困難であった。これらの供試体に対し、非水浸状態で側圧1kg/cmのもとでの非排水型三軸圧縮試験(UU試験)を行った。

次に、上述の動的及び静的締固め供試体に対し、体積を拘束した状態で水浸飽和させるために、内径が52mm、高さが10cmの塩化ビニール管を用意し、側方への膨張は厚手の沷紙を供試体に巻いてすき間をうめて拘束し、また供試体上下端に沷紙をはさみ、モールド上下端から有孔アクリル板を当て、これを4箇所でもルト締めして上下方向への膨張を拘束している。供試体とモールドの間に沷紙をはさんだのは飽和を促進させることを目的としたが、水浸に伴ってモールド内で吸水膨張を許し、わずかに乾燥密度が減少し、水浸作用の影響だけでなく、乾燥密度の減少の影響をも含めた強度変化を調べたことになる。供試体を飽和させるために、水浸のみならずデシケータ内で水浸減圧して脱気も行っている。これらの供試体に対してもUU試験を行っているが、間隙水圧の測定は行っていない。また、非水浸供試体と水浸供試体に対するせん断速度は1%/minである。なお、水浸に伴う乾燥密度と含水比の変化が、図-8.3(a),(b)に締固めの方法別に示してある。

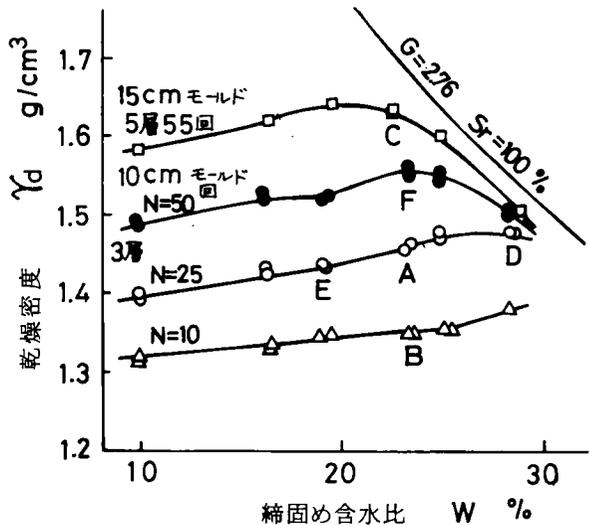


図-8.2 締固め曲線と供試体の締固め状態

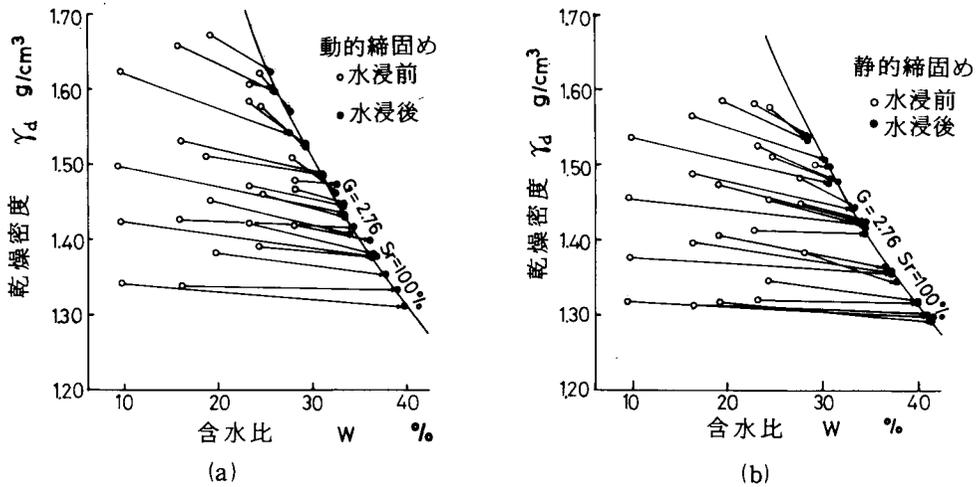


図-8.3 水浸による状態の変化

(2) 非圧密非排水せん断試験 (UU 試験)

先の図-8.2の締固め曲線上にアルファベットA, B, C, D, E, Fの記号で示した動的締固めの状態に対し、側圧を変化させた一連のUU試験を行っている。これは、供試体B, A, F, Cでは乾燥密度を変化させ、また供試体E, A, Dでは締固め含水比を変化させて、せん断特性に及ぼす乾燥密度と含水比の影響を調べることにある。突固め試料を直径5cm, 高さ10cmの円柱供試体に成形し、側圧0.5~5kg/cm²の範囲でせん断速度1%/minのUU試験を行っているが、間隙水圧の測定は行っていない。

(3) 圧密非排水せん断試験 (CU 試験)

この実験は、上述の実験(2)に対する水浸作用の影響を調べるとともに、有効応力によるせん断特性を把握することを目的としている。従って、図-8.2の締固め曲線上のアルファベットA, B, C, D, E (Fを除く)の記号の状態にある動的締固め供試体を準備し、これを実験(1)の水浸用モールドに入れてデシケータ内で水浸脱気した後、三軸室にセットして、初期バックプレッシャー $u_b = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ を作用させて有効側圧 $\sigma'_c = 0.5 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で等方圧密し、せん断速度0.05%/minで非排水せん断を行った。せん断中間隙水圧の測定を行っているが、体積変化は測定していない。

ところで、一連のUU試験あるいはCU試験を行うためには同一の供試体を多数準備する必要があるが、均一な供試体を用意するためには、一つの締固め試料から多数の供試体を成形することが望ましい。そこで10cmモールドの代わりに15cmモールドを使用し、プロクターの締固め仕事量が同一となるように5層、ランマー2.5kg, 落下高30cmの条件下で突固め回数を変化させ、一回の締固めから4個の供試体を成形した。

また、締固め作用による過圧密効果を調べるために、泥岩塊を十分解きほぐしてスラリー状に練返し、大型一次元圧密容器を用いて0.5kg/cm²で予圧密した飽和正規圧密試料に対するCU試験も行っている。この結果は、すでに第3章及び第5章で示した結果と類似しているため、ここでは締固め土のCU試験と対比させるにとどめる。

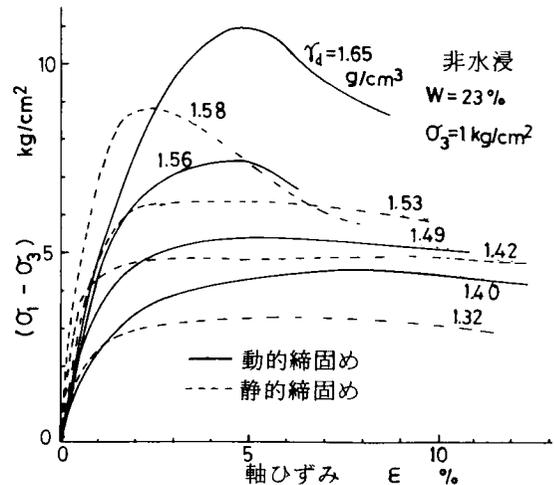
8.3 実験結果及び考察

8.3.1 締固めた泥岩土の強度と水浸による強度変化

(1) 応力～ひずみ関係

側圧 1 kg/cm^2 での三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係に及ぼす含水比、乾燥密度、締固めの方法及び水浸作用の影響について示す。

乾燥密度の影響の代表例として、図-8.4には自然含水比状態で乾燥密度を変えた場合の非水浸状態に対する応力～ひずみ関係を、実線で動的締固めの場合、破線で静的締固めの場合を示してある。動的締固めに対する応力～ひずみ関係は乾燥密度の増加につれて、ひずみの増大とともに応力が増大する、いわゆるひずみ硬化によって最大応力に達した後ひずみ硬化～軟化型に移行することがわかる。すなわち、乾燥密度の増加に伴って、応力～ひずみ関係は塑性的挙動からぜい性的挙動へと移行し、それに伴って最大応力が増大するが、破壊ひずみは減少する傾向にある。他方、



静的締固めの場合も、乾燥密度の増加に伴う応力～ひずみ関係の変化は動的締固めの場合と同様であるが、両締固め供試体に対する乾燥密度が一致していないので、強度を直接比較することができない。図に示していないが、密度増加に伴う応力～ひずみ関係が密度増加に伴って塑性的挙動からぜい性的挙動へと移行する傾向は、締固め含水比が低くなるほど顕著となり、一方、自然含水比より湿潤側では高密度に伴うぜい性的挙動は現われず、乾燥密度に関係なく、応力～ひずみ関係はひずみ硬化型である。しかも、湿潤側では、静的締固めの場合は乾燥密度の増加に伴って最大応力は増大するが、動的締固めの場合は最大応力が減少し、締固め過度 (over-compaction) が生じている。

図-8.5は締固め含水比の影響の代表例として、10cmモールド、3層25回の締固めに対する応力～ひずみ関係を、前図と同様、実線は動的締固め、破線は静的締固めとして、締固め含水比ごとに示してある。応力～ひずみ関係は、自然含水比より湿潤側で締固めた場合はひずみ硬化型であるが、締固め含水比の減少に伴ってひずみ硬化～軟化型へと移行し、それとともに最大応力の増加と破壊ひずみの減少が現われる。この傾向は、静的締固めの応力～ひずみ関係においても同様である。また、図示していないが、締固め含水比の減少に伴う応力～ひずみ関係のぜい性挙動は、乾燥密度が大きいほど顕著に現われる。な

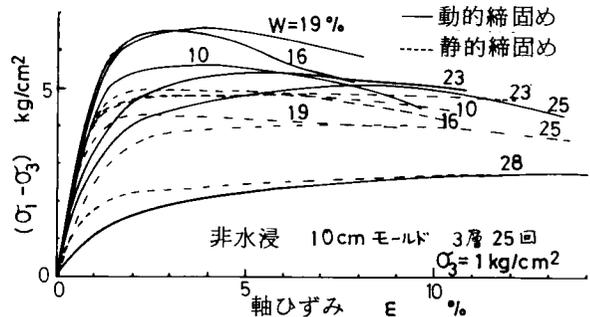


図-8.5 応力～ひずみ関係に及ぼす締固め含水比の影響

お、締固めの方法に関係なく、締固め含水比25%以下では応力～ひずみ関係に最大応力が生じているが、締固め含水比28%では応力にピークが現われない。この場合の破壊は、ひずみが15%のときの応力値で定義した。

次に、図-8.6は、図-8.4の非水浸状態に対応させて、水浸状態での応力～ひずみ関係を示したもので、図中の数値は水浸後の乾燥密度を表わしている。水浸による乾燥密度の減少はわずかであるにもかかわらず、応力～ひずみ関係は乾燥密度に関係なくひずみ硬化型を示し、高密度化に伴うぜい性挙動は消失している。また、水浸の場合も乾燥密度の増加に伴って強度は増大しているが、非水浸供試体に比較して、水浸作用により強度の減少と塑性的変形挙動もたらされている。

同様に、図-8.7は、図-8.5の非水浸状態に対応させて、水浸状態での応力～ひずみ関係を示したもので、図中の数値は締固め含水比を表わしている。この場合も、締固めの方法あるいは締固め含水比に関係なく、応力～ひずみ関係はひずみ硬化型に移行し、その傾向は締固め含水比が小さいほど顕著で、強度の減少が著しい。従って、水浸後の強度は、自然含水比よりも湿潤側の状態で締固めた場合に大きな値を示している。

以上のような水浸状態に対する応力～ひずみ関係は、他の乾燥密度と締固め含水比においても締固めの方法に関係なく、同様な傾向にあり、しかも応力にピークが生じない。このような水浸供試体の強度は15%ひずみに対する応力値を用いる。

ところで、土構造物の応力状態や変形を解析するために、土に対する種々の応力～ひずみ関係式が提案されている。Kondner⁴⁾は、土の非線形応力～ひずみ関係が双曲線で近似できることを示した。この双曲線式は

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (8.1)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$: 主応力差, ϵ : 軸ひずみ, a, b : 実験から求まる定数, で表わされ、これを次式のように変形すると、

$$\frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\epsilon \quad (8.2)$$

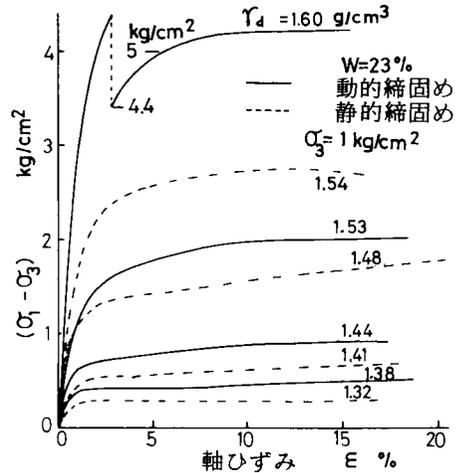


図-8.6 応力～ひずみ関係に及ぼす水浸の影響 (密度が異なる場合)

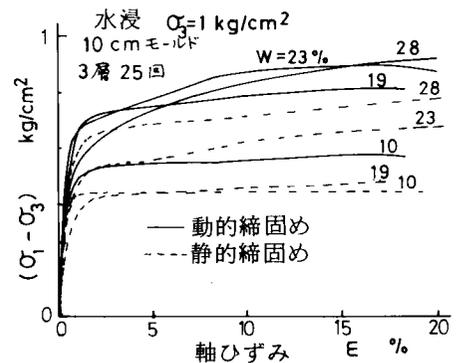


図-8.7 応力～ひずみ関係に及ぼす水浸の影響 (締固め含水比が異なる場合)

ϵ と $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は直線となるから、これから切片が a 、勾配が b として求まる。 a は、応力～ひずみ関係における初期接線変形係数 E_i と $E_i = 1/a$ の関係に、 b は、 $\epsilon \rightarrow \infty$ のときの終極強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$ の関係にある。不飽和土の応力～ひずみ関係は側圧の影響を受けるが、ここでは側圧 1 kg/cm^2 での応力～ひずみ関係への式 (8.1) の適合性について、乾燥密度、締固め含水比、締固めの方法及び水浸作用の影響を調べる。

図-8.8は図-8.4の非水浸状態下での動的締固めに対する式(8.2)の適合性を、図-8.9は図-8.5の締固め含水比の影響に対する適合性を、また図-8.10は図-8.6の水浸作用の影響を、図-8.11は図-8.7の静的締固めに対する水浸の影響を示したものである。図-8.8と図-8.9より、非水浸供試体に対しては最大応力までの双曲線への適合性は比較的良好で、乾燥密度の増大に伴って適用ひずみ領域が減少するが、含水比の増加とともに適用ひずみ領域は拡大している。しかしながら、適合性に及ぼす締固めの方法の影響は明確でない。他方、図-8.10と図-8.11から、水浸状態での応力～ひずみ関係は、乾燥密度が小さく、また締固め含水比が高いほど、双曲線式への適合性がよく、しかも静的締固めよりも動的締固めにおいて良好となる傾向にある。すなわち、ひずみ10%前後で直線関係に折点を生ずるが、その傾向は静的締固めにおいて著しい。このように、水

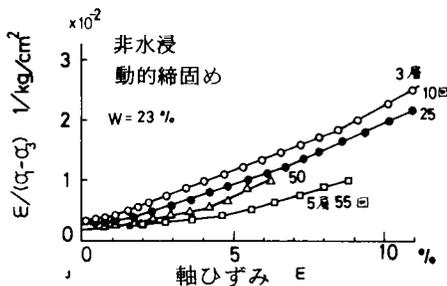


図-8.8 応力～ひずみ関係の双曲線式への適合性 (乾燥密度の影響)

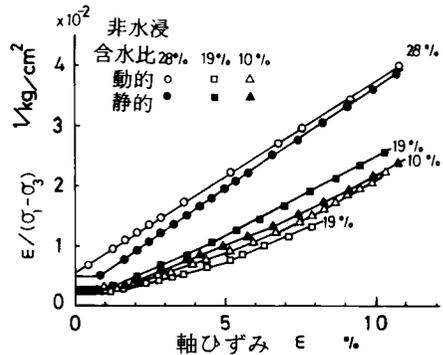


図-8.9 応力～ひずみ関係の双曲線式への適合性 (締固め含水比の影響)

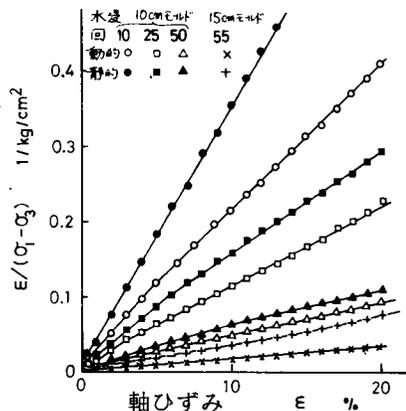


図-8.10 水浸供試体の応力～ひずみ関係に対する双曲線式への適合性 (乾燥密度の影響)

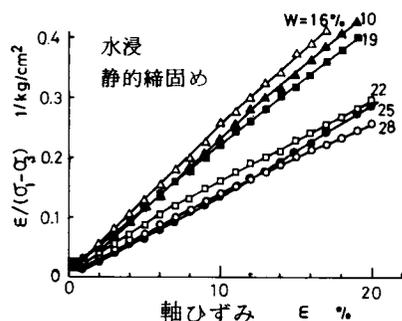


図-8.11 水浸供試体の応力～ひずみ関係に対する双曲線式への適合性 (締固め含水比の影響)

浸供試体に対する双曲線式の適合性がよいことは応力～ひずみ関係の形状からも推測できることである。いま、定数 b から求まる終極強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ と破壊強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ との比を次式で定義すると、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (8.3)$$

R_f は破壊比と呼ばれ、通常その値は 0.75 ～ 1 の間にあって、これを式 (8.2) に代入すると、次式となる⁵⁾。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (8.4)$$

いま、水浸供試体に対し、 $\epsilon = 10\%$ 前後までの $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係の勾配 b から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ と破壊強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を示すと図-8.12 となる。破壊比 R_f の平均値は動的締固めで 0.929、静的締固めで 0.966 で、締固めの方法でわずかに異なっている。一方、水浸供試体は飽和状態にあるから、側圧の変化に伴って有効応力が変化しないので、 E_i を支配する要因は乾燥密度と締固めの方法である。図-8.13 に E_i と乾燥密度の関係を示してあるが、締固めの方法による差異は明確でない。

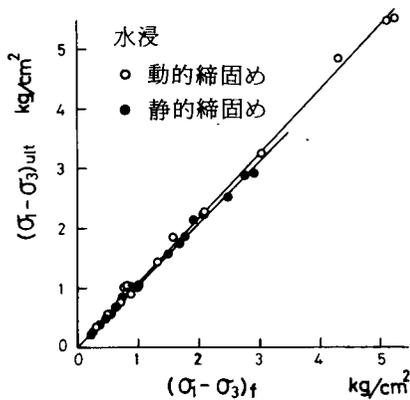


図-8.12 水浸供試体の破壊比に及ぼす締固め方法の影響

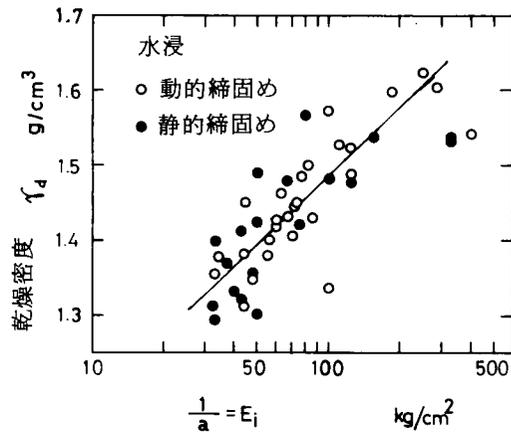


図-8.13 水浸後の乾燥密度と初期接線変形係数の関係

(2) 強度特性

締固め粘性土の破壊強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は締固め含水比、乾燥密度及び締固めの方法によって異なり、さらに水浸作用によって変化する。強度に及ぼす締固めの方法の影響を明らかにするためには、含水比と乾燥密度を一致させて比較することが望ましいが、すでに述べたように、動的締固めと静的締固めの乾燥密度を一致させることが困難であったので、図-8.14に示すように、乾燥密度と強度(対数)をプロットして締固めの方法による強度の比較を行った。図から明らかのように、 $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係には締固め含水比ごとに直線関係が成立し、締固め含水比 28% の動的締固めを除いて、乾燥密度が増加するほど、また締固め含水比が減少するほど、強度は増加することがわかる。また、自然含水比(23%)より乾燥側では、動的締固めと静的締固めの $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係に差がなく、締固めの方法の影響を受けないようである。一方、自然含水比より湿潤側では、

$\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係に締固めの方法による差異が生じ、乾燥密度が同一のとき、静的締固めの強度が動的締固めよりも大きいことがわかる。特に、含水比28%の場合、静的締固めにおいては乾燥密度の増加に伴って強度も増加しているが、動的締固めにおいては締固め仕事量の増加に伴って強度と乾燥密度はともに減少し、締固め過度の現象が生じている。

前章で述べたように、細粒から粗粒塊にまたがる粒度をもつ泥岩土に対する締固め機構

は、乾燥側では破碎作用とともに密度増加がもたらされるが、湿潤側では破碎作用の後に練返し作用が卓越することである。自然含水比より湿潤側で動的に締固めたとき、含水比と締固め仕事量の増加に伴って締固め土は大きなせん断ひずみを受け、分散構造を形成するであろう。このことは、自然含水比より湿潤側で締固めたとき、通常の粘性土と同様、動的締固めでは分散構造、静的締固めでは綿毛構造が形成されていると推測される。他方、自然含水比より乾燥側での締固めは、通常の粘性土同様、締固めの方法にかかわらず綿毛構造を形成していると考えられるが、本実験では、これが土粒子レベルの配列構造であるのか、泥岩塊レベルの集合状態であるのか、泥岩塊の細粒化の状況を把握してないので明瞭でない。

次に、同図には水浸後の供試体に対する乾燥密度と強度の関係が締固め含水比に関係なく示されている。先にも述べたように、ここでは乾燥密度を拘束して、水浸のみによる強度の変化を調べることを目的としたが、水浸作用のみならず乾燥密度の減少をも伴った強度の変化となっている。締固めた土は不飽和状態にあって、土中内のサクションは有効応力として作用し、その強度に影響を及ぼしているが、水浸するとサクションの解消、土粒子の吸着水層の拡大などのために強度は低下する。いま、乾燥密度の変化がわずかであるから、それに伴う強度の変化は無視できると仮定すれば、図において水浸に伴う強度の減少は乾燥密度を一定にしたときの強度差として求められ、水浸による強度の減少割合は、締固め含水比が低いほど、また乾燥密度が小さいほど、著しいことがわかる。

また、水浸供試体に対しても $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係には線形関係が成立し、しかもこれらの関係には締固めの方法による差異がみとめられない。水浸供試体は飽和しているから、この関係は零空積曲線上での強度分布に対応し、乾燥密度によって一義的に強度が定まるばかりでなく、飽和状態での含水比と乾燥密度の間には次の関係があるから、含水比と強度の関係も推定できる。

$$w = \left(\frac{\tau_w}{\tau_d} - \frac{1}{G_s} \right) S_r \quad (8.5)$$

ここに、 w : 含水比、 τ_d : 乾燥密度、 G_s : 土粒子の比重、 τ_w : 水の単位体積重量、 S_r : 飽和度。

図-8.15は強度を対数目盛でとり、実測含水比と強度の関係を示したものである。この場合も締固めの方法による差異は認められず、水浸飽和した締固め土の強度は、通常の飽和粘土と同様、含

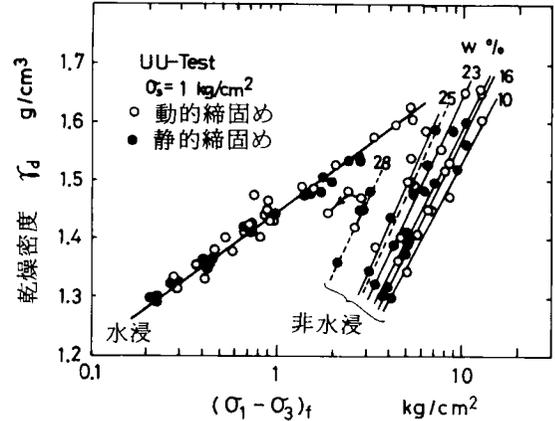


図-8.14 乾燥密度と強度の関係

水比と一義的關係にある。

なお、式(8.4)の応力～ひずみ關係に対する双曲線式における $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は、水浸供試体に対する $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係から求めればよい。

(3) 含水比～乾燥密度～強度關係

非水浸供試体は不飽和であるので、非排水条件で側圧を増加させると、空氣の壓縮により間隙比の減少と有効応力の増加が生じ、せん断強度は側圧に影響されることになる。従って、締固め含水比と乾燥密度の關係図上における等強度線は側圧により變動する⁶⁾。しかしながら、含水比～乾燥密度～強度關係を明示しておくことは、乾燥密度だけでなく、強度をも考慮して締固めの目標を定める上で重要である。これらの關係は通常、上述のように、含水比～乾燥密度關係図上に等強度線を描くことによって求められる。ここでは、含水比と乾燥密度は普通目盛で、強度は対数目盛にとり、図-8.16に示すような含水比 w ～乾燥密度 τ_d ～強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係で示すことにする。

この図の $w \sim \tau_d$ 平面には、締固め仕事量を変化させたときの締固め曲線群と零空積曲線とが示されているが、締固め曲線上の締固めに対する強度の対数は、図-8.14に示したように、締固め含水比一定のとき乾燥密度と線形關係にあるから、この図においても含水比一定の平面上で $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係は線形關係にある。ただし、締固め含水比と締固め仕事量が増大して、締固め過度が生ずるような場合、例えば含水比28%の動的締固めでは、 $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係は $w = 28\%$ 平面上で曲線關係にある。一方、 $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係の直線群と乾燥密度一定平面上の交点をつらねると、乾燥密度一定に対する $w \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係は曲線を形成する。しかも、この曲線は乾燥密度によって異なる形状を示している。従って、非水浸状態に対する $w \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係は座標空間で曲面を形成するが、この曲面は不飽和土においては側圧によって變動するもので、この場合は側圧 $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ に対するものである。

一方、水浸飽和の $w \sim \tau_d$ 關係は零空積曲線上にあるから、水浸後の $w_f \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 關係は、図中の太い破線で示してあるように、 $w \sim \tau_d$ 面の零空積曲線の垂直面上上

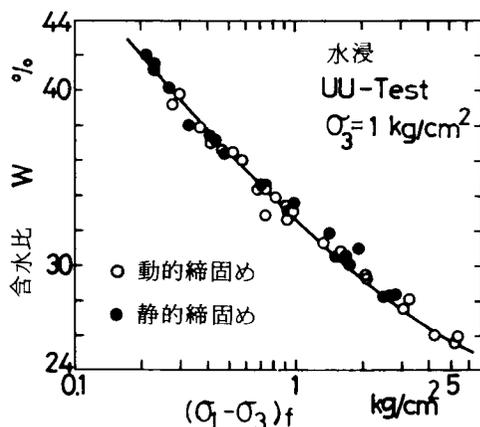


図-8.15 飽和含水比と強度の關係

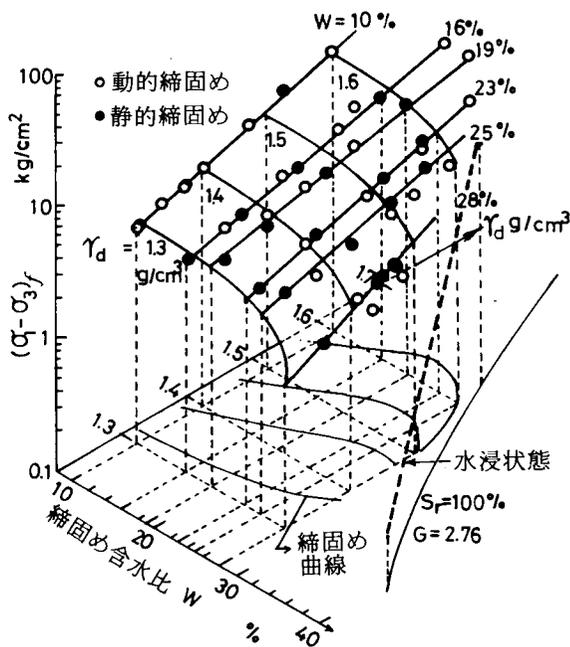


図-8.16 締固め含水比～乾燥密度～強度關係

にあって曲線を形成している。従って、非水浸での $w \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係の曲面は水浸作用により曲線に集約されることになる。いま、図の混乱をさけるために、水浸後の $w_f \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係だけを図-8.17に示してある。この図において $w_f \sim \tau_d$ 面に投影すると、零空積曲線となり、また $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 面への投影は図-8.14に示した水浸状態に対する $\tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係と、 $w \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 面への投影は図-8.15の $w \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係と一致している。このことは、水浸による含水比の増加、乾燥密度の減少及び強度の減少が生じて、 $w_f \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は零空積曲線への垂直面に包含され、それより外側にはみ出ることなく、しかも水浸供

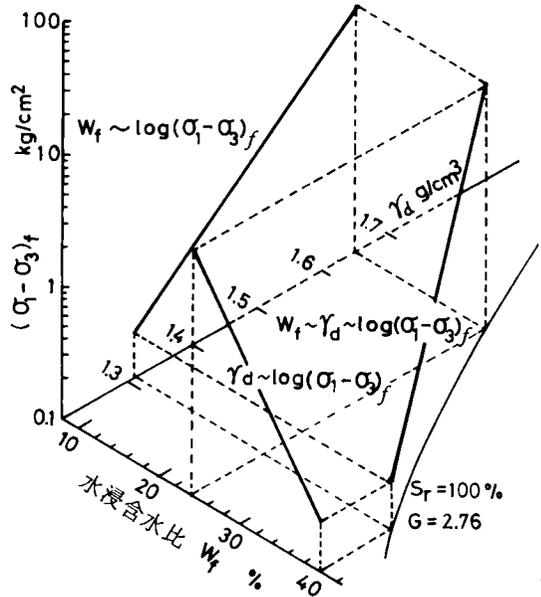


図-8.17 水浸含水比～乾燥密度～強度関係

試体は飽和しているから、強度は側圧の影響を受けずに一定となる。従って、水浸後の $w_f \sim \tau_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は側圧に関係なく、乾燥密度あるいは含水比によって一義的に定まるといえる。

なお、図-8.16あるいは図-8.17において、強度を限定すれば、曲面あるいは曲線からその強度に対応する $w \sim \tau_d$ 関係が求まる。従って、盛土の水浸作用による乾燥密度の減少程度が推定できるなら、水浸後の強度を考慮して締固め目標を設定することが可能となるであろう。

8.3.2 非圧密非排水せん断試験 (UU試験)

図-8.2に示した記号A～Fの締固め状態の供試体に対して、側圧 $0.5 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲でUU試験を行っているが、表-8.2にはそれらの供試体の締固め含水比と乾燥密度、並びにせん断試験結果をまとめて示し、また図-8.18にはそれぞれの締固め状態における応力～ひずみ関係と全応力による破壊包絡線を示してある。

図-8.18の応力～ひずみ関係に注目すると、締固め含水比が自然含水比で、かつ乾燥密度が変化する場合は（乾燥密度の大きさ、 $B < A < F < C$ ）、供試体Bでは側圧 1 kg/cm^2 までは応力～ひず

表-8.2 供試体とUU試験結果

供試体	含水比 $w \%$	乾燥密度 $\tau_d \text{ g/cm}^3$	c_u kg/cm^2	ϕ_u (度)
A	23.1 ± 0.2	1.49 ± 0.02	1.17	27.8
B	22.9 ± 0.3	1.37 ± 0.02	0.65	29.0
C	23.0 ± 0.1	1.62 ± 0.01	2.42	24.5
F	23.0 ± 0.3	1.58 ± 0.01	2.41	23.8
D	27.0 ± 0.1	1.52 ± 0.01	0.97	22.0
E	18.5 ± 0.2	1.47 ± 0.02	1.07	32.9

み関係がひずみ硬化-軟化型であるが側圧の増加に伴ってひずみ硬化型に移行している。このように、応力~ひずみ関係がひずみ硬化-軟化型からひずみ硬化型に移行するときの側圧の大きさは、乾燥密度の増加とともに増加し、供試体Aでは $\sigma_3 = 5 \text{ kg/cm}^2$ 、供試体F、Cでは 5 kg/cm^2 以上になっている。この様に、含水比が一定の場合の応力~ひずみ関係は乾燥密度と側圧の影響を受けることが明らかであるが、乾燥密度が増大すると、供試体FとCにおけるように、応力~ひずみ関係は類似している。

一方、供試体E、A、Dのように、締め固め含水比が変化するときの応力~ひずみ関係を比較すると、側圧の大きさに関係なく、供試体Dではひずみ硬化型、供試体Eではひずみ硬化-軟化型で、側圧の増加に伴う強度の増加は、供試体Eで著しく、供試体Dでわずかである。供試体Eでは、先述したように、非排水条件で不飽和土に作用する側圧を増加させると、空気の圧縮に伴って間隙の減少と有効応力の増加が生じ、その結果強度が増大するが、供試体Dのように飽和度が高い場合には、側圧の増加に伴って空気が間隙水に溶解し、飽和に近い状態となり、強度は一定となる。

次に、図-8.18には各締め固め状態でのモールの応力円と破壊包絡線が示してあるが、供試体A、F、C及びEの包絡線は直線で、Mohr-Coulombの破壊規準が適用でき、他方供試体BとDでは非線形である。そのうち、供試体Dに対する包絡線は全圧力領域にわたって曲線であるが、供試体Bに対する包絡線は低圧領域で直線、高圧領域で曲線を示している。供試体Bに対する低圧領域での直線は空気の圧縮に伴う密度増加によって、また供試体Bの高圧領域と供試体Dに対する曲線は側圧の増加に伴う飽和への移行によってもたらされたものと考えられる。

いま、各締め固め状態に対する包絡線を比較するために、全応力による破壊時の応力状態を $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係で示したのが図-

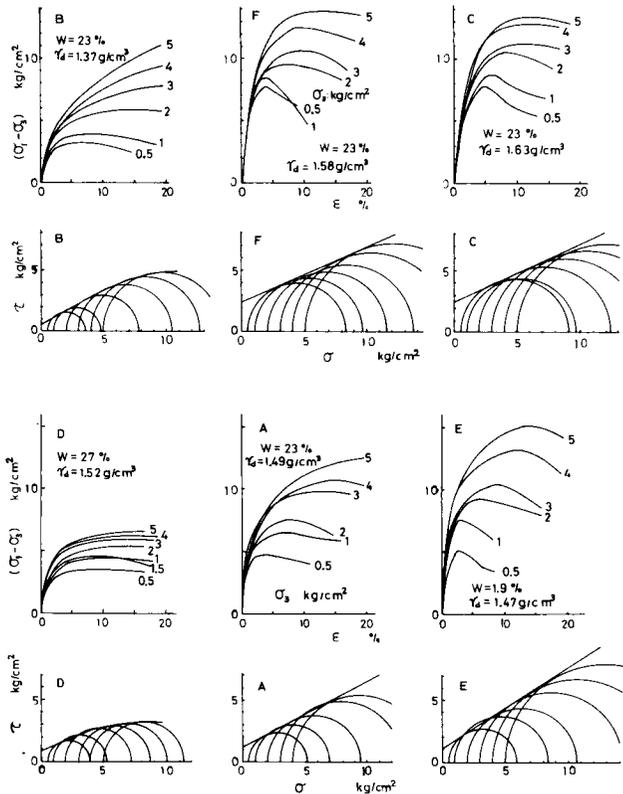


図-8.18 応力~ひずみ関係と破壊包絡線 (UU試験)

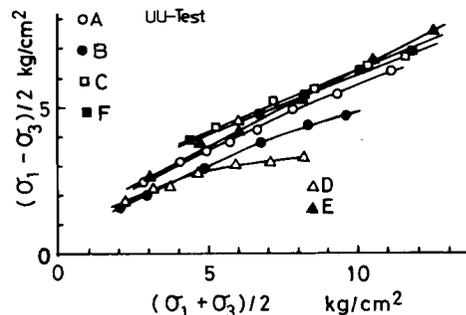


図-8.19 破壊時の応力状態 (UU試験)

8.19である。また、表-8.2には強度定数 c_u , ϕ_u が示されているが、供試体BとDに対する値は低圧領域における包絡線を直線で近似して求めた値である。自然含水比での締固めを比較すると、供試体CとFの強度定数はほぼ一致しているが、供試体B, A, F, Cの順に、乾燥密度が増大すると、 c_u は増加し、 ϕ_u は減少する傾向にある。一方、乾燥密度がほぼ一定で、含水比が異なる供試体E, A, Dを比較すると、 c_u の差はみられないが、 ϕ_u は自然含水比よりも乾燥側で大きな値を示している。ところで、これらのうち、供試体A, B, Eは他の供試体に比較して大きな ϕ_u を示している。前章で明らかにしたように、大きな締固め仕事量あるいは高含水比での締固めの場合には、泥岩塊は締固め過程で破砕作用あるいは練返し作用を受けて細粒化するが、他方小さな締固め仕事量での締固めにおいては十分破砕されないまま、締固められている。従って、供試体A, B, Eのような締固め状態では、十分破砕されていない泥岩塊が締固め土中に存在し、しかもこの場合は水浸作用を受けていないので、これらがせん断中に粒状体として挙動し、大きな ϕ_u の値がもたらされたものと推測される。

8.3.3 圧密非排水せん断試験 (CU試験)

図-8.2に示した締固め状態A, B, C, D, Eに対し、水浸飽和後0.5~5.0 kg/cm²の圧密圧力の範囲内でCU試験を行っているが、表-8.3には供試体の締固め含水比と乾燥密度、並びにせん断試験結果がまとめて示してある。

表-8.3 供試体とCU試験結果

供試体	含水比 w %	乾燥密度 γ_d g/cm ³	強度定数						破壊比 R_f
			全応力		$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$		$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$		
			c_{cu}	ϕ_{cu}	c'	ϕ'	c'	ϕ'	
A	22.8 ± 0.3	1.49 ± 0.03	0.34	17.2	0.14	29.2	0.17	29.2	0.976
B	22.6 ± 0.2	1.34 ± 0.02	0.30	13.2	0.08	28.3	0.06	29.2	0.972
C	22.7 ± 0.3	1.63 ± 0.01	1.38	20.1	0.09	32.4	0.29	33.7	0.875
D	26.5 ± 0.5	1.52 ± 0.01	0.79	16.0	0.18	28.9	0.22	30.6	0.964
E	18.7 ± 0.6	1.46 ± 0.01	0.24	18.5	0.17	29.2	0.08	30.1	0.965

水浸供試体は圧密過程でバックプレッシャー $u_b = 3.5$ kg/cm²を作用させているが、図-8.20は圧密後の含水比と圧密圧力の関係を示したものである。圧密後の含水比は図中に示した締固め含水比よりも増加しているから、この圧密圧力の範囲内では、圧密過程で吸水現象が生じていることがわかる。一方、締固め乾燥密度を一定に保ったまま飽和させたときの含水比は、A:31%, B:38%, C:25%, D:30%, E:32%であるから、すべての供試体で吸水しているにもかかわらず、供試体Bではすべての圧密圧力に対して体積圧縮が生じ、逆に供試体Cでは体積膨張が生じ、また他の供試体A, D, Eでは圧

(c_{cu} , c' : kg/cm², ϕ_{cu} , ϕ' : 度)

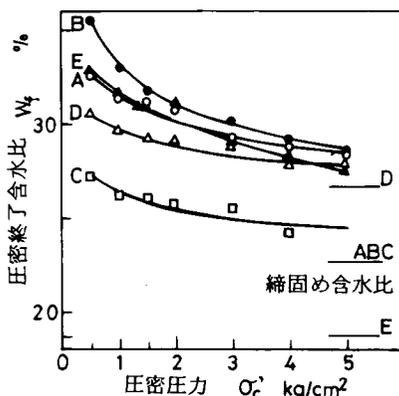


図-8.20 圧密圧力と含水比の関係

密圧力の増加に伴って、体積膨張から体積圧縮へと移行している。さらに、自然含水比の乾燥側と湿潤側で締固めた供試体EとDを比較すると、圧密圧力の増加に伴う含水比変化は、乾燥側で締固めた供試体Eで著しい。これは、十分に破碎されていない乾燥した泥岩塊が、低圧密圧力では吸水膨張を生ずるが、圧密圧力の増加に伴って泥岩塊の吸水による崩壊現象が生じ、含水比減少がもたらされたものと推測される。

このような圧密供試体に対して非排水条件でせん断を行い、各締固め状態に対する応力～ひずみ関係、有効主応力比 (σ'_1 / σ'_3)～ひずみ関係及び間隙水圧～ひずみ関係を示したのが図-8.21(a)～(e)である。これらの関係を図-8.20に示した圧密終了時の状態と対応させて検討すると、圧密過程で体積減少が生じている供試体Bにおいては、応力～ひずみ関係はひずみ硬化型で、間隙水圧はひずみの増加に伴って増加し、その後一定となり、通常の正規圧密粘土と類似の挙動を示している。一方、体積膨張が生じている供試体Cで

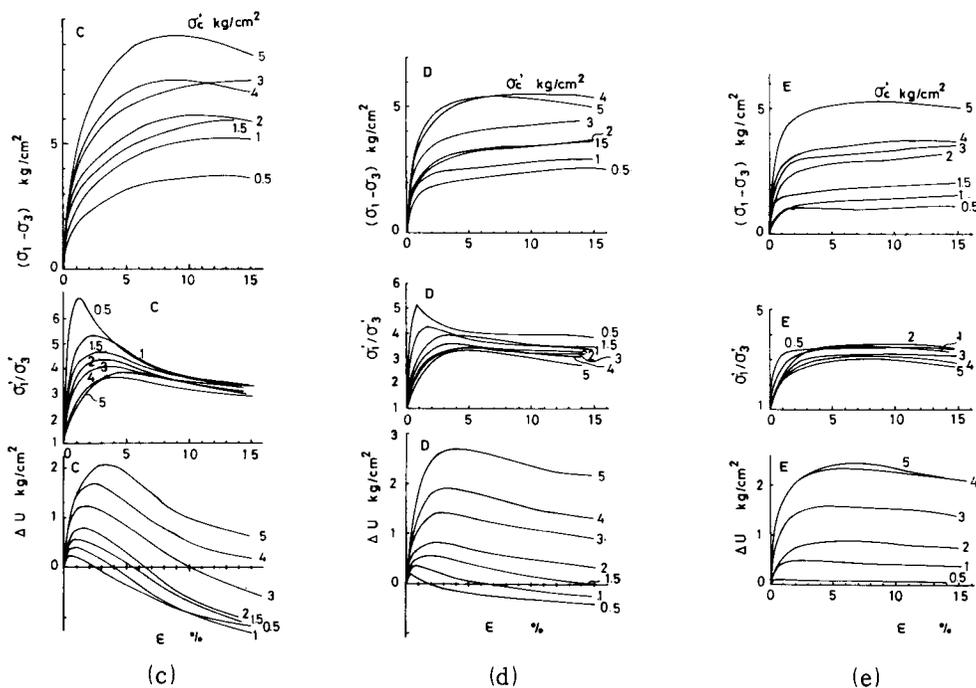
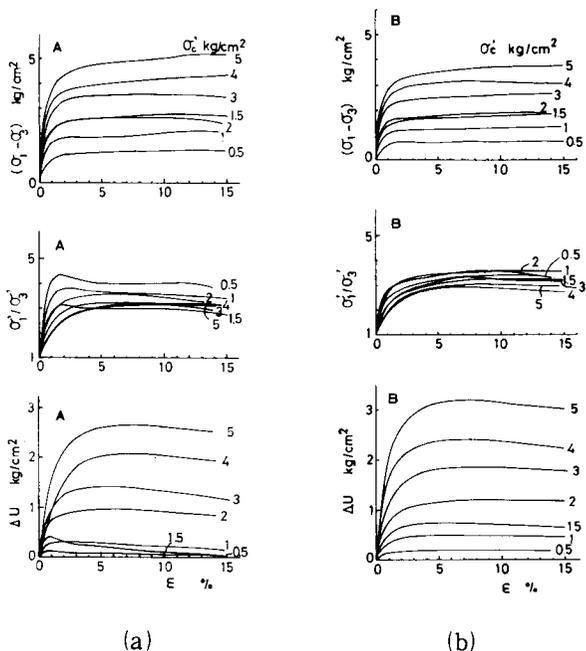


図-8.21 応力～有効主応力比～間隙水圧～ひずみ関係 (CU試験)

は、応力～ひずみ関係は圧密圧力の増加に伴ってひずみ硬化型からひずみ硬化-軟化型へ移行し、また間隙水圧～ひずみ関係は最大応力よりも小さなひずみで最大値を示し、その後ダイレイタンスを伴って間隙水圧が減少し、通常の過圧密粘土と類似の挙動を示している。また、供試体Aでは、圧密圧力の増加に伴って低圧での過圧密的挙動から高圧での正規圧密的挙動へと移行している。供試体Dでは、供試体Cと同様、過圧密的挙動を示しているが、供試体Eでは、先述したように、水浸作用による状態変化が著しいので、正規圧密的挙動を示している。

通常せん断応力が最大になった状態を破壊とするが、有効主応力比 (σ'_1 / σ'_3) の値が最大となる状態で強度定数を決定する場合がある。有効側圧 σ'_3 を一定に保ちながら軸応力 σ'_1 を増大させる排水せん断試験では、有効主応力比の最大値 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$ と主応力差の最大値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ のひずみは一致するが、非排水せん断試験の場合には、ひずみの増大に伴って間隙水圧が増加するような正規圧密粘土では、 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$ が $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ よりもかなりおくれて現われ、他方、過圧密粘土のように、間隙水圧の減少に伴って有効側圧 σ'_3 が増加する場合には、 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$ は $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に先行して現われるといわれている⁷⁾。図-8.21に示した $(\sigma'_1 / \sigma'_3) \sim \epsilon$ 関係に注目すると、過圧密粘土に類似した挙動を示している供試体C、D及び供試体Aに対する低圧密圧力領域では、 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$ が $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ に先行して小さなひずみで現われ、他方供試体B、E及び供試体Aに対する高圧密圧力領域では、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係と $(\sigma'_1 / \sigma'_3) \sim \epsilon$ 関係は同じ形を示している。

いま、破壊強度を $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 、あるいは15%ひずみの応力で定め、水浸飽和による強度の変化を把握するために、各圧密圧力(側圧)に対してUU試験とCU試験の強度を比較したのが図-8.22である。CU試験では、圧密圧力の増加に伴って乾燥密度が変化するので、水浸飽和だけによる強度の減少とはいえないが、UU試験の強度と比較すると、強度変化の様子が明らかである。また、強度の低下は水浸飽和によるサクシヨンの解消などによってもたらされるが、供試体B、A、Eに対する強度の減少が著しいのは、それ以外に、UU試験のところで述べたように、十分破碎されていない泥岩塊が水浸作用を受けて、さらに軟弱化したためであると考えられる。しかし、これらの比較は圧密圧力 5 kg/cm^2 までの領域であり、供試体Dから予測されるように、さらに大きな圧密圧力(側圧)レベルでは排水条件によって有効応力レベルが著しく異なるから、逆にCU試験による強度が増大するであろう。

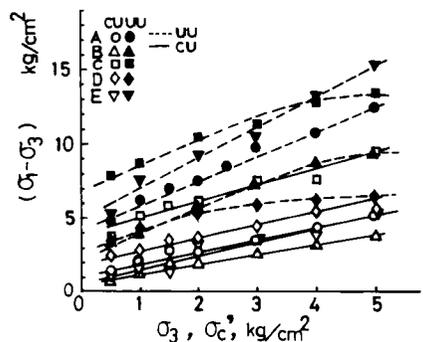


図-8.22 水浸作用による強度変化

次に、CU試験の結果を含水比 w_f ~ 圧密圧力 σ'_c ~ 強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係で表示すると、図-8.23と図-8.24のようになる。なお、これらの図には、比較のために繰返し正規圧密粘土の $w_f \sim \sigma'_c \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係も併記してある。図-8.23は自然含水比状態で密度を変化させて締固めた場合の供試体A、B、Cの比較を行い、図-8.24は自然含水比の乾燥側と湿潤側で締固めた場合の供試体EとDの比較を行っている。周知のように、飽和粘土の強度は含水比に支配される。そして、正規圧密粘土に対してCU試験を行った場合、含水比 w_f と圧密圧力 σ'_c の関係は含水比 w_f と強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係と平行関係にあることが知られている。図から明らかなように、実験試料の泥岩を繰返して正規圧密した

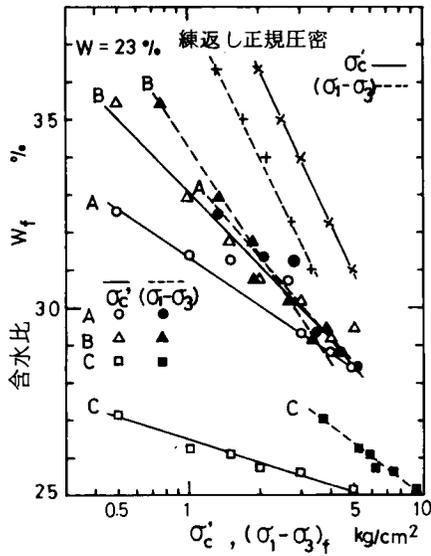


図-8.23 含水比～圧密圧力～強度関係
(乾燥密度の影響)

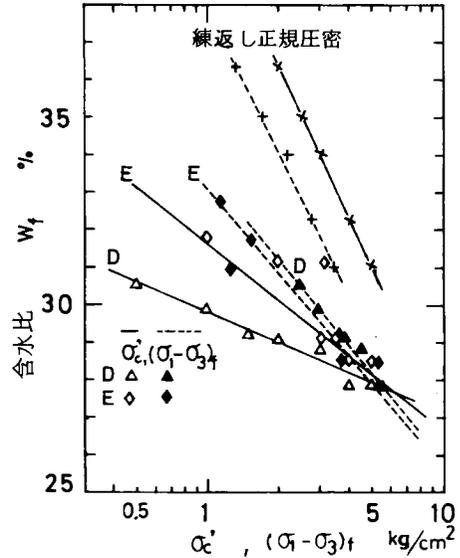


図-8.24 含水比～圧密圧力～強度関係
(締固め含水比の影響)

試料では $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係と $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係はそれぞれ線形関係にあって、かつ互に平行している。それに対し、締固め土においては $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係と $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係はそれぞれ線形関係にあるが、互に平行関係にない。しかしながら、図-8.23に示すように、供試体Bでは $\sigma'_c = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ 付近で、Aでは 5 kg/cm^2 付近で両関係が交差している。また、供試体Cでは著しく大きな圧密圧力で両関係が交差することが推測できる。他方、図-8.24では供試体DとEに対する $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は線形で、ほぼ一致しているが、 $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係は異なり、それぞれの関係は、供試体Eでは 4 kg/cm^2 付近で、Dでは 6 kg/cm^2 付近で交差している。Leeら⁸⁾の圧密圧力 $\sigma'_c = 70 \text{ kg/cm}^2$ までの締固めカオリナイト粘土に対するCU試験によると、 $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係と $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は低圧密圧力領域では平行関係にないが、圧密圧力の増加に伴って $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係が屈折して、 $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係と交差し、最終的には正規圧密粘土と同様、互に平行となることが明らかにされている。図より、締固め泥岩土の場合も圧密圧力の増加に伴って $w_f \sim \log \sigma'_c$ 関係と $w_f \sim \log (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は交差し、互に平行となることが推測されるが、この関係が図中に示した練返し正規圧密試料の延長線と互に平行となるかは明らかでない。先に、応力～間隙水圧～ひずみ関係からこれらの供試体を正規圧密的挙動と過圧密的挙動に分類したが、上述の挙動に基づく、水浸作用を受けた供試体でも実験に対する圧密圧力の範囲では過圧密的状態にあって、しかもそれぞれに程度の差があり、供試体A, B, Eはわずかに過圧密された状態、供試体Dは過圧密された状態、供試体Cは強く過圧密された状態にあるといえよう。

以上のように、締固め土は締固め過程で過圧密状態となるが、水浸作用ではこの過圧密効果が消失しないことが明らかであり、従ってせん断に伴う間隙水圧は過圧密効果の影響を受けていると考えられる。

図-8.25は破壊時の間隙水圧 Δu_f と圧密圧力 σ'_c の関係、並びにSkemptonの間隙圧係数 A_f と σ'_c の関係を同時に示したものである。供試体A, B, Eでは圧密圧力の増加に伴って間隙水圧 Δu_f は増

加しているが、供試体C、Dでは圧密圧力が小さいときは負の間隙水圧を生じ、圧密圧力の増大に伴って間隙水圧は負から正へと変化している。一方、締固め土の先行圧縮応力が定かでないので、過圧密比の代わりに圧密圧力との関係で間隙水圧 A_f を示すと、供試体C、Dでは圧密圧力の増加に伴って A_f が増加しており、また供試体A、B、Eでは圧密圧力の増加に伴う A_f の増加割合が圧密圧力 2 kg/cm^2 を境として急変しているが、 A_f は圧密圧力とともに増加していて、過圧密的挙動にあることがわかる。

次に、図-8.26は、全応力による破壊包絡線を比較するために、各供試体の $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係を示したものである。破壊包絡線は非線形関係にあるが、これを直線近似して求めた場合の強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} が先の表-8.3に示してある。自然含水比で締固めた場合の強度定数に及ぼす乾燥密度の影響を調べると（乾燥密度、 $B < A < C$ ）、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} は乾燥密度の増加に伴って、ともに増加する傾向がみられる。また、締固め含水比の影響を調べるために供試体E、A、Dを比較すると、含水比の増加に伴って c_{cu} は増加しているが、 ϕ_{cu} は逆に減少する傾向を示している。

ところで、せん断に伴う間隙水圧は締固め状態によって異なっていることを述べたが、有効応力径路は間隙水圧に影響されるから、例として圧密圧力 1 kg/cm^2 と 4 kg/cm^2 の場合の各供試体に対する有効応力径路を比較したのが図-8.27である。この図には練返し正規圧密試料の有効応力径路も

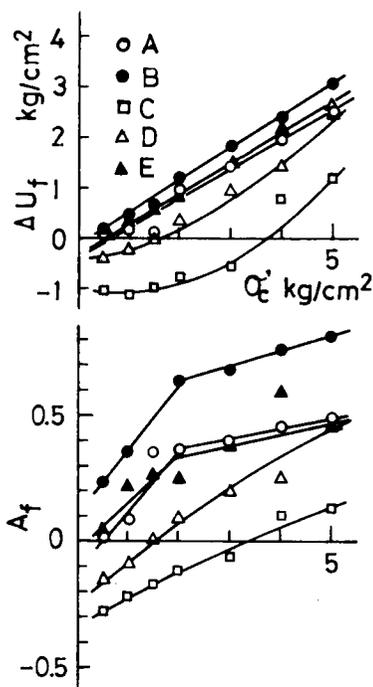


図-8.25 間隙水圧と圧密圧力の関係

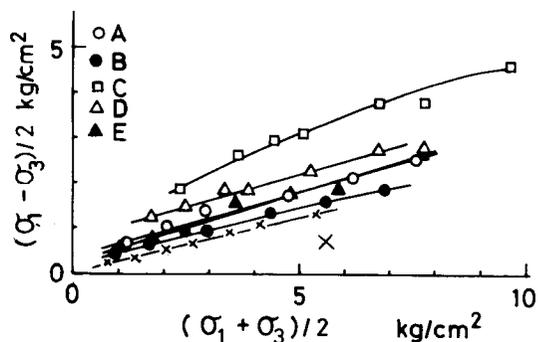


図-8.26 全応力による破壊時の応力状態 (CU試験)

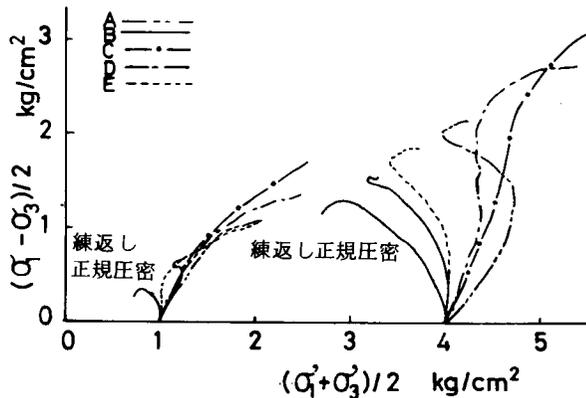


図-8.27 有効応力径路の比較

示してあるが、これと締固め土とを比較すると、圧密圧力 1 kg/cm^2 の場合は締固め土の有効応力径路は繰返し正規圧密試料のそれと異なるが、圧密圧力 4 kg/cm^2 の場合は供試体 A, B, E の径路が繰返し正規圧密試料のそれと比較的類似している。また、図-8.28には供試体 A に対する有効応力径路が示してあるが、それらは圧密圧力 2 kg/cm^2 を境に過圧密的挙動からやや正規圧密的挙動へ移行していることがわかる。さらに、図中の径路には有効主応力比 (σ'_1/σ'_3) が最大となる位置が矢印で示してあるが、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ と $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ に対する包絡線には差がないことが推測できる。そこで、破壊強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ に基づいて破壊時の応力状態を有効応力で表示し、各供試体を比較すると図-8.29 のようになる。破壊包絡線は線形関係にあり、Mohr-Coulomb の破壊規準が適用可能となる。各供試体の強度定数は先の表-8.3 に示してある。

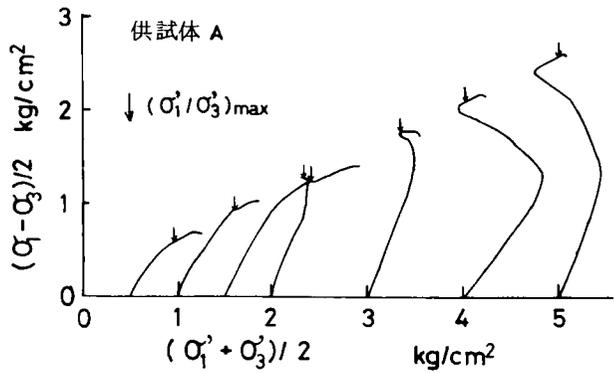


図-8.28 供試体 A に対する有効応力径路

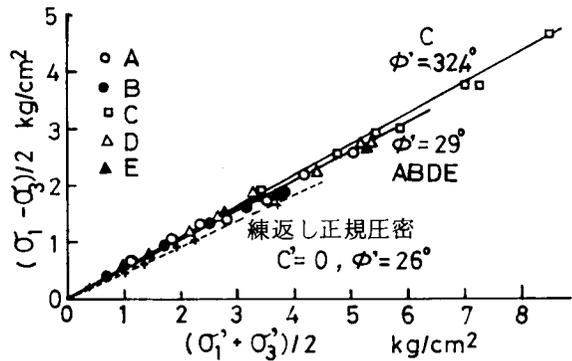


図-8.29 有効応力による破壊時の応力状態 (CU 試験)

図から明らかなように、供試体 A, B, D, E の包絡線はほぼ一致し、それらは $c' \approx 0$ であるが、 ϕ' に注目すると、 ϕ' は $28.3^\circ \sim 29.2^\circ$ で、供試体 C の $\phi' = 32.4^\circ$ よりも小さいが、繰返し正規圧密試料の $\phi' = 26^\circ$ よりはずかには大きな値である。従って、自然含水比を中心として含水比に幅をもたせて (ここでは含水比 $19\% \sim 27\%$)、標準締固め試験における締固め仕事量の程度で締固めた場合は、水浸作用を受けた後のせん断特性は締固め含水比と乾燥密度の影響をあまり受けないことがわかる。しかも、供試体 A, B, E は、UU 試験では泥岩塊が十分破碎されていないために大きな ϕ_u の値を示していたが、CU 試験では水浸作用を受けて泥岩塊が軟弱化と細粒化を生じたことに伴って、供試体 A, B, E, D に対する ϕ' がほぼ一致したものと推測される。なお、表-8.3 には $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ に基づく強度定数 c' 、 ϕ' も示してあるが、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ に基づく強度定数と比較して、 c' 、 ϕ' はともにわずかに大きな値を示している。

なお、CU 試験の応力～ひずみ関係に Kondner の双曲線式 (8.2) を適用した場合の例として、圧密圧力 2 kg/cm^2 の場合の適合性を示したのが図-8.30 であり、その適合性は比較的良好であることがわかる。また、式 (8.2) の係数 a の逆数として求めた初期接線変形係数 E_i と圧密圧力 σ'_c の関係を両対数紙上に示したのが図-8.31 である。他方、 b の逆数から求めた終局強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の比で表わされる式 (8.3) の破壊比 R_f は、圧密圧力ごとの平均値として各供試体に対し、表-8.3 に示してある。そこで、式 (8.4) において $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ が決まれば、応力～ひず

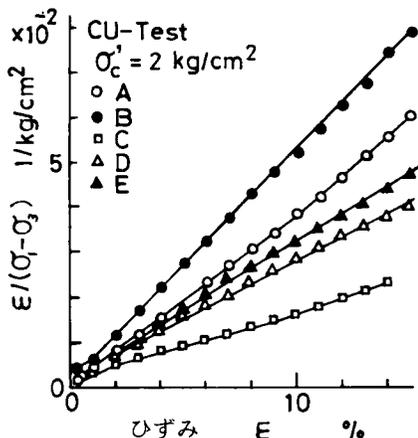


図-8.30 CU試験による応力～ひずみ関係の双曲線式への適用例

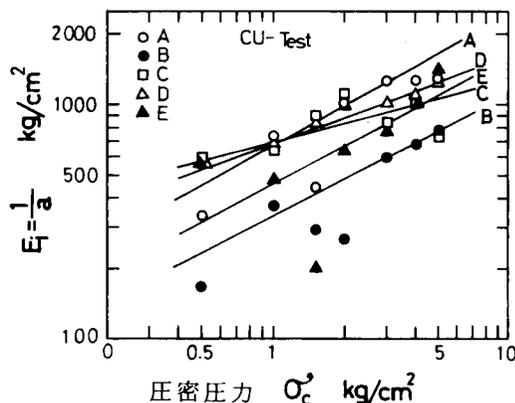


図-8.31 圧密圧力と初期接線変形係数の関係

み関係が予測できることになる。Mohr-Coulomb の破壊規準式 (8.6) を適用すると、そのときの

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8.6)$$

側圧 σ_3 は一定でなければならないので、せん断中の排水条件に応じて、表-8.3の強度定数を選択して式(8.6)に適用すればよい。

前章では、泥岩土の締固め特性あるいは強度の尺度としてのCBR特性に基づいて、水浸作用を受けにくく、かつ力学的に安定な土構造物を築造するためには、自然含水比付近で高密度となるような締固めを行えばよいことを明らかにした。他方、上述したCU試験の結果からは、自然含水比を中心として含水比に幅をもたせて締固めた場合、水浸作用後のせん断特性は締固め含水比の影響を受けないが、標準締固め試験以上の締固め仕事量で高密度に締固めた場合は、せん断強度が増加することが明らかとなった。すなわち、図-8.32は含水比と強度の関係を示したものであるが、強度は含水比のみならず水浸後の乾燥密度にも支配されることがわかる。このことは前章の結果と一致することである。しかしながら、水浸あるいは圧密過程での体積変化は測定していないが、低密度の締固めでは水浸作用と圧密圧力の作用によって体積減少が生じて、密度が増加したり、あるいは自然含水比より乾燥側での締固めでは、圧密圧力の大きさによって吸水膨張や水浸に伴う骨格構造の崩壊による体積減少を示し、また高密度に締固めた場合には圧密圧力の作用にもかかわらず、吸水膨張が生ずる。従って、水浸作用を受ける土構造物の安定性の検討は、破壊に対する検討のみならず、圧密、骨格構造の崩壊に伴う体積減少あるいは吸水膨張など、変形に対する検討をも必要とするであろう。

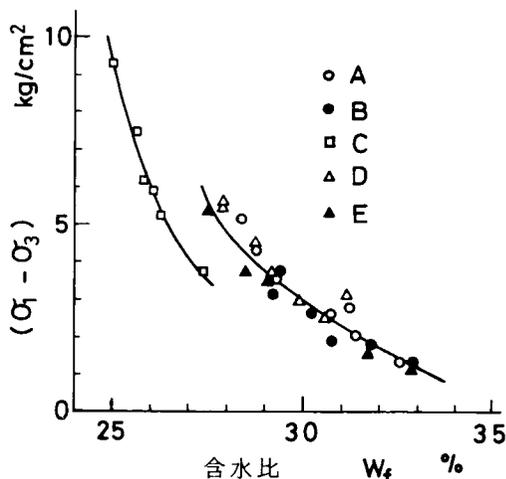


図-8.32 含水比と強度の関係

また、締固めるということは、その過程で、地山で固結状態にある泥岩を人為的な掘削、破碎によって、その結合力を破壊して土砂化することである反面、細粒化した土の密度を増加させて強度を増し、土構造物全体の安定性を確保しようとするものである。従って、このような締固めた土の強度は、水浸作用によってその強度が変化しても、土粒子が正規圧密された状態の強度（ここでは $c' = 0$ 、 $\phi' = 26^\circ$ ）に比較して、締固め過程での締固め仕事量による過圧密効果を受けただけ、強度が増加（ $c' > 0$ 、 $\phi' > 26^\circ$ ）しているといえよう。

8.4 結語

本章においては、弱固結状態にある泥質岩を盛土材料に選び、これを締固めた場合の強度・変形特性に及ぼす締固め含水比、乾燥密度（締固め仕事量）、締固めの方法、あるいは水浸作用の影響を明らかにするために、種々の締固め状態の供試体に対し、非水浸並びに水浸状態で側圧 1 kg/cm^2 の UU 試験を行って含水比～乾燥密度関係図上での強度分布を把握し、次に自然含水比付近で含水比と乾燥密度を変えて締固めた供試体に対し、UU 試験、さらに水浸飽和後に CU 試験を行い、それらのせん断特性を調べている。本実験の結果を要約すると、次のようになる。

(1) 側圧 1 kg/cm^2 の UU 試験による応力～ひずみ関係は、乾燥密度の増加に伴ってひずみ硬化型からひずみ硬化～軟化型に移行するが、自然含水比より湿潤側ではひずみ硬化型、乾燥側ではひずみ硬化～軟化型である。この傾向は、動的締固めと静的締固めとは同じであるが、水浸飽和後の応力～ひずみ関係は締固め含水比と乾燥密度とに関係なく、ひずみ硬化型に変化している。また、この水浸後の応力～ひずみ関係に Kondner の双曲線式が適用できることが明らかとなった。

(2) 含水比が一定のとき、非水浸の強度は乾燥密度の増加とともに増大し、強度の対数と乾燥密度とには線形関係が成立し、しかも自然含水比より乾燥側ではその関係に締固めの方法による差がみられないが、湿潤側では差が生じ、同一乾燥密度に対する強度は静的締固めの場合に大きな値を示している。しかしながら、動的締固めの場合には、含水比と締固め仕事量の増加に伴って締固め過度が生じ、強度の対数と乾燥密度の関係は非線形となる。

(3) 水浸飽和後の含水比は供試体ごとに異なるが、それらの強度の対数と乾燥密度とには線形関係が成立し、しかもこの関係は零空積曲線上における強度を表わしている。従って、水浸飽和後の強度は乾燥密度あるいは含水比で一義的に定められる。

(4) 上述の強度特性を含水比 w 、乾燥密度 γ_d 及び強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (対数目盛) を座標軸にとると、締固め不飽和土の $w \sim \gamma_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は座標空間で曲面を形成するが、水浸作用によって飽和すると、この曲面は曲線に集約される。しかも、不飽和土に対する曲面は側圧の大きさによって変動するが、水浸後の曲線は側圧に関係なく一定である。

(5) UU 試験においては、自然含水比で締固めた供試体の応力～ひずみ関係は側圧の増加に伴ってひずみ硬化型からひずみ硬化～軟化型に移行し、そのときの側圧は乾燥密度の増加とともに増大している。一方、自然含水比より湿潤側の応力～ひずみ関係は側圧に関係なくひずみ硬化型であり、側圧の増加に伴って飽和するので、強度増加は小さいが、乾燥側では通常の側圧範囲（ここでは 5 kg/cm^2 ）に対する応力～ひずみ関係はひずみ硬化～軟化型で、空気の圧縮に伴う間隙の減少と有効応力の増加によって強度増加が著しくなる。

(6) 従って、UU試験に基づく強度定数は、自然含水比の場合は乾燥密度の増加に伴って c_u が増加し、 ϕ_u が減少するが、乾燥密度がほぼ一定で、含水比が変化する場合は、 c_u は含水比の変化に対してほぼ一定で、 ϕ_u は自然含水比より乾燥側で大きな値を示す傾向にある。他方、自然含水比あるいはそれより乾燥側において、標準締固め仕事量程度で締固めた場合の ϕ_u は他の締固めに比較して大きな値を示しているが、これは締固め過程で十分破碎されていない泥岩塊が粒状体として挙動することに基づくと考えられる。

(7) CU試験においては、圧密後の供試体はすべて吸水現象を示しているにもかかわらず、乾燥密度が小さい場合は体積圧縮が生じ、密度が大きい場合は吸水膨張が生じ、その中間の締固め状態では圧密圧力の増加に伴って吸水膨張から体積圧縮に変化している。また、自然含水比より乾燥側では、十分破碎されていない泥岩塊が圧密圧力の増加に伴って水浸崩壊し、体積圧縮が生ずる。

(8) 応力～ひずみ関係はひずみ硬化型を示す場合が多いが、自然含水比で高密度に締固めた場合には圧密圧力の増加に伴ってひずみ硬化～軟化型へと変化している。また、これらの応力～ひずみ関係へのKondnorの双曲線の適合性は良好である。

(9) 練返し正規圧密試料と締固め土の含水比～圧密圧力～強度関係を比較することにより、締固めた泥岩土は水浸作用を受けても、締固めによる過圧密効果が残存していて、過圧密状態にあることが明らかにされた。そして、この過圧密効果が締固め土の間隙水圧あるいは有効応力径路に影響を及ぼしている。

(10) 締固め過程で十分破碎されていない泥岩塊が圧密過程での吸水作用により軟弱化、細粒化することから、標準的な締固め仕事量による締固めでは、水浸後の有効応力の強度定数 c' 、 ϕ' は、締固め含水比が異なっても、その値に大差がない。それらの値は $c' = 0.08 \sim 0.18 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 28.3^\circ \sim 29.2^\circ$ であり、 ϕ' に注目すると、練返し正規圧密試料に対する $\phi' = 26^\circ$ ($c' = 0$) よりも大きい、自然含水比で高密度に締固めた場合の $\phi' = 32.4^\circ$ よりは小さい。すなわち、締固め作用による過圧密効果は、水浸作用を受けた後のせん断特性に影響を及ぼし、そのせん断強度は水浸後の乾燥密度に支配されるようである。従って、せん断強度を増大させるためには、水浸後も高密度が維持できるような締固めを行えばよい。

以上のように本章では、締固め直後とそれを水浸飽和させた場合のせん断強度について調べているが、泥岩のれき状塊を使用して盛土工事を行う場合、のり面に近い部分や盛土浅部では乾湿作用を繰返し受けて強度低下が生じ、のり面崩壊や鉄道での噴泥現象などの原因になるといわれている⁹⁾。締固めた泥岩土は、乾湿作用による乾燥収縮～吸水膨張を繰返し受けると、間隙比と含水比の増加に伴って強度が減少することが推測される。しかも、第5章の乾湿作用による泥岩の強度変化に関する実験結果から、乾湿作用による強度低下の限界は練返し正規圧密の状態であると類推できる。しかしながら、このことに関しては、今後詳細な実験的研究が必要である。

参 考 文 献

- 1) 新城俊也：締固めた泥岩土（島尻層）の強度特性，第13回土質工学研究発表会講演集，土質工

学会, pp. 637 ~ 640, 1978.

- 2) Lambe, T. W. : The structure of compacted clay, Proc. of ASCE, Vol. 84, No. SM 2, Paper No. 1654, 1958.
- 3) Seed, H. B. and Chan, C. K. : Structure and strength characteristic of compacted clays, Proc. of ASCE, Vol. 85, No. SM 5, pp. 87 ~ 128, 1959.
- 4) Kondner, R. L. : Hyperbolic stress - strain response : cohesive soils, Proc. of ASCE, Vol. 89, No. SM 1, pp. 115 ~ 143, 1963.
- 5) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. SM 5, pp. 1629 ~ 1653, 1970.
- 6) Seed, H. B. et al. : The strength of compacted cohesive soils, Proc. of ASCE, Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 877 ~ 964, 1960.
- 7) Hvorslev, M. J. : Physical components of the shear strength of saturated clay, Proc. of ASCE, Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 169 ~ 273, 1960.
- 8) Lee, K. L. and Haley, S. C. : Strength of compacted clay at high pressure, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. SM 6, pp. 1303 ~ 1332, 1968.
- 9) 土質工学会編 : 日本の特殊土, 土質工学会, pp. 315 ~ 355, 1974.

第 9 章 結 論

本論文における研究は、泥質堆積岩地盤を対象とした土木構造物の設計・施工の指針を確立するために有用な資料を提供することを目的として行われたものである。近年土木構造物の大型化、あるいはそれらの立地条件の制約に伴い、第三紀層から洪積層にかけて堆積している半～弱固結状態の泥質岩地盤を対象に、トンネルの開削、構造物の基礎の設置、斜面の切取りなどに伴う力学挙動の把握の必要性、あるいは道路、フィルダムなどの盛土材料としての利用の可否に対する関心などが高まっている。泥質岩に対する工学上の問題点は地質履歴によって付加された結合力の不安定さにあり、本論文においては、泥質岩の結合力の破壊要因として外的応力レベルの大きさ、風化作用の一つである乾湿作用、及び掘削・転圧などの人為的攪乱を取上げ、それぞれを支持力、沈下、斜面安定及び盛土材料に関係づけ、それらの要因が作用する条件下での力学的挙動を実験的に究明した。各章の要点を結論として要約すると、以下のとおりである。

第 1 章は緒論であり、本論文における研究の目的と意義、並びに泥質岩の定義とその力学挙動に及ぼす地質履歴の影響について要約し、また、本論文に関連する分野の研究の紹介を行なった。

第 2 章においては、本研究の実験試料である島尻層泥岩を既往の泥質岩に関する工学的分類法に適用して、その工学的位置づけを行うために、一般的な物理的、力学的性質を羅列して、他の泥質岩と比較、検討を行った。すなわち、物理的性質としては、原位置の含水比と乾燥密度、土の物理試験法に基づいて求めた比重、粒度組成、コンシステンシー、活性度など、化学的性質としては化学組成、pH、塩分含有量、粘土鉱物の種類、また力学的性質としては圧密特性、圧縮強度、水浸に伴う強度変化、非排水せん断強度、変形係数、スレーキング特性などを羅列して示してある。これらの結果から、島尻層泥岩のコンシステンシーは通常の粘土の性質とそれほど変わらず、中位の塑性を示し、また膨潤性粘土鉱物を多量に含むような特異な泥質岩を除けば、多くの地域の泥質岩の物理的性質は類似していることが明らかになった。また、この泥岩はアルカリ性を示しているが、その化学組成は他の多くの泥質岩と類似している。次に、不攪乱泥岩と、それを練返して正規圧密した試料とに対する圧密試験の比較、あるいは不攪乱泥岩と、それを同一密度に締固めた試料とに対する圧縮試験の比較から、泥岩の結合力は強度と変形の抵抗性とに寄与していることが判明した。しかしながら、この結合力は吸水膨張、乾湿作用及び攪乱作用によって容易に喪失するものである。水浸作用だけによる強度の減少は水浸時間の対数と直線関係にあり、水浸 1 年後の強度は初期強度の 67% で、完全軟弱化の状態に至るには長年月を要することが推測されたが、乾湿作用は強度低下と化学的風化を著しく促進する要因となる。また、非圧密非排水型三軸圧縮試験によると、供試体が飽和していれば、間隙水圧の役割を無視することができず、Terzaghi の有効応力概念が適用できること、強度・変形特性は異方性であること、変形係数と圧縮強度の比は 100 : 1 の関係にあることなどが明らかとなった。一方、泥岩に乾湿作用が繰返し作用すると、乾湿サイクルの増加に伴って湿潤含水比が液性限界に接近するとともに、液性指数が 1 に近づくことを示した。そして、これらの物理的、力学的性質に基づいて島尻層泥岩を既存の工学的分類法に適用すると、

Underwood の分類法では「active shale」に分類され、支持力、掘削、トンネル支保工、斜面安定、のり面保護などに問題が生ずることが示唆された。また、Morgenstern らの分類法によると、強度と耐水性の観点からは「hard clay から泥岩」にまたがる性質を示し、他方スレーキングの激しさは低～中位にある。これより、島尻層泥岩は弱固結状態にある粘土岩とみなせる。さらに、標準貫入試験の N 値から島尻層泥岩地盤の特性について検討しているが、未風化層の N 値は 70～180 にあること、また深度方向への N 値の変化状況から地盤を強風化層、弱風化層、未風化層に大別することが可能であることを示した。

第 3 章においては、島尻層泥岩を試料に選び、圧密圧力 60 kg/cm^2 までの圧密非排水型三軸圧縮試験と有効側圧 25 kg/cm^2 までの圧密排水型三軸圧縮試験を行って、弱固結状態にある泥質岩の強度・変形特性及び強度異方性について実験的に究明した。実験に先立ち、結合力が泥質岩の強度と変形の抵抗性に寄与しているとして、泥質岩に対するせん断応力～圧密圧力関係、及び間隙水圧～圧密圧力関係を Bjerrum の含水比～圧密圧力関係モデルに対応させて検討し、これを模式的に過圧密効果と結合力の効果に分離したが、実験的にはこれらの分離は困難である。次に、低圧領域のみならず高圧領域での力学挙動をも明らかにするために用意した三軸装置について、三軸室、載荷制御装置及び測定系に対する機構、容量、精度などを説明した。また、実験方法を述べるとともに、強度に及ぼすバックプレッシャーとメンブレンの影響を実験的に明らかにして、本研究では初期バックプレッシャーを 3 kg/cm^2 作用させることに決定した。そして、まず地盤に対して鉛直方向の供試体について圧密圧力 60 kg/cm^2 までの CU 試験と有効側圧 25 kg/cm^2 までの D 試験を行って、次のことを明らかにした。まず、島尻層泥岩は、顕微鏡観察によると、構造的には板状粘土粒子の凝集によって形成されているシルト径大のペッドの集合体であり、これらは結合力で拘束されていること、また飽和状態で有効応力として作用する供試体内のサクシオンはバックプレッシャーの作用で消滅することが推測された。これらの応力～ひずみ関係は、初期の弾性挙動からひずみ硬化に伴って最大応力に達し、その後ひずみ軟化とともに残留応力状態となる、ひずみ硬化－軟化型である。この応力～ひずみ関係に対応して、CU 試験における間隙水圧は最大応力まで増加した後減少し、また破壊時の応力レベルが増加した場合には破壊と同時に、一時的に間隙水圧が上昇するが、これらの挙動は D 試験における破壊後の体積膨張現象、あるいは体積圧縮の持続現象と一致する挙動である。これを結合力の破壊に伴うシルト径大のペッドの挙動に関連させて考察し、ダイレイタンスは最大応力付近で、しかも単一のすべり面に沿った薄いせん断領域で顕著に現れることを推測した。また、最大応力に対する破壊包絡線は非線形となるが、残留応力状態に対する包絡線は線形となり、Mohr - Coulomb の破壊規準が適用され、その内部摩擦角の値は繰返し正規圧密試料のそれにほぼ一致することが明らかにされた。さらに、破壊時の間隙圧係数 A_f は、圧密圧力 5 kg/cm^2 における 0.15 から 60 kg/cm^2 における 0.49 まで増大するが、それ以上の圧密圧力の作用下では、過圧密挙動から正規圧密挙動に移行すると仮定し、有効応力比と Mohr - Coulomb の破壊規準をもとに、 A_f の最大値は 0.53 となることを推算した。また供試体のサクシオンと弾性領域での間隙水圧挙動から、この供試体の深度 20m における静止土圧係数 K_0 の推定値は 2.9 となり、地盤内初応力は鉛直方向よりも水平方向で著しく大きいことを示した。さらに、変形係数は圧密圧力の影響を受けて変化するが、その影響の度合は D 試験よりも CU 試験において著しく、変形係数と強度の比は、CU 試験で

は圧密圧力とともに変化するが、D試験では圧密圧力に関係なく一定となることが判明した。なお、以上のせん断試験に基づいて基礎の支持力の算定を行ない、載荷試験結果と比較したところ、短期破壊荷重に対しては、浅い基礎ではせん断強度にひび割れなどの弱面の影響を考慮する必要があるが、深い基礎では室内試験結果がそのまま適用できること、また長期安定としての極限支持力の推定には残留応力状態に対する強度定数が適用可能であることを示唆した。

次に、水平地盤に対し種々の軸方向をもつ供試体について圧密圧力25kg/cm²までのCU試験を行って、強度・変形特性あるいは間隙水圧の挙動に及ぼす方向性の影響を調べた。その結果、供試体の軸と水平とのなす角度を β とすると、破壊ひずみは鉛直供試体で最大をとり、堆積時の粒子配向と破壊面とが一致する $\beta = 30^\circ$ で最小となること、ダイレイタンスは水平供試体で著しく、 $\beta = 30^\circ$ でわずかであること、また非排水強度は明らかに異方で、鉛直供試体の強度を基準にとると、 $\beta = 30^\circ$ と 45° では10%の強度減少、水平供試体では逆に10%の強度増加が生ずることが判明した。他方、間隙水圧の発生量は鉛直供試体で最大、水平供試体で最小となり、間隙水圧の挙動が異方性を示すことを明らかにした。この間隙水圧の異方性が全応力表示の強度定数に方向性を与え、一方、有効応力表示の強度定数には異方性による影響が認められないことを示した。

以上は破壊点付近に注目し、主に強度特性について検討したものであるが、地盤の変形挙動に関しても、異方性体としての検討と考察が必要である。

第4章においては、第3章の非排水及び排水型三軸圧縮試験結果に線形異方弾性体理論を適用して、弱固結状態にある泥質岩に対する弾性領域での間隙水圧の挙動と変形との異方性を明らかにした。まず、著しく過圧密された硬質粘土並びに半固結状態にある泥質岩の弾性挙動に関する研究を紹介し、それらと本研究で対象とする泥質岩とをひずみ径路、あるいは有効応力径路の線形性に関して比較検討したところ、半～弱固結状態にある泥質岩の弾性変形挙動は、骨格構造の弾性変形と骨格構造の局部的破壊によってもたらされるダイレイタンスを伴う弾性変形とからなり、ひずみ径路あるいは有効応力径路は両弾性変形過程でそれぞれ直線関係にあり、この直線性からの離脱点の応力が弾性限界、すなわち降伏応力であり、しかも両径路から別々に求めた降伏応力は $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \sigma'_m$ 関係図上で一致し、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は σ'_m と非線形関係にあることが明らかにされた。この弾性領域における間隙水圧の挙動に注目して、鉛直供試体と水平供試体を例にとると、せん断に伴う間隙水圧と平均応力の関係には線形関係が認められ、この関係は骨格構造の弾性挙動と、それに続いて間隙水圧減少傾向(体積膨張)あるいは間隙水圧増加傾向(体積圧縮)で示されるダイレイタンスを伴った弾性挙動に区分され、しかもこの線形関係の傾きは供試体の向きにより著しく異なっていることが明らかにされた。そして、そのうち、骨格構造の弾性挙動に対する鉛直と水平供試体の間隙係数 A_V 、 A_H は、直線の勾配の3分の1として求められ、また異方弾性体理論により異方弾性パラメータで表示できることを示した。この間隙係数はHenkelの有効応力径路の勾配、あるいはヤング率と関係づけられ、しかも圧密圧力に無関係な一定値を示し、異方性の程度を示すパラメータとなりうる。この間隙係数 A_V 、 A_H 、非排水試験によるヤング率、及び鉛直供試体のひずみ径路を利用した異方弾性パラメータの決定法を示し、このパラメータを用いて予測した有効応力径路は実験結果とよく一致することを示した。なお、島尻層泥岩に対する間隙係数は $A_V = 0.43$ 、 $A_H = 0.25$ であるが、その後続くダイレイタンスを伴う弾性挙動領域での変化量 ΔA_V 、

ΔA_H は、それぞれ $-0.06 \leq \Delta A_v \leq -0.02$, $-0.06 \leq \Delta A_H \leq 0.02$ の範囲にあって、わずかな値であることが明らかにされた。さらに、この異方弾性パラメータを排水せん断試験に適用してひずみ径路を予測したところ、ひずみ径路の異方性は有効応力径路ほど顕著でないこと、側圧を一定に保ち、軸圧だけを増加させる軸対称三軸圧縮試験から求まる弾性定数の相互関係は、鉛直あるいは水平供試体に対して、それぞれ等方弾性体における関係と等価であることを示した。そして、それぞれの供試体に対して赤井らによる弾塑性体理論に基づく塑性降伏関数が適用できることを示した。また、半無限異方弾性地盤上に円形等分布荷重が載荷した場合の載荷中央点での沈下量を例として、異方弾性体理論に基づく厳密解、Terzaghi の一次元圧縮沈下を三次元的に修正した慣用法及び Skempton - Bjerrum の方法に対し、先に求めた異方弾性パラメータを適用し、沈下量を比較すると、慣用法と厳密解の沈下量が比較的一致することが明らかにされた。

以上は、第3章の実験結果を弾性変形の観点から考察したものである。

第5章においては、泥質岩の結合力の破壊要因である乾湿風化に注目し、乾湿作用における乾燥程度と乾湿繰返しによる物性の変化、強度減少およびせん断特性の変化について、室内実験に基づく定性的な把握を行った。まず、第3章に示した泥質岩に対する含水比～圧密圧力関係と、せん断強度～圧密圧力関係の模式図に基づき、乾湿作用による含水比増加とせん断強度の低下の概念を結合力の破壊と関連させて検討した。そして、この概念に対応させて種々の実験を行った。最初に、乾湿作用を1サイクルとし、強度とコンシステンシーに及ぼす乾燥程度の影響を調べたところ、液性限界は、乾燥が著しくなるほど減少すること、非排水強度は、乾燥程度が著しくなるほど減少すること、また乾湿作用による結合力の破壊は、有効応力表示による強度定数のうち、粘着力成分 c' を減少させることなどが明らかとなった。しかしながら、乾湿1サイクルの作用だけでは、この泥質岩は完全に軟弱化するものではない。そこで、乾燥含水比を定めて乾湿サイクルを繰返し作用させて、物理的性質の変化と、フォールコンと三軸圧縮試験によってせん断強度の変化を調べた。すなわち、泥岩は乾湿サイクルの増加に伴って細粒化が進み、乾湿8サイクル以後では、シルト径大の団粒分が卓越し、しかもその団粒径の分布は定常となる。一方、この細粒化に伴って液性限界は乾湿8サイクルまでは徐々に増加するが、それ以後では乾湿サイクルの増加にもかかわらず、逆に減少することが認められた。このことは、乾湿サイクルの増加に伴って団粒あるいは泥岩構成粒子が親水性から疎水性へと移行することを示唆し、風化の進行とともに、液性限界が減少する特異性を示している。しかしながら、乾湿サイクルに伴うスレーキングの激しさは拘束条件に支配されることが明らかにされ、これを強度試験用供試体についてみると、フォールコン用モールドでは著しい細粒化が生じ、他方三軸試験用モールドではクラックで分離されたれき状塊の細片化の程度であった。従って、乾湿作用を受けた供試体の非排水強度はスレーキングの激しさの程度によって2つのグループに区分され、それぞれに対して、非排水強度と含水比の関係が成立することが明らかにされた。一方、乾湿作用を受けた供試体に対するCU試験によると、れき状の泥岩塊は低拘束圧領域では粒状体と同様な挙動を示し、応力～ひずみ関係はひずみ硬化型であるが、拘束圧が増加すると、塊そのものがせん断され、応力～ひずみ関係はひずみ硬化～軟化型となり、最大応力に基づく破壊包絡線は非線形となることが示された。なお、強度定数 c' 、 ϕ' は、乾湿サイクルの増加とともに減少することが明らかにされた。それらのうち、乾湿15サイクル供試体に対する最大応力時の強度

定数は $c' = 0.05 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 39.5^\circ$ のように大きな値にあるが, 15%ひずみ応力状態(残留応力状態に近似している)に基づく強度定数は $c' = 0$, $\phi' = 23.5^\circ$ の値にあり, 練返して正規圧密した試料に対する $c' = 0$, $\phi' = 23^\circ$ にほぼ一致している。また, 原位置風化層に対する強度定数 c' , ϕ' は練返し正規圧密試料に対する値よりも大きいことが明らかにされた。以上の結果に基づいて, 乾湿作用を受けて強度が減少し, それと並行して化学的風化や軟弱化が進行しても, せん断応力の作用に伴うひずみ軟化を生じさせるだけの変位が伴わなければ, 練返し正規圧密試料の状態までには軟弱化しないことが推測された。

第6章においては, 島尻層泥岩地帯における斜面安定に関して, 第5章の乾湿風化作用による軟弱化現象の観点から検討するとともに, 一地すべりを事例にとり, その地すべり地内の粘土の力学特性を明らかにして, 斜面安定に関する検討を行った。最初に, 粘土斜面における崩壊と地すべりの形態を紹介し, 続いて我が国における地すべり対策工事上の安定解析法について述べた。そして, これまで行われた島尻層の地質に関する調査・研究に基づいて, 島尻層の地質, 地盤特性及び地盤災害について略述した。次に, 島尻層泥岩を与那原層泥岩と新里層粘土に分け, まず与那原層泥岩の斜面安定の問題点を示し, その対策に関して検討と考察を行った。すなわち, 切土斜面の侵食および風化層での表層すべりと地すべり・崩壊が斜面安定上重要であるとし, 切土斜面では乾湿作用に伴う軟弱化に対する保護工が必要であること, 泥流状崩壊は, 風化層が浅く, その下の固結層と一線を描いている場合に多く発生し, 斜面頭部付近への土地造成に伴う排土をさけなければならないことを指摘し, さらに地すべり・崩壊は, 斜面に堆積した崩積層で発生する人が多いことを指摘し, その安定解析に対しては, 練返し正規圧密状態まで軟弱化したときの強度定数が適用できる場合と大変位を与えて達成される極限の残留応力状態に対する強度定数が適用できる場合とがあることを示した。一方, 新里層粘土の物理的, 力学的性質は, 与那原層泥岩の性質と比較して明らかにした。未風化層の N 値は, 与那原層では50以上であるが, 新里層粘土では20~40と軟質で塑性的であることが明らかにされた。物理的性質は, 両地盤で差がなく, また風化層と未風化層でも差が認められないが, 化学的性質は, 風化層と未風化層とに差が認められることが判明した。さらに, 新里層粘土は, 与那原層同様, 結合力の影響を受けているが, その程度が低いことを圧密試験から明らかにした。また, 非排水強度と液性指数の関係は風化程度に応じて異なった関係にあるが, この要因は風化によるコンシステンシーなどの物性の変化にあるのではなく, 土の構造的強さの減少にあることが推測された。さらに, 有効応力にもとづく強度定数は, 風化や攪乱による軟弱化に伴って, c' は減少するが, ϕ' は一定値を示し, しかも ϕ' は練返し正規圧密状態に対する値と一致していることが示された。なお, 新里層粘土における地すべりに対する安定解析を $\phi = 0$ 解析法で行ったが, そのときの非排水強度は風化土塊に対する非排水強度と液性指数の関係から推定できることを示した。

第7章においては, 泥質岩のれき状塊を盛土材料に選び, その締固め特性を締固め含水比, 締固め仕事量及び粒度から検討するとともに, その締固めに対し非水浸と水浸でのCBR特性を調べ, 水浸による力学性状の変化を明らかにした。実験は, 締固め含水比を種々変化させた場合と, 締固め含水比を自然含水比に維持し, 粒度を変化させた場合とに分けて行った。10cmモールドで締固めた場合の締固め曲線は, 自然含水比の乾燥側と湿潤側とに極大値が生ずるが, 湿潤側で最大乾燥密度を示し, 一方

15cmモールドで締固めた場合は、締固め仕事量の増加に伴って、最適含水比は自然含水比から乾燥側へと移動することを示した。また、泥岩塊は破碎性で、締固め仕事量の増大に伴う乾燥密度の増加割合が自然含水比より乾燥側と湿潤側とで異なることから、泥岩土に対する締固め機構は、乾燥側では破碎作用に伴う密度増加であり、湿潤側では破碎作用の後に練返し作用が卓越することである。従って、湿潤側では締固め仕事量の増加に伴って締固め過度が生ずる。しかしながら、水浸CBRは、締固め含水比に関係なく、3層67回の締固めに対して最大となることが判明した。また、締固め泥岩土は水浸の影響を受けて、その性状が変化することから、乾燥密度と締固め含水比の関係図上に等膨張線と等水浸CBR線を求めて、締固めの目標は、自然含水比を維持して、乾燥密度を増加させる締固めであることが明らかとなった。そこで、自然含水比を維持した状態で、最大径が異なる、種々の粒度の泥岩土に対し締固めを行い、締固め仕事量が小さい場合には、最大塊径が大きな試料ほど、乾燥密度が減少するが、一方締固め仕事量が増大した場合には、乾燥密度と最大径の関係はれき混り土に対する乾燥密度とれき混入率の関わりに類似し、最適な最大径と粒度の存在が示唆された。従って、現象的には締固め過程で泥岩塊がれきとして挙動するが、このれき状塊は締固め過程での破碎作用とその後の水浸作用とによって細粒土に変化することが締固め土に対する水中ふるい分けから明らかにされた。また、非水浸CBRは3層42回あるいは5層25回で最大になるが、水浸CBRは、非水浸CBRの場合よりも大きな締固め仕事量による締固めで大きくなり、いくらか締固め過度の状態が水浸の影響を受けない締固めであるといえよう。このことは、現場締固めでは自然含水比で薄層まき出しを行って、破碎効果のある締固め機械で転圧を行えば、水浸の影響が少ない締固め状態となることを示唆している。

第8章においては、弱固結状態にある島尻層泥岩を締固め材料に選び、三軸圧縮試験を行って、締固めた泥質れき状土のせん断特性とその水浸作用による変化を調べた。まず、締固め土の強度を支配する要因として締固め含水比、乾燥密度（締固め仕事量）及び締固めの方法（静的締固めと動的締固めの2法）を取り上げ、これらが締固めた泥岩土の強度・変形に及ぼす影響を、側圧一定の非排水せん断試験結果を比較して調べた。応力～ひずみ関係は、締固め含水比と乾燥密度に影響されて変化するが、締固めの方法には影響されないこと、強度は締固め含水比と乾燥密度の影響を受けて変化する、締固め含水比が一定のとき、強度（対数）と乾燥密度の関係は線形関係にあること、自然含水比より乾燥側での締固めに対する強度は締固めの方法に影響されないが、湿潤側では静的締固めによる強度が動的締固めよりも大きくなること、また湿潤側での動的締固めの場合には締固め仕事量の増大に伴って強度が減少し、締固め過度の現象が生ずることなどの特性が明らかにされた。一方、水浸作用を受けた締固め泥岩土の特性としては、応力～ひずみ関係がすべてひずみ硬化型であること、強度は、締固め含水比に関係なく、水浸飽和後の乾燥密度とともに増大し、強度（対数）と乾燥密度の関係には直線関係が成立し、かつこの関係は零空積曲線上の強度分布を表示していることが示された。以上の結果を含水比 w 、乾燥密度 γ_d 、強度（対数） $\log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を軸とする座標空間に表示すると、 $w \sim \gamma_d \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は、非水浸状態では側圧によって変動する曲面で、水浸飽和状態では側圧に対して一定状態にある曲線で示されることが明らかとなった。次に、締固め含水比を自然含水比付近（ここでは19%～28%）に限定して、動的に締固めた泥岩土の非排水せん断強度に及ぼす締固め含水比と乾燥密度の影響を調べた。すなわち、応力～ひ

ずみ関係は乾燥密度、締固め含水比、側圧の影響を受けて変化すること、また全応力にもとづく強度定数 c_u 、 ϕ_u のうち、 c_u は、締固め含水比に対しては変化しないが、乾燥密度に対してはその増加に伴って増大し、他方 ϕ_u は、締固め含水比の増加と乾燥密度の増加とに対して減少する傾向にあることが判明した。このうち、締固め過程で泥岩塊が十分破碎されない場合には、泥岩塊が粒状体として挙動するため、 ϕ_u が増大することが推測された。さらに、これらを実験的に水浸飽和させた行った圧密非排水せん断試験では、圧密過程における供試体はすべて吸水現象を示すにもかかわらず、低密度の締固めでは体積圧縮、高密度の締固めでは吸水膨張が生じ、その中間の締固めでは締固め含水比によって圧密圧力に差があるが、圧密圧力の増加に伴い、吸水膨張から体積圧縮へと変化することが示された。従って、この圧密過程においては、十分に破碎されていないれき状塊が水浸作用によって軟弱化、細粒化することが推測された。そしてこれらを非排水せん断した場合、応力～ひずみ関係はひずみ硬化型である場合が多く、しかもこれらの含水比～圧密圧力～強度関係を練返し正規圧密試料のそれと比較すると、水浸作用を受けた供試体でも、その挙動は過圧密状態にあることが明らかにされた。さらに、標準的な締固め仕事量による締固めの場合、有効応力にもとづく強度定数 c' 、 ϕ' は締固め含水比に関係なくほぼ同一の値を示し、そのうち、 ϕ' に注目すると、この値は練返し正規圧密試料に対する $\phi' = 26^\circ$ ($c' = 0$) よりも大きく、高密度の締固めに対する値よりは小さいことが示された。これより、水浸飽和後のせん断強度は含水比のみならず、乾燥密度の影響をも受けることが明らかにされ、せん断強度を増大させるためには、水浸作用後も高密度が維持できるような締固め方法が勧められる。なお、これらのせん断強度は、水浸作用と圧密圧力の作用を受けて体積圧縮あるいは吸水膨張の変形過程を経た後の状態に対するものであるから、せん断強度の変化のみならず、水浸作用によって生ずる変形挙動に対しても実験的研究が重要となる。

本論文の結論は以上のとおりであるが、これらは泥質堆積岩地盤を対象とした土木構造物の設計・施工の指針を確立するための有力な資料となりうるものである。しかしながら、島尻層泥岩での切土斜面を例にとると、単にのり面保護工を施すだけでよいのか、擁壁工を施す場合には軟弱化の領域と土圧をどのように定めるか、などの未解決の問題が多く、本研究の成果を具体的に個々の構造物の設計法あるいは施工法に反映させるためには、今後さらに多くの研究が必要である。本論文の成果が今後の研究の一助になれば著者の幸とするところである。

最後に本研究を遂行するにあたり終始一貫懇篤な御指導と御鞭撻を賜った恩師、京都大学教授赤井浩一先生、ならびに本論文の内容について御助言をいただいた京都大学教授松尾新一郎先生、同助教授足立紀尚先生、本論文の研究を遂行する上で多くの御助力をいただいた琉球大学教授上原方成先生、同助手小宮康明君にそれぞれ深甚な謝意を表する次第である。また、沖縄の自然災害の研究を通じて本研究に御助力をいただいた九州大学教授藤川武信先生、同助教授高山昌照先生、実験の便宜と御協力をいただいた琉球大学助教授宮城調勝先生、小波蔵政良氏、京都大学工学部交通土木工学教室路盤基礎工学研究室の教職員諸氏に謝意を表するものである。さらに、日頃激励を賜った元琉球大学教授東郷成蔵、高田雄之両先生に謝意を表するものである。なお、この研究の遂行にあたり、文部省科学研究費〔自然災害研究(1) (分担者 昭和48年～49年)、一般研究D 昭和49年、50年、54年〕の交付を受けた。ここに記して関係各位に謝意を表する。