



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	泥炭の圧縮特性とその構成因子に関する研究
Author(s)	神谷, 光彦
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(農学)
Dissertation Number	乙第4118号
Issue Date	1992-06-30
DOI	https://doi.org/10.11501/3089301
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/49821
Type	doctoral thesis
File Information	000000251734.pdf



泥炭の圧縮特性とその構成因子
に関する研究

神谷光彦

①

泥炭の圧縮特性とその構成因子
に関する研究

神谷光彦

泥炭の圧縮特性とその構成因子に関する研究

神 谷 光 彦

目 次

第 1 章 序 論	1
1・1 研究課題と目的	1
1・2 これまでの研究とこの研究	5
1・2・1 泥炭の圧密現象	5
1・2・2 泥炭の構成植物と物理的・工学的性質	10
1・2・3 泥炭の繰返し圧密	14
第 2 章 泥炭の圧密諸定数の決定法	18
2・1 粘性土における現状	18
2・2 泥炭における問題点	22
2・3 泥炭による圧密試験	25
2・3・1 試験試料と方法	25
2・3・2 圧縮指数	29
(1) 荷重増分比の影響	35
(2) 圧密時間の影響	38
(3) 供試体厚さの影響	40
2・3・3 体積圧縮係数	41
2・3・4 圧密係数	51
(1) 荷重増分比の影響	61
(2) 圧密時間の影響	63
(3) 供試体厚さの影響	68
2・3・5 二次圧密係数	72
(1) 荷重増分比の影響	77
(2) 圧密時間の影響	79
(3) 供試体厚さの影響	79
2・4 まとめ	83
第 3 章 泥炭の構成植物と物理的特性・圧縮特性	85
3・1 泥炭の構成植物とその特徴	85
3・2 試験試料および試験方法	88
3・3 泥炭の構成植物と物理的特性の指標	91
3・3・1 強熱減量	91

3・3・2	初期含水比	99
3・3・3	分解度	103
3・4	泥炭の構成植物と圧縮特性	109
3・4・1	圧縮指数	109
3・4・2	圧密係数	116
3・4・3	二次圧密係数	122
3・4・4	時間～沈下量曲線	126
3・5	泥炭の構成植物と生成過程と圧縮特性	132
3・5・1	生成過程と構成植物の特徴	132
3・5・2	生成過程と圧縮・沈下特性	135
3・6	まとめ	137
第4章	繰返し載荷による泥炭の圧縮特性	139
4・1	繰返し圧密と泥炭	139
4・2	試験方法および試験試料	141
4・2・1	試験方法	141
4・2・2	試験試料	144
4・3	繰返し圧密による圧縮特性	149
4・3・1	時間～沈下量曲線の整理法	149
4・3・2	繰返し荷重の影響	152
4・3・3	載荷・除荷の応力比の影響	164
4・3・4	初期圧密時間の影響	169
4・3・5	載荷周期の影響	175
4・4	繰返し排水による圧縮特性	179
4・4・1	載荷荷重の影響	179
4・4・2	排水時間・供試体厚の影響	184
4・5	まとめ	188
第5章	総括	191
	謝辞	196
	参考文献	197

記号説明

a : $\sqrt{t}$ 双曲線の係数	H : 分解度
a_v : 圧縮係数	h : 供試体高さ
b : $\sqrt{t}$ 双曲線の係数	L_{ig} : 強熱減量
C_α : 間隙比で定義した二次圧密係数	m_v : 体積圧縮係数 : 対数ひずみによる体積圧縮係数
C_c : $e \sim \log p$ 曲線の正規圧密部分に現れる直線の傾き (圧縮指数) : $e \sim \log p$ 曲線の測点間の傾き	m_{vT} : 公称ひずみによる体積圧縮係数
C_c^* : $\log f \sim \log p$ 曲線の正規圧密部分に現れる直線の傾き	m_v^* : 土質試験法で定義される体積圧縮係数
C_c' : $\varepsilon \sim \log p$ 曲線の正規圧密部分に現れる直線の傾き	m_{v1} : 一次圧密による体積圧縮係数
C_r : $e \sim \log p$ 曲線の過圧密部分の傾き (膨潤指数)	p : 圧密圧力 (kPa)
C_v : 圧密係数	p_0 : 圧密前の圧密圧力, 土被り圧
C_v' : 一次圧密比で補正した圧密係数	Δp : 増加圧密圧力
C_{vR} : $\sqrt{t}$ 法による圧密係数	p_y : 圧密降伏応力 (kPa)
C_{vL} : $\log t$ 法による圧密係数	$\bar{p}_a$: 算術平均による平均圧密圧力
e : 間隙比	$\bar{p}_g$: 幾何平均による平均圧密圧力
e_0 : 初期間隙比	ρ_{d_0} : 初期乾燥密度
e_y : 圧密降伏応力に対応する間隙比	r : 一次圧密比
ε : 対数ひずみ	r_R : $\sqrt{t}$ 法による一次圧密比
$\bar{\varepsilon}$: 算術ひずみ ($\Delta h / h$)	r_L : $\log t$ 法による一次圧密比
ε^* : 平均ひずみ (土質試験法で定義されるひずみ)	S : 沈下量
ε_α : ひずみで定義した二次圧密係数	S_0 : $\sqrt{t}$ 双曲線の初期沈下ひずみ
f : 体積比 ($1 + e$) : 係数 (含水 - 強熱減量比)	S_r : 飽和度
G_p : 泥炭の平均比重	t : 圧密時間
G_0 : 泥炭中の有機質の部分の平均比重	t_{50} : 圧密度 50% に要する圧密時間
G_s : 泥炭中の鉱物質の部分の平均比重	t_{90} : 圧密度 90% に要する圧密時間
H : 層厚 : 最大排水長	T_v : 時間係数
	U : 圧密度
	w : 含水比
	w_0 : 初期含水比

第 1 章

序 論

第1章 序 論

1・1 研究課題と目的

泥炭は植物の残遺体が低温多湿の条件のもとで、多年にわたり分解不十分のまま堆積したもので、植物残体の堆積量が分解量より多いところに泥炭地が形成される。泥炭地の面積は日本では2,000km²に達し、国土面積の0.5%を占めており、その大部分は北海道、特に、石狩川、釧路川および天塩川の下流部に分布している。北海道の泥炭は、気候が冷涼であるため、他府県のものに比べ、分解の程度が低く、原植生の形状をとどめているものが多いことが特徴である。

泥炭の定義は、土壌学の分野では北海道農業試験場が定めた有機物含有量50%以上が用いられ、理工学的には、有機物含有量が20%以上を泥炭と称するように、一般には有機物含有量が指標として用いられている。

しかし、泥炭は単に鉍質土と有機物が混じり合ったものではなく、植物の残遺体がかみあって堆積したものであるため、強度・変形特性においても一般の鉍質土に比べ、特異な挙動を示すことが多い。中でも泥炭地盤で特に問題となるのは、泥炭の圧縮による地盤沈下である。泥炭は間隙が非常に大きく、圧縮性に富んでいるため、わずかな有効応力の増加で大きな沈下が生ずることが知られている。

泥炭地の沈下に関わる農業土木的問題としては、地下水面の低下に起因する農地の沈下、盛土などの載荷重による農道や構造物などの沈下、橋梁などの杭基礎構造物と周辺地盤との段差や明渠やパイプラインなどの不同沈下が挙げられる。

そのため、泥炭の圧縮挙動の解明は、泥炭地盤での農地保全や農業構造物の設計・施工、維持管理の点からも重要な問題である。

地盤の沈下挙動は、鉍質の粘性土地盤では、Terzaghiの圧密理論を応用した手法により解析がなされることが多い。しかし、泥炭においては、圧密挙動がTerzaghiの圧密理論に従わないことが種々指摘されており、Terzaghi理論によらない解析法も提案されているが、多くは粘性土で用いられる圧密理論に基づく解析が一般に用いられている。

地盤の圧密沈下解析は、圧密理論より求められる定数を用いて、地盤の最終沈下量と時間～沈下量の関係を求めることにある。

粘性土、泥炭とも最終沈下量の予測は室内試験の結果より求めた間隙比 e と圧密圧力 p の関係である $e \sim \log p$ 曲線や体積圧縮係数 m_v を用いて、ある程度の誤差を容認すれば、ほぼ実用に供し得る予測が可能であるとされている。しかし、時間～沈下量関係の予測は非常に難しく、設計時には室内試験より求めた圧密係数を用いて、概略の予測が立てられる。そして、施工時の原位置の沈下量の観測結果に基づいて、双曲線法などにより将来の沈下を予測する方法が取られているのが一般的である。

時間～沈下量関係を求める Terzaghi の圧密理論は熱伝導理論の熱の移動を間隙水圧の消散に置き換えたもので、そこでは、構成素材そのものが圧縮されること、試料厚さが変化することやクリープによる二次圧密が大きいなどの泥炭特有の問題は含まれていない。そのため、粘性土では沈下量が少ないので無視し得るような問題でも、沈下量の大きい泥炭では、結果にかなりの影響を与えることになる。

そこで、本研究は泥炭の圧密解析を一般的な粘性土と同様の手法で行うとき、泥炭における圧密諸定数の問題点を示し、それらの決定法を提案することを目的としている。すなわち、粘土、練返した有機質土および不攪乱泥炭を用いて、標準圧密試験を行い、粘土から泥炭までを連続してみたとき、圧密諸定数がどのように変化していくかを調べる。その結果より、①正規圧密領域で曲線状をなす $e \sim \log p$ 曲線より求めた圧縮指数の整理法、②体積圧縮係数による地盤の沈下量の計算方法などの提案、③圧密係数の決定上の問題点、並びに、④二次圧密係数が載荷条件などの影響を受けることを示すものである。

さらに、圧密諸定数は試験条件が異なると変化してくることは粘土でもよく知られた事実である。一般に、原位置における圧密現象は種々の応力状態で生ずる。しかし、現行の圧密試験は荷重増分比や載荷時間などの標準的な試験方法を定めている。それゆえ、種々の試験条件で圧密試験を行い、試験条件による圧密諸定数の変化を知ることは標準圧密試験の結果を原位置の沈下解析に用いる上で必要なことである。そこで、本研究では泥炭の試験条件の違いによる圧密諸定数の変化について検討する。

つぎに、泥炭を含めて有機質土は、一般に含水比や強熱減量法による有機物含有量を指標としてその土質特性を表すことが多い。これは、有機物を含有することにより保水状態や間隙の構造が変化し、有機物の量が泥炭の工学的特性の支配的な因子となるためである。しかし、北海道の泥炭のように強熱減量が大きく、未分解の繊維が多い泥炭では、有機物の量を表す強熱減量は土質特性を示す指標としては有効ではなく、有機物の形状を表す構成植物の種類や分解度をパラメータとして用いることが必要になってくる。

泥炭の構成植物は泥炭地の生成過程などで異なり、構成素材自体としての繊維効果やからみ効果などの特性も有する。さらに、それらが堆積過程において分解作用を受け植物繊維が破損・切断などにより微細化することより、泥炭の間隙の構成などに影響を与える。そのため、構成植物は密度や引張り強さなどの泥炭の物理的・力学的性質を支配する要因となる。それゆえ、北海道の泥炭のように未分解の植物残遺体を多く含む泥炭においては、泥炭の構造を示す構成植物の種類や分解度が泥炭の特性を表す重要な因子となる。

本研究では泥炭の構成植物や、分解度を指標として物理的特性や力学特性を整理しようとするものである。さらに、泥炭を従来の低位、中間、高位の分類に加えて、地下水位の流動・停滞などを考慮した生成過程の分類法を利用し、泥炭地の形成過程と圧密特性の関係についても検討する。

また、泥炭地の形成には地下水が関連し、泥炭の生成過程がいずれであろうとも地下水位は地表面の近傍に存在する。泥炭地、あるいはその周辺が農地化や都市化することにより、排水が促進され地下水位が低下する。そのため、地下水位の低下に起因する地盤沈下が生ずる。特に札幌市の泥炭地の地盤沈下は全国的にみてもかなり大きいものである。地下水位の低下による沈下は泥炭地盤に限らず生ずるものであるが、泥炭地では泥炭の間隙が大きく、ルーズな構造のためわずかな地下水位の変動でもかなりの地盤沈下が生ずる。

地下水位の変動による泥炭地盤の沈下のプロセスは、排水などによる水位の低下に伴い、表層部が下層への荷重となって有効土被り圧の増加による圧密作用による沈下、水位低下により前地下水面以下の部分の排水乾燥化にともなう、泥炭の乾燥収縮による沈下などが考えられる。

一般に地下水位の変動による地盤の沈下現象は、繰返し圧密試験により再現、

実験化されることが多い。地盤の地下水位の変動は種々の大きさや時間経過で生ずる。そのため、種々の応力状態を想定して、繰返し荷重の大きさや応力比、載荷周期、地盤の圧密度などと沈下挙動との関連を検討する必要がある。さらに、水位変動による排水乾燥の繰返しに起因する沈下も重要な要因となる。

そこで、本研究では繰返し荷重、荷重増分比、初期圧密時間、載荷周期などの条件を種々変えた試験により、泥炭の繰返し圧密に及ぼす載荷条件の影響を調べ、ついで、上載荷重を載荷したままでの排水乾燥・水浸の繰返し試験を行い、排水の繰返しによる沈下特性がどのように変化するかを、室内試験により調べる。そして、繰返し載荷による泥炭の沈下挙動を静的な長期圧密と比較し、地下水位の低下に起因する泥炭地盤の沈下に影響する要因の基礎的な検討を行うことを目的としている。

以上述べたように、本研究では、構成植物の異なる種々の泥炭を用いての試験や、種々の試験条件での圧密試験を行い、泥炭の圧縮特性に影響する構成因子を調べたものである。そして、この研究を通じて、泥炭地盤の沈下の的確な予測や泥炭地の保全に役立てようとするものである。

1・2 既往の研究と本研究

1・2・1 泥炭の圧密現象

軟弱地盤の圧密解析の多くは、Terzaghiにより提案された間隙水圧の消散による理論^{9,3)}を基礎とした手法が用いられている。しかし、粘土においても、その理論の問題点が指摘され、その適合性が網干^{1,2)}、中瀬ら^{6,1)}、三笠^{5,1)}などにより種々論じられてきている。

持永^{5,7)}は一般的な見解として、最終沈下量については±20%程度の誤差で予測できるが、時間～沈下量関係の予測では、計算値と、実測値が一致するのはむしろ例外的で、理論計算値は単なる目安にすぎないと論述している。また、原位置での沈下観測結果と標準圧密試験より求められた圧密諸定数により予測した結果と対比させて、標準圧密試験での圧密諸定数の決定法の問題点を指摘している。

加えて、原位置では地盤の不均一性や多次元圧密、側方流動などの圧密理論では対処できない問題もあり、圧密沈下解析をさらに複雑にしている。そのため、原位置の沈下予測は、圧密試験結果により一応理論的な計算を行い、時間～沈下量関係を予測する。その後、原位置での実測データを積み重ね、宮川の双曲線法^{5,4)}、星埜の $\sqrt{t}$ 双曲線法^{2,9)}、浅岡の指数関数法⁸⁾などにより、将来の沈下傾向と最終沈下量を予測する方法が一般的な手法として用いられている。

泥炭の圧密についてみると、その沈下挙動に粘土と類似の圧密現象が存在することは事実であるが、その挙動が圧密理論に従わないことなどにより、“圧密”と表現するのが妥当かどうかの意見がある。

圧密は地盤工学で用いられる用語であり、Terzaghiの定義したConsolidationの訳語である。すなわち、“圧密”は粘土のような透水性の低い飽和した材料が荷重を受け、内部の間隙水を徐々に排出しながら長時間かかって体積が減少していく現象と定義されている。しかし、泥炭は植物の残遺体が堆積したものであり、構成素材そのものも圧縮されることや、クリープ現象による二次圧密が大きいことから、渡辺^{11,6)}は泥炭の圧密を「側面拘束一次元圧縮」とするのが無難であるとしている。

そこで、“圧縮”についてみると、地盤工学では圧縮は二つの意味で用いら

れている。すなわち、圧密試験のように専ら体積を減少させることで、土の高密度化と強度増加につながるものと、三軸圧縮試験のように側方の膨張を許して軸方向に縮ませることで、体積減少に必ずしもつながらず、土の挙動はむしろせん断変形が主体となるものである。

これらの用法のうち、最近では、前者の意をまとめて”圧密”と称するようになってきている。すなわち、いわゆる圧密現象の有無にかかわらず、また、土質の種類や体積減少の時間的な長短によらずに、荷重を受けて土が高密度化する現象を広く”圧密”と定義する傾向になってきている。そのため、泥炭の圧縮現象も圧密と称されるようになってきている。

このように泥炭の圧密挙動が理論に従わないため、及川の双曲線法や⁷⁴⁾能登の $\sqrt{t}$ 双曲線法⁶⁶⁾のように、新たな土質定数を導入して圧密挙動を予測しようとする方法も提案されているが、基本的には現在用いられている土質定数をそのまま利用して、Terzaghi系の理論を粘土と同様に適用させる場合が多い。さらに、泥炭では二次圧密による沈下が大きいため、Terzaghi系の一次圧密理論に二次圧密を重ね合わせる手法による沈下予測式が、Berryら¹⁰⁾、栗盛ら³⁹⁾、安原ら¹²⁰⁾により提案されている。

泥炭の圧密試験上の問題点として、大平ら⁷⁰⁾は粘土と共通する問題に加えて、泥炭ではサンプリング、供試体作製、荷重載荷段階、試験結果整理で異なる点が多いことを示している。そのため、佐々木ら⁸⁷⁾のように圧密諸定数を含水比などをパラメーターとして統計的に処理し、含水比などより圧密定数を推定し、これにより設計を行おうとする考え方もある。

泥炭の圧密諸定数の決定法については、既往の研究で、つぎのような問題点が指摘されている。

泥炭の $e \sim \log p$ 曲線は逆 S 字型で、圧密圧力が大きくなると平坦になっていくことが知られている。日比野ら²⁶⁾は、各測点間の $e \sim \log p$ 曲線の傾き、 $\Delta e / \Delta \log p$ は圧密降伏応力の 2 倍付近で最大となり、次第に小さくなると報告している。そのため、 $e \sim \log p$ 曲線の傾きである圧縮指数は固有の定数とならず、Butterfield¹²⁾やOikawa⁷⁶⁾は $\log f \sim \log p$ 、松尾⁴⁶⁾は対数ひずみ $\sim \log p$ の関係が直線となることを示し、圧縮指数に変わる定数を求めている。また、圧縮指数により地盤の最終沈下量を計算する方法は、泥炭では $e \sim \log p$ 曲

線が直線とならないことや間隙比の計算上の問題点があるため、河野ら³⁶⁾は体積圧縮係数を用いることにより、最終沈下量を精度良く求め得ることを示している。

圧密係数についてみると、その求め方として、JISによる土質試験法では $\sqrt{t}$ 法と曲線定規法が挙げられている。しかし、いずれもTerzaghiの圧密理論に拠ったものであり、泥炭での適用上の問題点が種々指摘されている。

泥炭における $\sqrt{t}$ 法では圧密曲線の初期の部分が直線とならないことが多くあり、及川ら⁷⁷⁾は、初期の測定間隔を短くし、現行の土質試験法の最初の測定時間の6秒以内に直線部分が出現することを示している。曲線定規法は沈下曲線がTerzaghi理論と合わないこともあって、理論曲線との重ね合せが難しく、個人誤差が入りやすいとされている¹¹⁸⁾。

圧密係数は粘性土では圧密圧力にかかわらずほぼ一定とされている。しかし、泥炭では圧密圧力が大きくなると小さくなる傾向を示す。今福ら³⁰⁾は間隙水圧を圧密試験で測定し、圧密圧力の小さい試験では早く消散するが、圧力が大きくなるに従い遅くなり、これは泥炭の構成素材の圧縮に起因することを報告している。

また、Terzaghiの圧密理論は間隙水圧の消散構造を基本としたもので、ここでは圧密による層厚の変化を考慮していない。三笠⁵⁰⁾は有限ひずみで定義した圧密方程式により、層厚や圧密係数が増変するときの解法を誘導している。高田ら⁹⁰⁾はこの式を泥炭に適用し、一次圧密領域での適合性が高いことを示している。

二次圧密についてみると、二次圧密沈下の曲線として双曲線を当てはめる例もあるが⁷⁴⁾、多くは時間の対数に比例して沈下するとされている。

その比例定数を二次圧密係数とするとき、二次圧密係数は沈下ひずみで定義される ε_α と、間隙比で定義される C_α とがある。

ε_α は圧密圧力との関係でみると、圧密圧力によらず一定となる⁴⁵⁾、圧密圧力とともに増加する⁵⁴⁾、ピーク値を有する¹²⁴⁾など種々の形態が報告されている。 C_α にも同様な例はあるが、ピークを有するとの例が多く、 $C_\alpha \sim \log p$ の関係は圧縮指数 $C_c \sim \log p$ の関係に類似している^{45, 49)}。そのため、 C_α と圧縮指数 C_c の比 C_α / C_c は圧密圧力によらず一定となり、これを二次圧密を表

す定数として取り扱うことが多い。

つぎに、圧密試験の試験条件が圧密特性におよぼす影響についてみる。

圧密試験の荷重増分比は、泥炭では一次圧密の分離を容易にするため、荷重増加比を3程度にする必要があるとの指摘もある⁷⁰⁾。

荷重増分比の影響については、粘土では、 $e \sim \log p$ 曲線は荷重増分比が小さいほど圧密降伏応力は大きくなるが、圧密圧力が大きくなるに従い、1本の線に収束する傾向が認められている⁴²⁾。圧密係数は荷重増分比とともに大きくなるとの報告がある^{6, 60)}。泥炭では及川ら⁷⁹⁾は $e \sim \log p$ 曲線、圧密係数とも荷重増分比には影響されないことを示し、圧密係数については松尾ら⁴⁶⁾、安川ら¹²⁴⁾も同様な傾向を報告している。

圧密時間を変えた試験は、圧密試験の時間短縮を目的にした短時間載荷や二次圧密挙動をみるために行われる長時間載荷がある。

粘土で $e \sim \log p$ 曲線は互いに平行になり、圧密時間の長い試験で間隙比が小さくなる。圧密降伏応力は圧密時間の短い試験で大きくなるが、圧縮指数は変化しないとされている¹⁷⁾。また、泥炭でも短時間載荷の試験で同様な結果が示されている⁸³⁾。これをBjerrum¹¹⁾は遅延圧密の概念により、二次圧密は時間の対数に比例して発生し、その大きさが圧密圧力に依存しないとすると、圧密時間の長い試験ほど二次圧密による沈下量が多くなり、間隙比が小さくなると説明している。

圧密係数は粘土では圧密時間に影響されないとの結果もあるが⁶⁷⁾、Murakami⁵⁸⁾は圧密時間が長くなると、前載荷段階に生じた二次圧密が疑似先行圧密効果の形で一次圧密速度に影響するため、圧密係数は小さくなると報告している。泥炭では圧密時間により圧密係数は変化しないと及川らは⁸²⁾示している。

つぎに、標準的な圧密試験は厚さ2cmの供試体であり、実際の地盤の層厚と比べると非常に小さいため、試験と原位置との間の相似則の検証のために供試体厚さを変えた試験が行われる。 $e \sim \log p$ 曲線は、粘土では圧密時間が一定であれば、供試体厚の薄い試験の圧密が速く進行し、間隙比が小さくなるのは当然のこととして認められている。泥炭で加藤ら³⁵⁾は、0.5~2.0cmの薄い供試体の試験をして、 $e \sim \log p$ 曲線に供試体厚さの影響がないことを示している。

圧密係数は供試体層厚が大きくなるに従い大きくなるとされており^{3, 40)}、原位置の観測結果でも同様な結果が示されている⁵⁷⁾。圧密理論では、圧密係数が層厚によらず一定であれば、圧密速度は層厚の2乗に反比例する層厚2乗則が成立する。泥炭でも層厚2乗則が成り立つとの例もあるが⁵⁾、MacFarlane⁴³⁾は沈下速度は層厚の1.5乗、栗原³⁸⁾は1.2~1.6乗に反比例すると報告しており、圧密沈下の速度は層厚が大きくなるほど速くなり、層厚2乗則が成立しない場合が多い。

二次圧密係数は供試体厚さに影響されないことが、練返した粘土では網干ら³⁾、泥炭ではMacFarlane⁴³⁾により示されている。

このように、試験条件が圧密特性におよぼす影響については、泥炭と粘土で異なる報告がなされている場合も多い。

これらの研究をふまえて、第2章では、圧密試験より得られる土質諸定数について、粘土と同様の算出手法で圧密諸定数を求めたとき、泥炭での問題点を示し、泥炭の圧密定数の決定法を提案する。併せて、荷重増分比や載荷時間などを変化させた試験を行い、試験条件により泥炭の圧密定数がどのように変化するかを検討する。

1・2・2 泥炭の構成植物と物理的・工学的性質

泥炭は種々の分解過程にある植物の残遺体により構成されている。その工学的性質は一般に、構成素材の種類、含有量、分解度、無機質の混入量、含水量、固結度などによって支配されるとされている⁵⁵⁾。しかし、有機物の形態の表現が難しいこともあって、泥炭の物理的・工学的特性を示す指標として強熱減量、含水比、分解度などの数的表現が容易な定数が多く用いられている。そして、それらと種々の土質定数との間に相関関係が報告されている⁵³⁾。

宮川⁵⁵⁾は有機物含有量が20%程度までの普通の有機質土では、母材となる無機質部分の性状が土の工学的性質の大すじを決めるように思われるが、有機物含有量が多くなると、有機物が主体性を持つようになること述べている。さらに、梅田ら¹⁰⁷⁾は有機物含有量の少ない泥炭では、理工学的性質は有機物含有量に支配されるが、含有量が多くなると、それは指標としての有効性を失い、分解度や構成植物などの有機物の形態の影響が卓越してくることを示し、泥炭の構成植物を理工学的特性の指標として導入している。

一般に鉱質土は土粒子、水、気体の三相よりなる。泥炭ではさらに有機物が加わるが、泥炭の構造モデルとして、それらの単純な混合体と考える場合が多かった。月館⁹⁸⁾は有機物を繊維と腐植と分け、分解度を指標としたモデルを示している。大平ら⁶⁹⁾は鉱物質と有機質のそれぞれの部分を固相・液相・気相の三相に分け重ね合わせた重三相モデルを提案し、有機体内部の水や気体の量を土質定数の計算に導入している。また、梅田¹⁰⁵⁾は泥炭の間隙を構成素材の内外に分け、さらにカップモデルを提案し、泥炭の水分保持特性から工学的挙動をそのモデルにより説明している。

このように、泥炭の構造は鉱質土と異なる点が多いが、鉱質土における土質諸定数間の相関を泥炭まで外挿するための、多くの報告がなされている。

強熱減量については、泥炭の比重との相関が示されている。泥炭は鉱物質と有機物の混合であり、それらの比重が異なるため、強熱減量より比重を推定することができる。一般に鉱質部の比重は2.6~2.7であり、有機質は1.5とすることが多い⁶⁹⁾。しかし、泥炭の比重より有機質部分を逆算した例では対馬⁹⁹⁾は1.1~2.0、及川ら⁸¹⁾は1.3~1.7、宮川⁵³⁾は石狩泥炭で1.2としており、対象とした泥炭によりばらつきがみられる。

強熱減量と含水比との関係では比例関係が示されており、比例定数として宮川⁵³⁾は、素地（自然堆積状態）泥炭で10、圧縮泥炭で7とし、及川ら⁸¹⁾は東北地方の泥炭で12、沓沢ら⁴¹⁾は関東地方で10を報告している。また、宮川⁵³⁾や対馬⁹⁹⁾は、この定数（含水比／強熱減量）を含水－強熱減量比 f と定義し、圧密定数や強度定数などとの相関を求めている。

しかし、強熱減量はその数値の上限値が100%である。北海道の泥炭のように鉱物質の含有量の少ないものでは、強熱減量は90%を越えるものが多くなり、強熱減量で土質諸定数との相関を表すことは困難となる。そのため、含水比や間隙比がパラメータとして用いられている。

間隙比と含水比の関係は渡辺¹¹⁵⁾により双曲線関数で示され、及川⁷⁵⁾も含水比1000%以下で適用性が高いことを示している。また、沓沢ら⁴¹⁾は泥炭を比重ごとに3つのグループに分け、各々直線式でその関係を示し、鈴木ら⁸⁹⁾も同様に直線関係を用いている。

また、分解度には化学的分解の程度を求める比色法、物理的分解度の水洗法などがあり、一般にこの両者の間に相関性は低いとされている^{71, 73)}。泥炭の工学的特性を示す指標としては、水洗法による分解度が用いられる場合が多い。

分解度と物理定数との関係では、東山ら²⁷⁾や梅田ら¹⁰⁴⁾は分解度が大きくなると間隙比が減少することを示し、透水係数は分解度の増大に従い減少するが、泥炭の種類によりその傾向が異なることを示している¹⁰⁴⁾。

つぎに、圧密諸定数と物理定数との相関でも多くの関係が示されている。

圧縮指数は間隙比や含水比との関係で、泥炭に限らず、多くの研究者により報告されている。これらの関係は1次式もしくは指数関数で相関が報告されている。1次式による相関は渡辺ら¹¹⁴⁾、MacFarlane⁴³⁾をはじめ数多くの提案式があり、由良¹²⁹⁾は北海道の支庁管内ごとにその関係をまとめ、圧縮指数は間隙比の0.49～0.64倍となることを報告している。

指数関数で圧縮指数～間隙比、含水比の関係を整理しても、同様な相関が得られることが示されており、日比野ら²⁶⁾は既存の提案式をまとめ、その関係式のばらつきの範囲も示している。

若松ら¹¹³⁾は最終沈下量の推定に圧縮比（ $C_c / 1 + e_0$ ）を用い、圧縮比が含水比と双曲線関数で示されることを報告している。

圧縮指数と分解度との関係では、東山ら²⁷⁾は分解度が大きくなると圧縮指数が小さくなることを示している。

また、泥炭では $e \sim \log p$ 曲線が直線とならず、圧縮指数が定め難いため、日本道路公団⁶⁵⁾や北海道開発局¹³⁾では含水比ごとに $e \sim \log p$ 曲線を分類し、それを泥炭地盤の沈下予測に利用している。

圧密係数をみると、鉍質の粘性土では正規圧密領域で圧密圧力によらず、一定とされているが、泥炭では圧密圧力が大きくなると圧密係数は小さくなり、圧密係数は圧密圧力の関数として表される。そのため、日本道路公団⁶⁵⁾や佐々木ら⁸⁷⁾は含水比をパラメーターとして、圧密係数～平均圧密圧力の関係を両対数関係で図示し、含水比の測定のみで沈下速度の概略を予測しようとしている。及川ら⁸²⁾は含水比～間隙比、圧密圧力～間隙比の関係を求め、含水比より圧密係数を推定する式を提案している。

二次圧密係数についてみると、ひずみで定義した ε_α は Mesri⁴⁸⁾により、含水比と両対数紙上で直線関係となることが示され、多くの研究者により各種土質の二次圧密係数の位置づけにその関係が利用されている。しかし、荻野ら²⁵⁾は北海道の泥炭では二次圧密係数はこの関係より小さくなるとしている。強熱減量との関係では松尾ら⁴⁵⁾は、強熱減量が20%以下では ε_α は直線的に増加するが、それ以上になるとほぼ一定になることを示し、さらに、 C_α / C_c の関係をまとめて、泥炭の C_α / C_c が粘土に比べ大きな値となることおよび、圧密圧力により C_α の取り得る範囲がきわめて広範囲にわたることを報告している。

このように、泥炭の物理的・工学的性質は鉍質土と同様の指標により整理され、相関関係が粘性土のそれと比較されることが多い。しかし、宮川⁵⁵⁾は泥炭地盤では層の厚さやその分布構成が工学的に大きな意味を持つとして、泥炭の工学的分類に地盤の生成環境条件を導入する必要性を述べている。

泥炭地の生成環境を指標とした分類法はヨーロッパやアメリカ・カナダで種々提案されており、日本では北海道農業試験場や阪口⁸⁵⁾の分類法などがある。梅田ら¹⁰⁰⁾は分類の要素を地理・地質学的分類（現植生、形態、生成）、土壌的分類（構成植物、素材の形状、素材の質）、材料的分類（性状）に分け、各分類法の要素の比較を行っている。河野³⁷⁾はこれらの分類は地形・地質学的要因や地被植物の状況、泥炭の構造分類などを中心としたもので工学的利用は難

しいとしている。しかし、これらの分類に工学的分類が見当たらないのは、工学におけるこの分野の歴史が浅いためであり、泥炭に工学的分類を導入することの必要性を述べている。

工学的分類法として現状で提案されているものに Radforth & MacFarlane⁴³⁾, Amaryan⁷⁾, 渡辺¹¹⁷⁾の分類法などがある。

Radforth & MacFarlaneの分類法は、泥炭を無組織状、細繊維、粗繊維などによって17の細目に分け、さらに、含水比、圧縮性、引張り強さなどの相対的な大きさを順位をつけ、工学的特性を定性的に表現しようとしたものである。Amaryanの分類法は、繊維質泥炭、中位分解泥炭、分解泥炭、泥炭質土に分け、これに15項目の物理的・化学的性質の数値を与えることにより分類している。また、渡辺の分類は地形的特徴、層序学的特徴および理工学的性質に分け、それらを組み合わせて分類している。

日本で多く用いられる泥炭地の分類は、歴史的経過もあり、ドイツ型の低位・中間・高位泥炭地と分けることが多い。これは泥炭地の形状や構成植物から分類されるものである。梅田ら¹¹⁰⁾は構成植物は材料素材であるとともに、その生成過程を内包することによって材料の構造を示すとともに、泥炭の地盤特性をも示唆しうるもので、構成植物が泥炭の理工学的特性の重要な指標となることを示している。そして、構成植物の特性を示し、それらが泥炭の密度や引張り強さ、圧縮特性などに影響することを報告している¹⁰³⁾。さらに、梅田ら¹⁰⁵⁾は泥炭地の分類を従来の高位、中間、低位泥炭地に加えて、水分供給の状態や、陸化型・湿地化型で再分割し、これらの生成過程により泥炭の理工学的特性が異なることを示している。

これらの研究をふまえて、第3章では、構成植物や分解度などを泥炭の形態を表す指標として、物理的特性や力学特性を整理することを検討する。すなわち、北海道内より採取した泥炭について、これまでの多くの報告と同様に、泥炭の物理定数や圧密諸定数間の相関を求め、それらの相関においての構成植物の影響を調べる。さらに、泥炭の生成過程で再分類したとき、圧縮特性が生成過程とどのような関係にあるかを検討するものである。

1・2・3 泥炭の繰返し圧密

土の繰返し圧密は、超長期的周期の海面変動や地震力から短周期の交通荷重までの種々の外力により生ずる。これらのうち、土質工学では軟弱粘土地盤に建設された低盛土道路の交通荷重による繰返し圧密沈下や地下水位の変動による中・長周期の繰返し圧密による沈下が多く取り扱われている。

北海道の泥炭地盤では後者による繰返し圧密と排水乾燥化による地盤沈下が問題となる場合が多い。

大森ら⁷²⁾は石狩泥炭地の三角点標高の変動より、地盤沈下傾向図を示している。そして、泥炭地が農地として利用されている場合には、沈下が目立った被害とはならないが、道路の不同沈下、橋梁・建築物の抜け上がりなどが各所にあることを指摘している。また、最近では都市化による地下水位の低下に起因する地盤沈下が、札幌市の北部や東部の泥炭地で見られている。

梅田ら¹⁰⁸⁾は地下水位の変動による泥炭地盤の沈下のプロセスを、排水などによる水位の低下にともなって、表層部が下層への荷重となって生ずる圧密沈下、表層部の乾燥収縮および泥炭の分解などの進行によって生ずる沈下に分けて考えている。

地下水位の変動による地盤沈下は泥炭地に限らず、各地でみられる現象である。その例として北陸地方で融雪水の汲み上げによる地盤沈下が岩田ら³¹⁾によって、佐賀平野の農業用水の汲み上げによるものが坂井ら⁸⁶⁾により報告されている。泥炭地盤では札幌市公害部⁸⁸⁾や二ツ川ら²⁴⁾などにより示されている。

地下水位の季節的変動による地盤沈下は、いったん地下水位が低下すると、地下水位が変動することで、地盤沈下が加速されることが実証されている⁹⁵⁾。岩田ら³¹⁾は繰返し圧密試験の結果を用いて、有限要素法による解析で、一年中揚水を継続した場合より、季節的に揚水した方が、累積沈下量が大きく、沈下も止まり難いことを示している。

粘土地盤の地下水位の低下による地盤沈下は、被圧地下水の汲み上げによる水位低下に伴なって圧密沈下により生ずるものが多い。梅田ら¹⁰⁸⁾は深層地下水位を観測し、泥炭地盤では地表面付近がきわめて軟弱であるため、深層にある被圧地下水位とは関係なく、地表付近の地下水位の変動にともなって地盤沈下が発生することを示している。松下ら⁴⁷⁾も泥炭地盤の沈下の観測より、沈下

の大部分が泥炭層の圧密によることを報告している。

地下水位の変動による地盤の沈下挙動は、繰返し圧密試験の結果より有限要素法で解析した佐賀平野や新潟県六日市の例が坂井ら⁸⁾⁶⁾によって、圧縮指数と膨潤指数を用いて解析した八戸市の例が諸戸ら⁵⁾⁶⁾によって報告されている。また、西嶋ら⁶⁾⁴⁾は水位の低下で不飽和となる帯水層の上部の沈下には、不飽和圧密理論での検討が必要であることが提唱されているが、室内の不飽和繰返し圧密試験の結果を原位置の沈下解析に用いた例はない。

泥炭地盤で、梅田ら¹⁾⁰⁾⁸⁾は実測値から沈下に係わる係数を求めて解析予測する手法を札幌市東米里の沈下の例で示し、それでは泥炭の乾燥収縮や分解による沈下も考慮されている。

このように地下水位の変動による地盤沈下を解析する手法としては、原位置の実測値から係数を求める方法と室内試験結果を原位置に適用させる方法がある。室内試験的には地下水位の変動を再現するために、繰返し圧密試験が行われてきている。

そこで、繰返し圧密に関する主な既往の研究をまとめるとつぎのようになる。

これらの研究では交通荷重による粘土地盤の沈下挙動を求めるために行われた試験が多く、繰返し荷重の載荷周期も10～1000秒程度のものが多い。また、地盤沈下の解析のための試験も1時間～1日程度であり、本研究で行った繰返し試験に比べて載荷周期が短くなっている。また、これらの研究での繰返し載荷と静的載荷の比較は、4・3・1で後述する整理法Ⅰによるもので、本研究での整理法とは異なるものである。

繰返し載荷による圧密特性は繰返し荷重の大きさ、荷重増分比、初期圧密時間、載荷周期などに影響される。

一般的な繰返し圧密試験は一定荷重で圧密したのち、交通荷重や地下水位低下量に相当する新たな荷重を加えて繰返し載荷を行う例が多い。そこでは、圧密荷重が大きいほど、沈下量が大きくなり、載荷応力比により沈下傾向は変わってくる²⁾¹⁾。載荷応力比を一定とした梅崎ら¹⁾¹⁾¹⁾の有明粘土による圧密圧力0.2～1.0の試験では、圧密圧力0.6kgf/cm²の沈下ひずみが最も大きくなり、荷重がそれ以上や以下では小さく、沈下ひずみがピークとなる繰返し荷重が存在することを報告している。また、巻内ら⁴⁾⁴⁾はカオリン粘土で沈下速度を調べ、

繰返しの初期では沈下速度は静的圧密と変わらないが、繰返し時間が長くなると荷重の大きい試験の繰返し圧密による沈下速度が大きくなることを示している。

載荷・除荷の荷重比の影響をみると、田中ら^{9.1)}はカオリンとベントナイトの混合土で、載荷荷重を一定として除荷荷重を変えた試験により、除荷荷重が変わっても沈下ひずみにあまり変化のないことを示している。しかし、Fujiwaraら^{2.1)}は初期圧密圧力は異なるが、載荷荷重を一定とした試験で荷重増分比の大きい試験の沈下量が大きくなることを報告している。

繰返し載荷前の初期圧密時間の違いは、事前圧密工法の載荷期間の長短による影響をみるために行われている。初期圧密時間が短いほど圧密度が低いため、その後の繰返し載荷でも沈下速度が大きくなっている^{2.2)}。陶野ら^{9.6)}は一次圧密終了後に行った繰返し載荷でも、かなりの沈下量が生ずることを示している。また、初期圧密時間の影響をみると、載荷周期30分～2日の試験で、繰返し載荷回数が多くなると初期圧密時間の違いによる塑性ひずみの差異がなくなることが陶野ら^{9.7)}により報告されている。

載荷周期の違いをみると、周期が短いと間隙水圧の消散が十分に行われなため、沈下量が少なくなることが一般的な傾向として示されている。しかし、二次圧密領域での沈下速度は、載荷周期に影響されないとしている^{1.1.1)}。

繰返し載荷と静的圧密の沈下ひずみの大きさの比較では、静的圧密の沈下ひずみが大きい^{1.1.1)}、繰返し載荷の初期の部分では沈下量は少ないが、繰返し数の増加に従い、静的圧密の沈下ひずみを越えるようになる^{4.4)}などの例がある。また、載荷条件でも異なり、載荷周期の短い試験では繰返し載荷による沈下ひずみは小さいが、周期の長い試験では静的載荷より大きくなり、載荷周期が影響する^{2.2)}。初期圧密時間が影響し、初期圧密が十分進行してから繰返し載荷を受けると沈下ひずみが大きくなる^{9.6)}。さらに、巻内ら^{4.4)}はベントナイトでは載荷荷重が大きくなると静的圧密の方の沈下量が大きくなり、載荷荷重の大きさの影響を受けることを報告している。そのため、繰返し載荷と静的圧密の比較にはどのような因子が影響するかは、現状では解っていない。

泥炭による試験の例は少ないが、及川ら^{7.8)}は繰返した泥炭により周期10秒の試験を行い、繰返し載荷による沈下ひずみは静的圧縮より小さく、平均して50

%程度としている。また、Ngら⁶³⁾の周期20秒～2分の試験では、泥炭の種類により静的圧密より沈下ひずみが大きいものも小さいものもある。

つぎに、乾燥・飽和の繰返し試験についてみると、梅田¹⁰⁵⁾は繰返しによる固相や液相の変化を調べ、泥炭が非可逆的な収縮挙動を示すこととそれがカップモデルにより説明できることを報告している。

これらの研究をふまえて、第4章では、地下水位の低下に起因する泥炭地盤の沈下に影響する要因の基礎的な検討を行う。すなわち、泥炭地盤の沈下の構造を有効上載圧の変動による繰返し圧密による沈下と、排水乾燥化～水浸飽和の繰返しによる泥炭の収縮挙動にともなう沈下の二つに分けて考えた。実験的に泥炭地盤の沈下の種々の応力状態を想定した繰返し圧密試験と荷重載荷状態で排水乾燥・水浸の繰返し試験を行い、静的な長期圧密と比較して、泥炭の沈下特性がどのように変化するかも検討する。

第 2 章

泥炭の圧密諸定数の決定法

第2章 泥炭の圧密諸定数の決定法

2・1 鈹質土における現状

地盤の沈下解析に用いられる圧密理論は、熱伝導を間隙水圧の消散に置き換えて、Terzaghiにより提案された^{9,3)}。以来その適合性が種々論じられ、最終沈下量については設計値と実測値が近似する場合も多いが、圧密時間は原位置の沈下挙動を適切に予測するのは難しいというのが一般的な見方である⁴⁾。

そのため、いろいろな解析手法が提案されているが、沈下挙動を的確に予測するような手法はまだなく、現状の沈下解析の多くは基本的にはTerzaghi理論に立脚した手法が用いられている。

圧密沈下解析の目的は最終沈下量と時間～沈下量関係の予測にあり、いま、最終沈下量の予測についてみると、つぎの3つの方法が用いられる。

1) e 法

圧密試験より得られた $e \sim \log p$ 曲線を用いて、圧密により初期間隙比 e_0 から e に変化したとき、層厚 H の地盤の沈下量 S は

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad (2.1)$$

により求められる。この式は圧密圧力が過圧密から正規圧密へと圧密降伏応力をまたぐ場合でも適用できる利点がある。しかし、 e_0 を採取した試料の値とするか、土被り圧に対応する間隙比にするかにより、沈下量が異なるという問題点がある^{2,3)}。

2) C c 法

$e \sim \log p$ 曲線の正規圧密領域に現れる直線部分の勾配である圧縮指数 C_c および過圧密部分を直線と仮定したときの勾配 C_r を用い、圧密降伏応力を p_y 、そのときの間隙比を e_y とし、圧密圧力が p_0 から Δp だけ増加したときの沈下量は

$$S = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_y}{p_0} + \frac{C_c}{1 + e_y} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_y} \quad (2.2)$$

により求められる。この方法は正規圧密領域で、 $e \sim \log p$ 曲線が直線である

場合に限定される。さらに、e法と同様に、初期間隙比の取扱いや、正規圧密地盤では p_0 を単純に土被り圧とするか、圧密試験より求められる圧密降伏圧力とするかの問題がある。

3) m_v 法

体積圧縮係数 m_v を用いて、増加圧密圧力が Δp であるとき、沈下量は

$$S = m_v \cdot H \cdot \Delta p \quad (2.3)$$

により求められる。この方法には、後述の2.3.3で示すような問題点があり、正確に沈下量を求めるには煩雑な計算が必要である。

これらの3つの式は同じ仮定に立脚したもので、本来どの方法で求めた沈下量も同一となるはずであるが、それぞれの式にあいまいな点があり、一致しないのが一般である。

しかし、これらの式による最終沈下量と実測値の比較では、 $\pm 20\%$ 程度の誤差で予測でき、実用的な範囲での沈下量の推定が可能であるとされている⁵⁷⁾。

一方、時間～沈下量関係の予測は、一般的につきのような方法が取られる。粘土層の最大排水距離 H を定め、圧密試験の結果より平均圧密圧力に対応する圧密係数 C_v を決めて、

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (2.4)$$

により、ある経過時間 t の時間係数 T_v を決定する。ついで、Terzaghi理論による圧密度 $U \sim T_v$ の関係より圧密度を求め、最終沈下量に乗じて、ある時間の沈下量を求める。

しかし、このようにして求められた計算値と、実測値が一致するのはむしろ例外的で、理論計算値は単なる目安にすぎないとの評価もある。

圧密理論と実際との違いの原因は、多く報告されており^{1, 2, 51, 51)}、これらのうち圧密試験に関する問題点をまとめるとつぎのようになる。

- 1) 圧密リングの周面摩擦
- 2) 試料寸法
- 3) 載荷方法と載荷時間
- 4) 圧密係数の求め方

5) 二次圧密係数の取扱い方

6) 測定誤差, 個人誤差

圧密リングの周面摩擦は、側方拘束の試験では避けられない問題であり、特に圧密沈下速さの係数である圧密係数に大きく影響するとされている¹⁾。最近では、摩擦の軽減のため、リングの内面をテフロン加工したものも用いられている。

試料寸法は、標準的な圧密試験では厚さ2cmの供試体が用いられ、実際の地盤の層厚と比べると非常に小さい。薄い供試体の試験であっても、原位置との間に相似則が成り立つのであれば、標準圧密試験は要素試験としての意義がある。しかし、試料寸法を変えた試験では、層厚が大きくなると圧密係数も大きくなるとされており^{3, 4)}、圧密試験より得られた圧密係数では原位置の沈下速度を説明できない場合が多い。

載荷方法と載荷時間は、圧密試験では荷重増分比 $\Delta p/p$ は1、圧密時間24時間が標準とされており、これらの載荷条件が異なると、沈下挙動が変化することが認められている。しかし、原位置では載荷応力比や圧密時間は圧密試験とは異なるのが通例であり、設計値をどのように決定するかの問題もある。

さらに、二次圧密はTerzaghiの圧密理論には含まれない沈下現象であり、その取扱いは最大の問題である。二次圧密は一次圧密の後半部分から生ずる沈下であり、圧密試験ではその分離も比較的容易であるが、原位置では長期にわたる一次圧密と同時に生ずるため、分離が困難である。粘土の圧密沈下解析では二次圧密量が小さいため、圧密係数を二次圧密まで含めたものに補正し、二次圧密も一次圧密に含めて計算する方法が取られることもある¹⁶⁾。

また、土質試験の中でも最も長時間を要する試験であり、1個の試験のみで設計値を求める場合が多い。そのため、試料の片寄りによる誤差や圧密係数を求める際のカーブフィッティングや直線の引き方による個人誤差が生ずることもある。

これらのことより、現状の圧密試験は土質定数を求める要素試験としての位置づけはなく、モデル試験としてみられることが多い。そのため、持永⁵⁷⁾は圧密試験結果から得られる諸係数は、定量的に計算するための指標とするにはあまりにも問題点が多すぎるようであり、あくまでも定性的な傾向を示す一つの

インデックスと理解すべきであると思われると述べている。

加えて、原位置では地盤の不均一性や多次元圧密、側方流動も問題があり、圧密解析をさらに複雑にしている。結局、時間～沈下量の関係の予測は現行理論をもってしては、まったくお手上げの状態であるというのが現在の水準であろう。

このように理論式を用いての計算による予測が難しいため、原位置では実測データから宮川の双曲線法^{5,4)}、星埜の $\sqrt{t}$ 双曲線法^{2,9)}、浅岡の指数関数法⁸⁾などにより、将来の沈下傾向と最終沈下量を予測する方法がとられる。

それゆえ、圧密試験結果により一応理論的な計算を行い、原位置の沈下データにより、時間～沈下量関係を逐次修正していくのが、鉦質土における現状である。

2・2 泥炭における問題点

泥炭は植物の残遺体が堆積したものであり、自然堆積状態では泥炭繊維のかみあいにより特殊な骨格構造を有し、粘性土に比して間隙比が大きく、高い圧縮性を示す。

さらに、泥炭はその構成素材である植物繊維自体が圧縮されるため、土質試験の方法と解説(1990)¹⁷⁾での圧密の定義「土粒子自体は非圧縮性とみなし、この圧縮は土の間隙の減少によって生じるものとする」に該当しない圧縮も生ずる。そのため、泥炭の圧密を「側面拘束一次元圧縮」と表現するのが無難であるとの意見もあるが¹¹⁶⁾、泥炭にも圧密現象が存在することは認められている。

また、近年圧密は「土が圧力を受けて密度を増す現象」と定義されるような傾向であり、砂の圧密などと称されるのと同様に、泥炭の圧縮にも「圧密」の用語が適用されている。

泥炭の圧密試験上の問題点は、先に述べた粘性土のものに加えてつぎのような点がある⁷⁰⁾。

- 1) サンプリング段階での問題
- 2) 供試体作成段階での問題
- 3) 荷重載荷段階での問題
- 4) 試験結果整理段階での問題

サンプリングについては、表層近くの泥炭はブロックサンプリングで採取されるため、試料の乱れは比較的少ない。しかし、深層になるとシンウォールサンプラーなどが用いられ、サンプラーを地盤に押し込んだとき泥炭の植物繊維が引っ張られ、泥炭の構造が攪乱され、採取された試料が自然状態と異なったものとなる可能性がある。

圧密供試体作製の段階においても同様で、トリミングが困難で、表面を平滑に整形し難いなどの難点がある。

さらに、泥炭地盤は不均質であるため、採取した試料のばらつきも大きく、圧密試験のような小さい供試体では、地盤を代表するような試料の採取が困難なこともある。そのため、圧密諸定数を含水比などの物理定数で統計的に処理し、含水比などにより平均的な圧密定数を求め、設計値とする手法も提案され

ている^{13, 87)}。

圧密荷重載荷段階では、泥炭の有効土被り圧が小さいため、初期の圧密圧力を小さくすることや、一次圧密の分離を容易にするため、荷重増加比を3程度にする必要が指摘されている。さらに、粘土と同様に、載荷方法と載荷時間により沈下挙動が変わるため、原位置と同一の載荷条件での単一荷重載荷圧密試験が泥炭には適するとの報告もある¹²³⁾。

試験結果の整理では $e \sim \log p$ 曲線が正規圧密領域でも直線とならないことや、 $\sqrt{t}$ 法で圧密係数を求めるとき、 $S \sim \sqrt{t}$ 曲線の初期の部分が直線とならないことが認められている。

さらに、泥炭では沈下量が大きいこと、中でも二次圧密沈下量が大きいことが、その沈下解析を複雑にしている。

Terzaghiの圧密理論では、圧密中の層厚の変化を考慮していないように、本来、沈下ひずみの小さい土を対象としたものである。土質試験法で現在用いられているひずみで定義した圧密理論も、層厚の変化は考慮していない。層厚の変化を考慮した理論は三笠⁵⁰⁾により提案されているが、実用までには至っていない。そのため、泥炭のような沈下量の大きい試料に現行の圧密理論を適用したときにはさまざまな矛盾が生じてくる。

また、泥炭では植物繊維の圧縮などにより、二次圧密による沈下量が大きく、沈下の50%以上にも及ぶことがある。圧密理論では二次圧密沈下は考慮されておらず、泥炭のような試料では二次圧密沈下の取扱いが重要な問題となる。

圧密による時間～沈下量関係の予測は、先に述べたように、粘土でも種々の問題点を含んでおり、泥炭ではさらに問題点が複雑となる。そのため、 $\sqrt{t}$ 双曲線法⁶⁶⁾や双曲線法⁷⁵⁾などのように、Terzaghi理論によらない手法も提案されているが、多くはTerzaghi系の理論を粘土と同様に適用させている場合が多い。

これらは、圧密沈下を一次圧密と二次圧密に分け、それらを重ね合わせる手法で、基本的には現在用いられているパラメータをそのまま利用するものである^{10, 39, 115)}。

しかし、そこに用いられる圧縮指数、体積圧縮係数、圧密係数、二次圧密係数などの圧密諸定数は、粘土と同様な方法では決定が困難なこともある。

そこで、本章では、現在多く用いられているTerzaghi系の圧密理論により泥

炭地盤の沈下解析を行うとき、泥炭と粘土を比べて、その違いを示し、泥炭の圧密定数の決定法を提案する。併せて、載荷条件の違いにより圧密定数がどのように変化するかを示すものである。

2・3 泥炭による圧密試験

2・3・1 試験の目的と方法

泥炭はその構成素材が植物の残遺体であるため、鉱物質の粘土に比較して異なる圧密挙動を示すことがある。そのため、粘性土で得られた経験的な圧密事象も泥炭には当てはまらないことも多い。

そこで、粘土、粘土と泥炭を混合した試料（A試験）および不攪乱泥炭について圧密試験を行い、粘土／練返した泥炭／不攪乱泥炭を対比してみて、泥炭の圧密挙動の特殊性を調べ、それより泥炭における圧密諸定数の決定法を検討した。

つぎに、荷重増分比の異なる試験（B試験）、載荷時間を変えた試験（C試験）、供試体厚さを変えた試験（D試験）を行い、これらの試験条件の違いにより、圧密諸定数の変化を粘土と比較して検討した。

各試験の目的と概要を以下に示す。

圧密試験の供試体は、径はいずれも75mmで、高さはD試験を除き20mmで、標準的な試験寸法である。

1) 不攪乱泥炭による試験

北海道および中華人民共和国四川省より採取した試料による標準圧密試験である。試料の物理的性質と載荷荷重の範囲を表2・1に示す。圧密圧力は異なる試験もあるが、圧密圧力の荷重増分比は1である。各荷重の圧密時間は北海道の泥炭では二次圧密領域での圧密挙動を検討するため48時間とし、中国の泥炭は標準的な24時間とした。

2) A試験

練返した泥炭と粘土を種々の割合で混合した有機質土による圧密試験である。有機物の混入割合により、圧密特性がどのように変化していくかを調べるものである。

試験に用いた泥炭は、美唄市より地表面付近の泥炭をブロックサンプリングにより採取したもので、比重1.57、強熱減量95%および水洗法による分解度55%である。これを2.5mmふるいで漉し、スラリー状にした。そのため、分解度は73%に増加している。

表 2・1 不攪乱泥炭の物理的特性と試験条件

採取 地域	採取地点	試料名	比 重	強熱 減量 (%)	分解度 (%)	初 期 含水比 (%)	初 期 間隙比	載荷荷重 (kPa)
北海道	北 村 美 唄 幌 延	KITAM	2.08	45	93	431	9.19	4～ 502
		BIBAI	1.47	93	56	1439	23.0	"
		HORO-A	1.58	84	73	1040	19.6	4～1005
		HORO-C	1.69	69	87	435	7.59	"
	サロベツ	SARO-A	1.37	96	45	1020	14.0	"
		SARO-B	1.61	94	47	880	14.4	"
		SARO-C	1.73	96	52	983	16.9	"
中国 四川 省	Ouhailao	OUHA-A	1.61	75	72	535	9.67	5～ 628
		OUHA-B	1.71	76	71	581	10.8	"
	Waqie	WAQI-A	1.72	74	67	490	8.90	"
		WAQI-B	2.00	54	81	378	8.22	"
		WAQI-C	2.03	47	75	446	10.4	"
	Kaharqiao	KAHA-A	1.77	64	73	305	7.60	"
		KAHA-B	2.06	44	84	286	6.44	"
		KAHA-C	1.97	62	81	368	10.5	"
		KAHA-D	1.94	54	76	382	8.31	"
		KAHA-E	1.88	64	66	521	11.3	"
	Niurenchiu	NIURE	1.89	52	87	233	4.96	"

表 2・2 A試験の試料の物理的特性

試験 番号	泥炭 混合率 (%)	比 重	強熱 減量 (%)	分解度 (%)	初 期 含水比 (%)	初 期 間隙比
A-0	0	2.63	--	--	37.6	0.991
A-5	5	2.54	10	97	55.3	1.28
A-10	10	2.45	18	95	95.3	2.41
A-20	20	2.34	23	93	144	3.59
A-30	30	2.17	35	91	196	4.64
A-40	40	2.05	45	87	276	6.21
A-50	50	1.95	50	82	280	5.74
B-8	100	1.57	95	73	587	10.20

表 2・3 B試験の試験条件と試料の初期状態

試験 番号	荷 重 増分比	載荷 日数 (日)	荷重 段階	初 期 含水比 (%)	初 期 間隙比
B-16	0.4	1	16	557	9.38
B-8	1	2	8	587	10.20
B-4	3	4	4	581	9.85
B-3	5.3	5	3	560	9.50
B-2	15	8	2	563	9.56
B-1	256	16	1	574	9.75

このスラリー状にした泥炭と市販の木節粘土を、乾燥質量で表2・2に示す割合で混合し、これを泥炭と粘土が分離しない程度の含水比にして、10kPaの圧力で予圧密して実験に供した。

泥炭の混合率が50%を越えると、圧密係数などに差異はほとんどみられないため^{3,2)}、混合率50%以下のものについて圧密試験を行った。

試料の比重、強熱減量、分解度および平均初期間隙比を表2・2に示す。圧密圧力は荷重増分比($\Delta p/p$)1で、8, 16, 31, 63, 126, 251, 502, 1005kPaの8段階である。各荷重の圧密時間は、標準圧密試験の2倍の48時間とした。これは、泥炭では圧密圧力が大きくなると一次圧密の終了時間が長くなり、二次圧密挙動の観測が困難となるため、圧密時間を長くしたものである。

3) B 試験

練返した泥炭による、荷重増分比を変えた圧密試験である。

土の圧密試験の方法では、増分荷重と先行荷重の比である荷重増分比は1と規定されているが、実際の地盤では種々の応力比で載荷されのが通例である。粘土では荷重増分比が異なると圧密特性に影響を与えることが指摘されており^{6, 42)}、泥炭においてはそれがどのように変化するかを調べるものである。

試料はA試験と同じスラリー状にした泥炭で、これを10kPaで予圧密したものを用いた。試験は初期圧密圧力4kPaで2日間圧密したのち、全圧密日数を16日間、最終圧密荷重を1004kPaとして、6種の荷重増分比で行った。表2・3に6種の試験の荷重増分比、1荷重の載荷日数、荷重段階および試料の初期状態を示す。荷重増分比ごとに圧密時間が異なるのは、圧密時間の違いによる二次圧密の影響を除くために、全圧密時間を一定としたためである。

4) C 試験

不攪乱泥炭による圧密時間を変えた圧密試験である。

圧密は通常一次圧密と二次圧密に分けられ、圧密時間が長くなると二次圧密による沈下量が多くなり、粘土では $e \sim \log p$ 曲線が異なるなどの報告がある。本試験は泥炭における圧密時間の変化による影響を調べるものである。

試料は、札幌市厚別区および幌延町より採取したものである。厚別泥炭は比重1.64、強熱減量81%、分解度85%、初期含水比901~1208%、初期間隙比

15.6～21.5で、幌延泥炭は比重1.80、強熱減量57%、分解度82%、初期含水比600～701%、初期間隙比11.4～13.0である。

1 荷重段階の圧密時間を12時間(C-0試験と称す)、1日(C-1)、2日(C-2)、4日(C-4)、8日(C-8)の5種について試験を行った。圧密圧力は、4, 8, 16, 31, 63, 126, 251, 502, 1005kPaの9段階で、荷重増分比は1である。

5) D 試験

不攪乱泥炭による供試体厚さを変えた圧密試験である。

泥炭は沈下量が大きいため、圧密試験の終了後には供試体は非常に薄くなる。例えば、A試験の粘土では1005kPa載荷後で試料高さは1.4cm程度であるが、空隙比の大きい不攪乱泥炭では0.3cm位となる。土質試験の方法と解説(1990)¹⁷⁾では圧密試験の供試体は径6.0cm、高さ2.0cmが標準とされているが、沈下量の大きい土では供試体厚さを大きくすることも提案されている。そのため、供試体厚さを変えた試験により、圧密特性の変化を見たものである。

試料は美唄市より採取したもので、比重1.50、強熱減量93%、分解度56%、初期含水比1323～1558%、初期間隙比20.1～25.1である。

供試体高さは2.0cm(D-2試験)、3.0cm(D-3)、4.0cm(D-4)の3種について試験を行った。圧密圧力の荷重増分比は1で、5, 10, 20, 39, 78, 157, 314kPaの8段階である。各荷重の圧密時間は48時間とした。

2・3・2 圧縮指数

圧縮指数 C_c は $e \sim \log p$ 曲線の正規圧密部分に現れる直線部分の傾きであり、地盤の沈下量の推定において重要な因子である。一般に圧縮指数は、圧密圧力によらず一定で土の固有の値とされている。

そのため、圧縮指数は液性限界、自然含水比や初期間隙比など物理定数と一義的な関係があることが多くの研究者により報告されている^{9, 80, 114)}。

しかし、泥炭などの初期間隙比の大きい試料では、 $e \sim \log p$ 曲線の正規圧密部分が直線でないことも多く、圧縮指数の取り扱いを複雑にしている。

粘土と泥炭を混合したA試験および不攪乱試料の $e \sim \log p$ 曲線を図2・1に、各圧密圧力段階における $e \sim \log p$ 曲線の傾き $\Delta e / \Delta \log p$ と圧密圧力 p の関係を図2・2に示す。

A試験では粘土や泥炭含有率の少ないA-20までの試料では、正規圧密部分の $\Delta e / \Delta \log p$ は一定で、 $e \sim \log p$ 曲線は直線と見なすことができる。A-20の強熱減量は23%であり、 $e \sim \log p$ 曲線が直線となる範囲が、最近用いられている高有機質土の境界値である有機物含有量20%とほぼ対応している。

しかし、泥炭含有率が多い試料や不攪乱泥炭では、 $e \sim \log p$ 曲線は逆S字型で、圧密圧力が大きくなると平坦になっていく傾向にあり、 $\Delta e / \Delta \log p$ は次第に小さくなる。この傾向は不攪乱泥炭を含めて初期間隙比の大きい試料ほど顕著になっていく。また、 $\Delta e / \Delta \log p$ がピーク値を示す圧密圧力は圧密降伏応力の2～5倍程度とばらついているが、平均すると2倍程度になるとの報告がある²⁶⁾。

圧縮曲線が逆S字型の曲線となるのは、泥炭に限らず、高圧力下の粗粒材料の圧密のように粒子自体が圧縮や破碎により形状を変える材料にもみられる傾向である。すなわち、泥炭の圧縮では鉱物質の土と同様に粒子の移動による圧縮沈下のほかに、泥炭繊維自体の圧縮による沈下がある。泥炭繊維の圧縮は圧密降伏応力を越えた付近では大きく生ずるが、圧密圧力が大きくなると、繊維の圧縮による沈下が次第に小さくなるため、 $e \sim \log p$ 曲線が次第に平坦になっていくものである。

このような正規圧密部分で直線を示さない土の圧縮指数は「土の圧密試験方法 (JIS A 1217-1979)」¹⁶⁾では、 $e \sim \log p$ 曲線の最急部分の勾配とすること

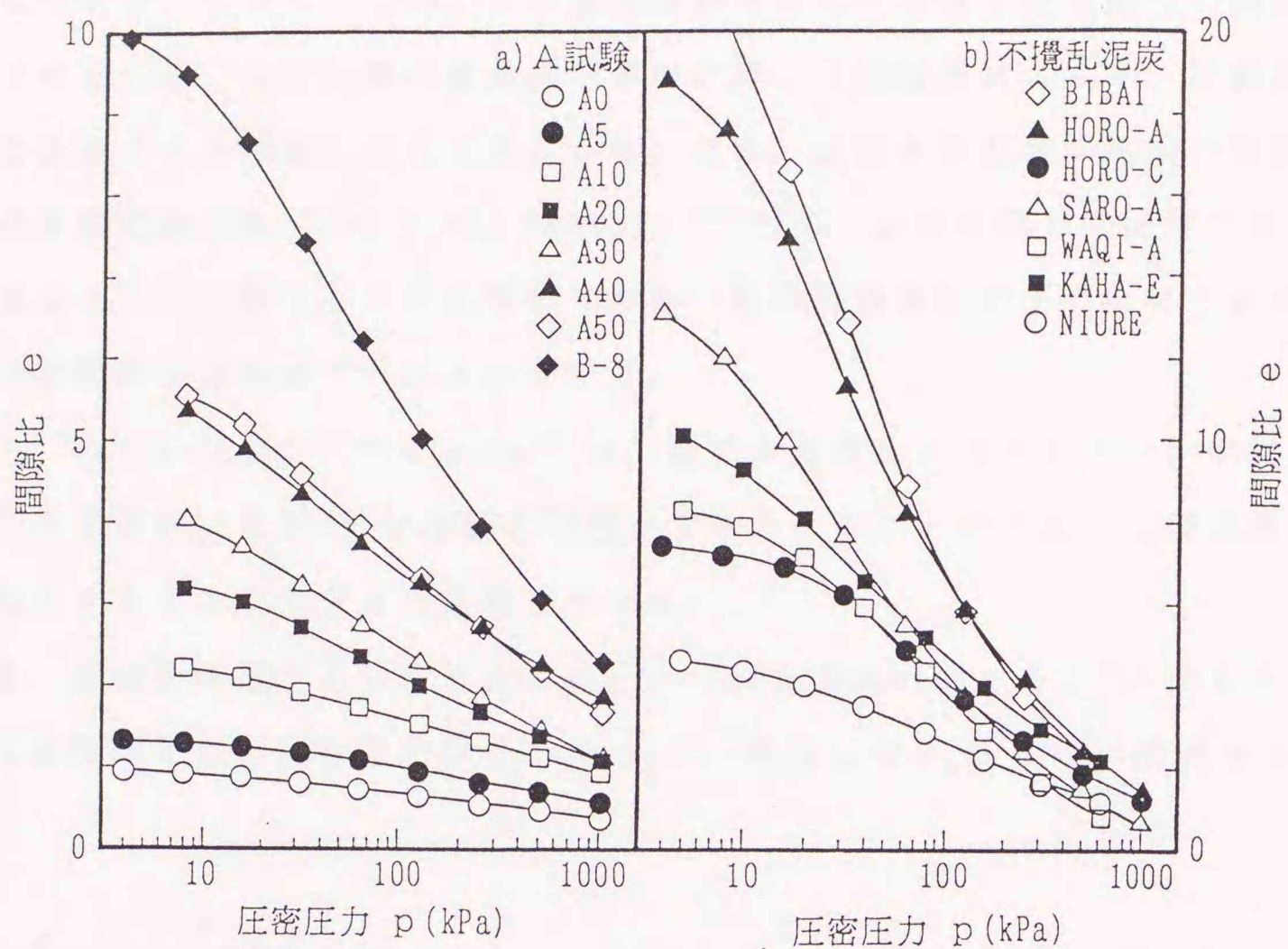


図2・1 $e \sim \log p$ 曲線

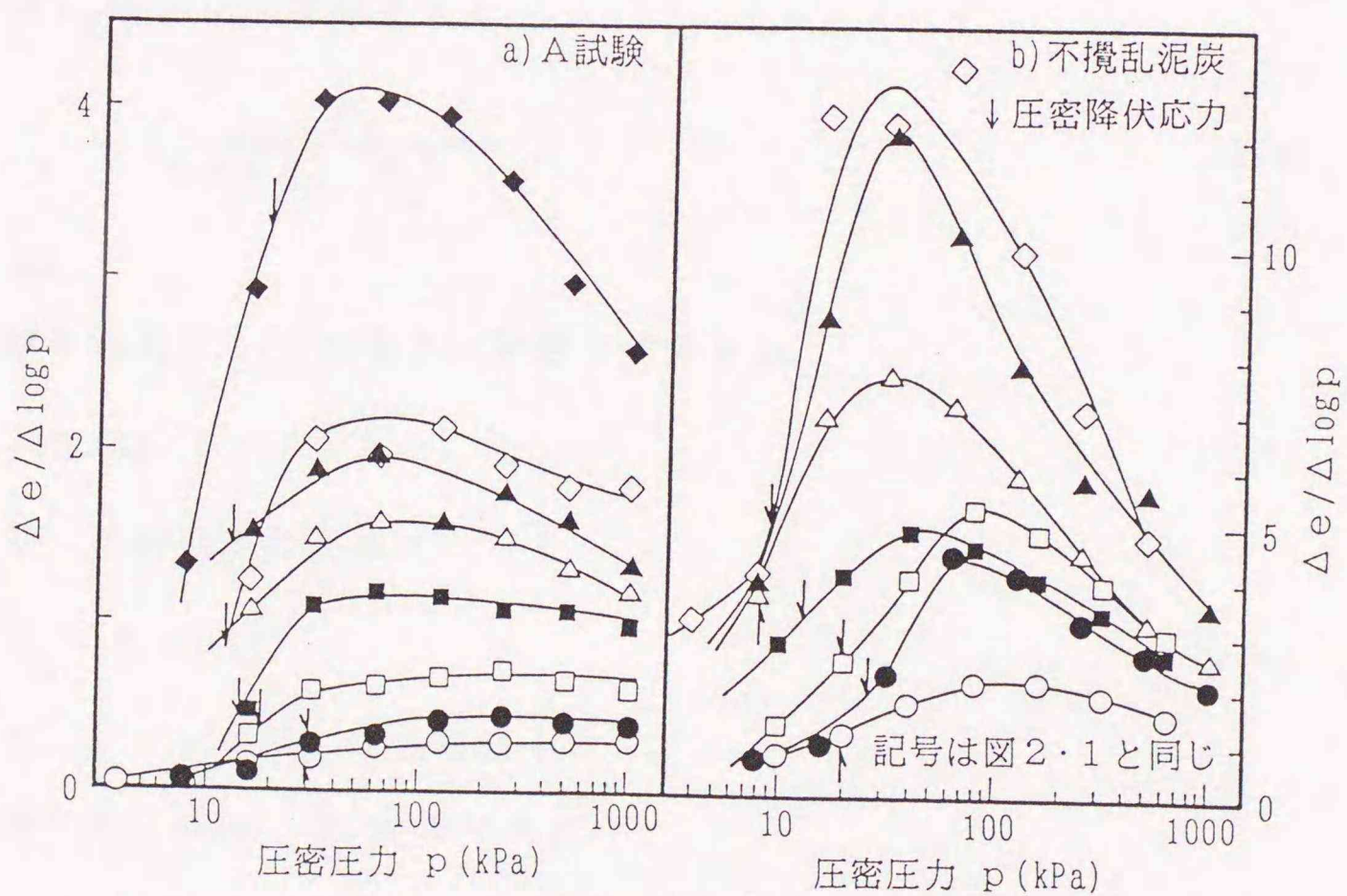


図2・2 $\Delta e / \Delta \log p$ と圧密圧力の関係

になっている。しかし、これによる圧縮指数では地盤の沈下量を過大に見積ることになるため、泥炭地盤の最終沈下量の計算は圧縮指数によらず、体積圧縮係数によることが望ましいとされている。また、改訂された土の試験の方法の「土の圧密試験方法 (JSF T 411-1990)」¹⁷⁾では、目的に応じた必要な圧力範囲における平均勾配でもよいとされており、圧縮指数を圧密圧力により変化するものと捉える方向が打ち出されている。

一方、Butterfield¹²⁾やOikawa⁷⁶⁾は、縦軸に体積比 $f (= 1 + e)$ の対数をとることにより、松尾⁴⁶⁾は縦軸を対数ひずみにすることにより、正規圧密部分を直線にすることができると提案している。

いま、縦軸を体積比としたときの $\log f \sim \log p$ 曲線の傾きを C_c^* とすると、正規圧密領域で有効圧密圧力が p_1 から p_2 に、体積比が f_1 から f_2 に変化すると、

$$C_c^* = \frac{-\log(f_2/f_1)}{\log(p_2/p_1)} \quad (2.5)$$

となる。また、縦軸を対数ひずみとしたときの傾きを C_c' とし、同様に対数ひずみが ε_1 から ε_2 に変化すると

$$C_c' = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\log(p_2/p_1)} \quad (2.6)$$

となる。

初期体積比を f_0 とすると、対数ひずみ ε は、

$$\varepsilon = \log_e(f_0/f) \quad (2.7)$$

であり、この両者の関係は

$$C_c^* = 0.434 C_c' \quad (2.8)$$

となり、いずれを用いても同義となる。

地盤の沈下量は、 C_c^* を用いると、

$$S = H (1 - (p_2/p_1)^{-C_c^*}) \quad (2.9)$$

により求められるようになる。

(2.2)式と比較して、この式の利点は沈下量の計算に初期間隙比を必要としない点にある。初期間隙比の計算には比重が必要であり、泥炭の比重はかなりのばらつきを生ずるとされており、これを利用して求めた初期間隙比にも測定誤差が含まれる。そのため、(2.6)式のように比重を必要としない式や、(2.5)式のように体積比の比をとることにより比重の消去できる式は泥炭地盤の沈下量の推定に有用である⁸⁰⁾。

(2.5)式、(2.6)式のいずれの関係を用いても同様の結果がえられるが、2.3.3に示す体積圧縮係数との関連よりみると、対数ひずみが妥当である。しかし、体積比は通常用いられる間隙比と同様に、その値より試料の状態を推定でき、感覚的に受け入れ易い指標である。

そこで、A試験および不攪乱試料の $\log f \sim \log p$ 曲線を図2.3に、各圧密圧力段階における $\log f \sim \log p$ 曲線の傾き $\Delta \log f / \Delta \log p$ と圧密圧力 p の関係を図2.4に示す。

$\log f \sim \log p$ 曲線は $e \sim \log p$ 関係に比べ、直線性がかなり向上したようにみられる。しかし、各圧力段階における $\Delta \log f / \Delta \log p$ は逆に圧密圧力が大きくなると増加し、下向きの曲線となる。この傾向はA試験の練返した試料に共通してみられた。また、不攪乱泥炭ではA試験と同様に $\Delta \log f / \Delta \log p$ が圧密圧力とともに増大する試料もあるが、多くは一定となる試料が多い。しかし、 $\Delta \log f / \Delta \log p$ が一定となるのは圧密圧力が圧密降伏応力の5倍程度となつてからであり、正規圧密領域全般にわたって直線となる傾向にはなかった。

また、泥炭地盤は支持力が小さく、正規圧密領域全般にわたって載荷されることがない。そのため、圧縮指数を圧密圧力により変化するものとして、設計荷重の範囲内で求めるのであれば、いずれの関係を用いても、直線として扱うことが可能であろう。

しかし、土質定数としての圧縮指数は近似的にでも一定値として扱えるのであれば、他の物理定数との相関を求める上で便利である。そこで、両曲線の直線性を相関係数によって検討し、初期間隙比との関係で示したのが図2.5である。

C_c は初期間隙比の小さい範囲では、相関係数も1に近く、 $e \sim \log p$ 関係を直線とみることができるが、初期間隙比が大きくなるに従い、相関係数が小さ

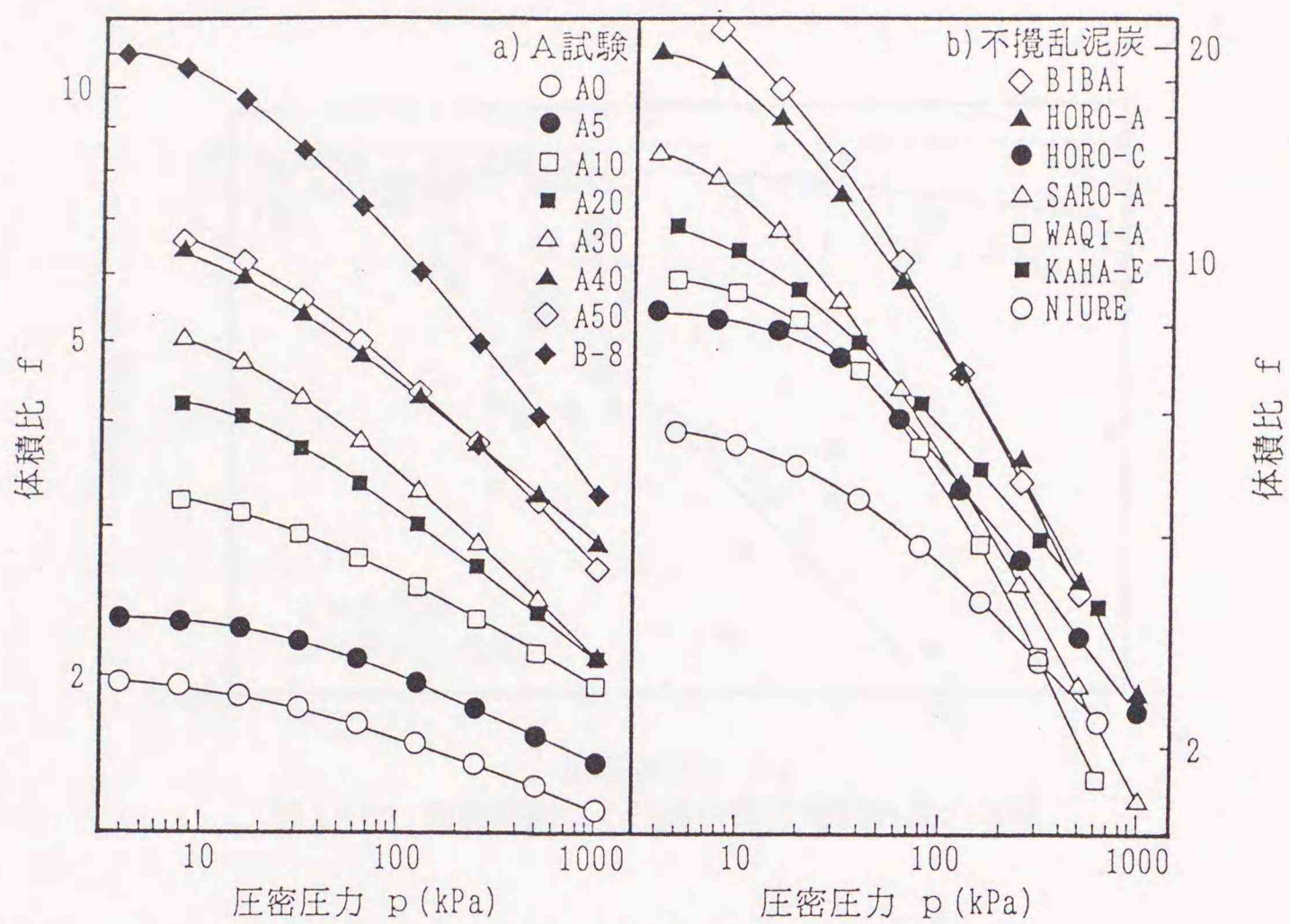


図2・3 $\log f \sim \log p$ 曲線

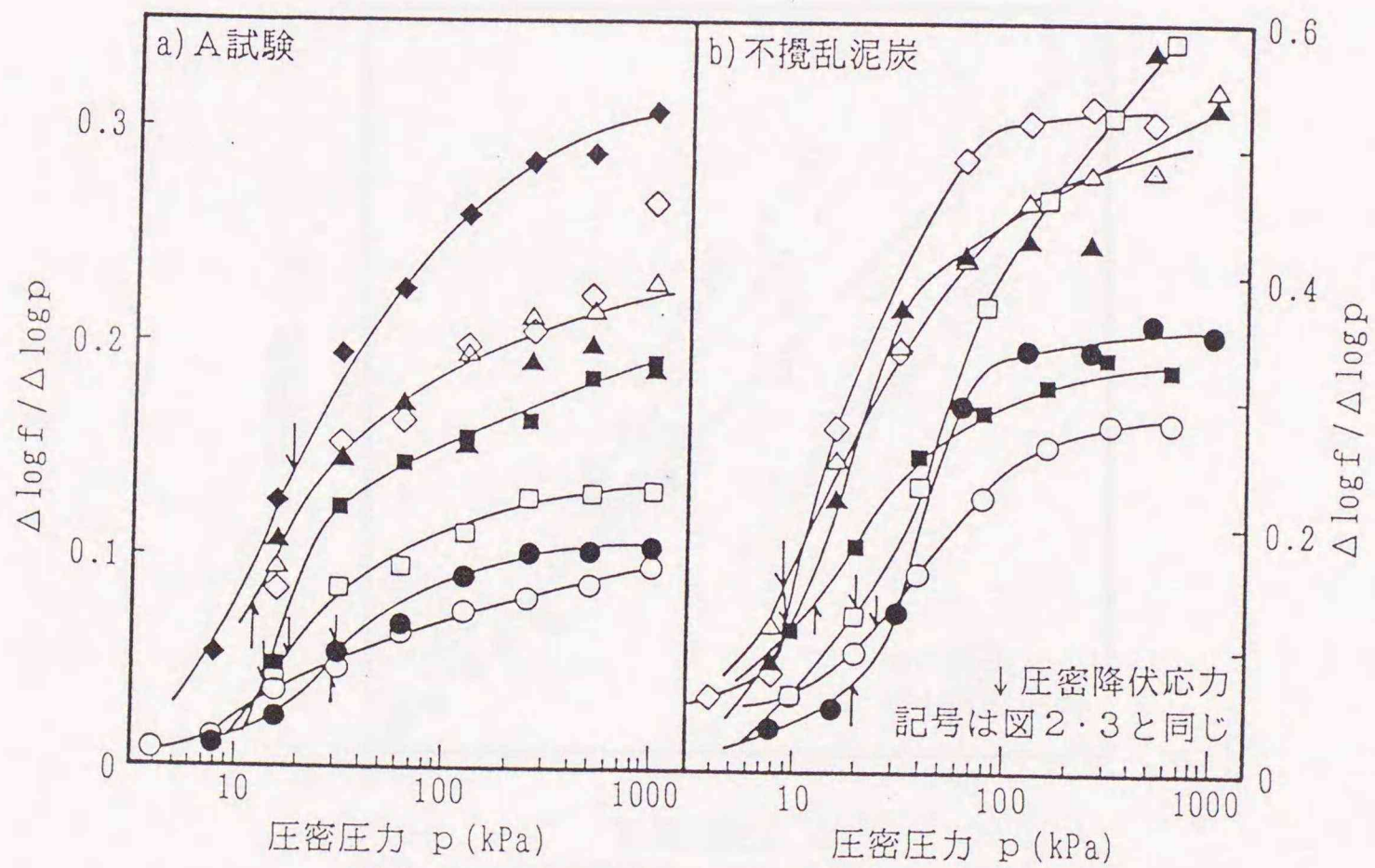


図2・4 $\Delta \log f / \Delta \log p$ と圧密圧力の関係

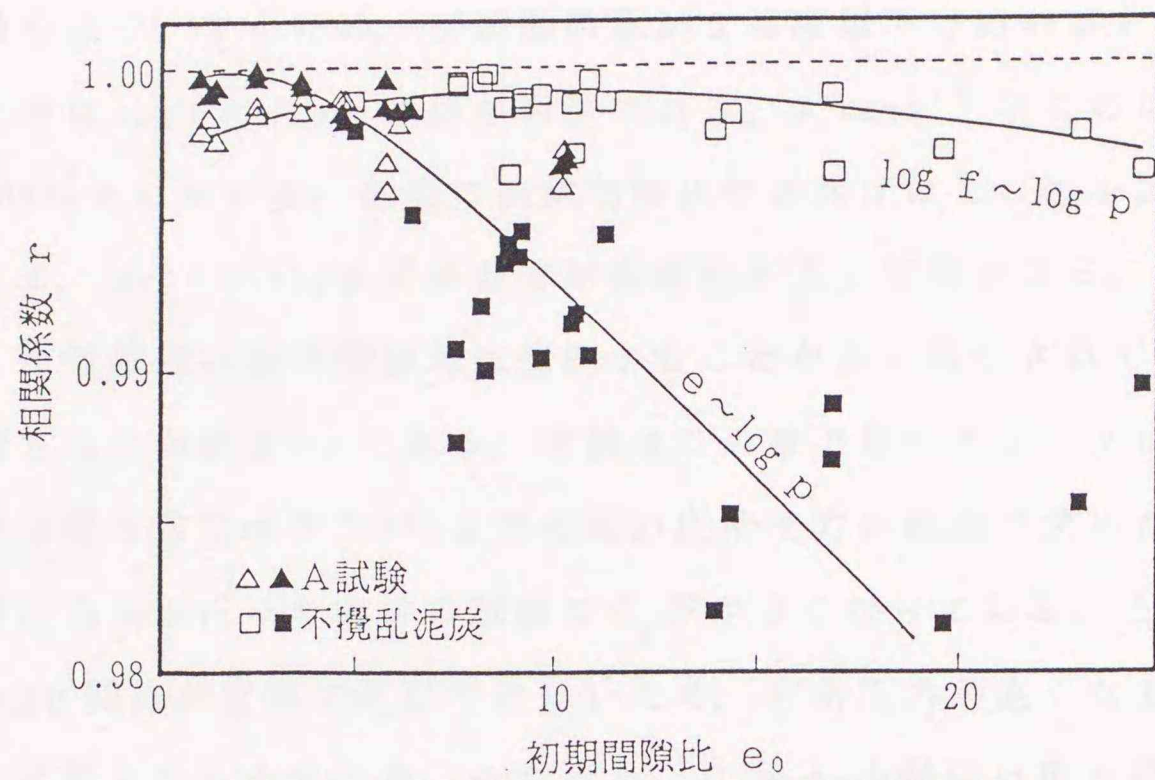


図2・5 初期間隙比と圧縮指数の相関係数の関係

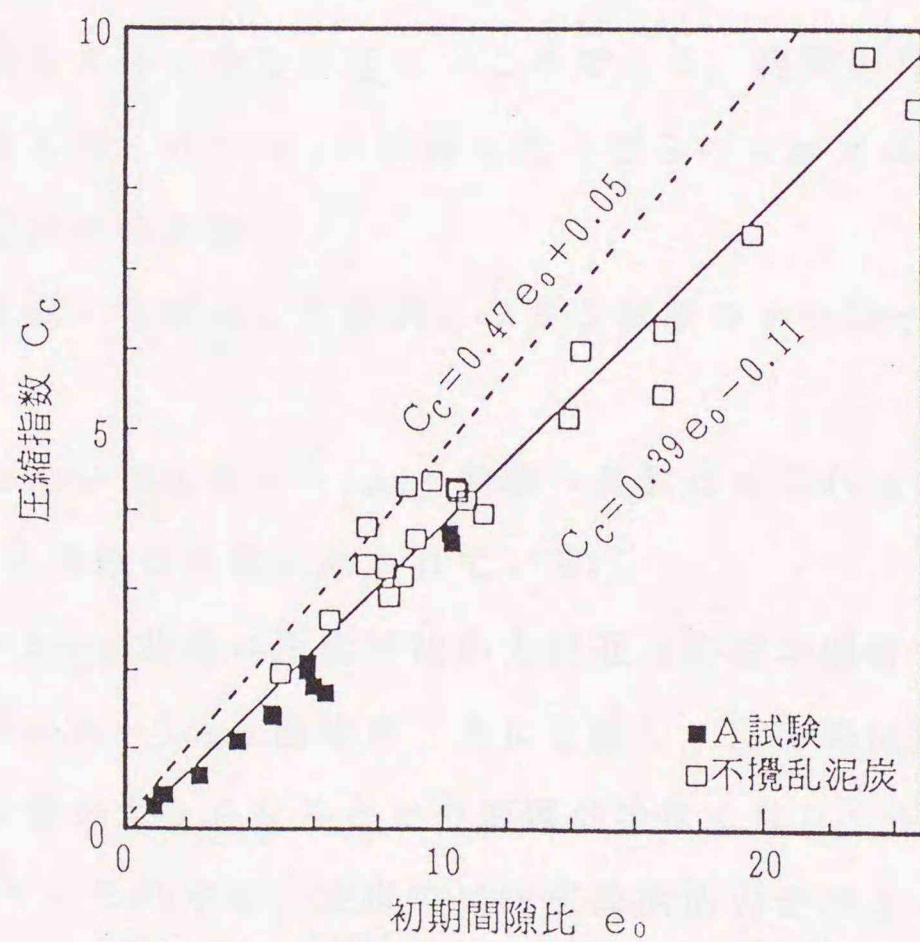


図2・6 初期間隙比と圧縮指数 C_c の関係

くなり、直線性が薄れていく。一方、 C_c^* は初期間隙比によらず、ほぼ一定の相関係数を示す。そのため、初期間隙比が5程度以下であれば $e \sim \log p$ 関係が、それ以上では $\log f \sim \log p$ 関係が有利である。Oikawa⁷⁶⁾はこの境界値を初期含水比で200%としている。泥炭の初期間隙比や含水比はこの値を越えるのが通常であるため、 $\log f \sim \log p$ 関係の方が直線性が高く有利となる。

また、圧縮指数は初期間隙比に比例することが多く報告されており¹¹⁴⁾、同様に整理したのが図2・6である。実線はこの章で用いたデータによるものであり、破線は第3章に示す78kPaまでの低い圧密圧力の範囲で求めたものである。高い圧密圧力まで行った実線の試験の C_c が小さくなっている。これは、泥炭では $e \sim \log p$ 関係が直線で近似できないため、圧密圧力が高くなると C_c が小さくなることによるものである。それゆえ、 $C_c \sim e_0$ の関係は取り扱う圧密圧力の範囲により変化する関係である。

また、 C_c^* については $\log e_0 \sim C_c^*$ の関係で整理されており、それを図2・7に示す。図の直線は本実験より求めたものであり、破線は松尾⁴⁶⁾の C_c^* を C_c^* に直した関係である。回帰式にやや差があるが、統計処理のため、扱ったデータにより異なるのはやむを得ないことである。相関係数0.90で直線に近似することができるが、 $C_c \sim e_0$ の関係に比べばらつきがあるみられた。

(1) 荷重増分比の影響

荷重増分比を変えた繰返した泥炭によるB試験の $e \sim \log p$ 曲線を図2・8に示す。

荷重増分比の違いによる $e \sim \log p$ 曲線の差異はみられなかった。これは及川ら⁷⁹⁾によっても同様の結果が示されている。

粘土では $e \sim \log p$ 曲線の圧密降伏応力付近で影響が顕著であり、荷重増分比が大きくなるほど $e \sim \log p$ 曲線が下方に位置し、圧密降伏応力が小さくなる。しかし、圧密荷重が大きくなるとその影響が少なくなり、1本の線に収束するとされている⁴²⁾。それゆえ、泥炭では圧密降伏応力が小さいためその影響がはっきりと確認できなかったともいえる。

圧縮指数についてみると、各載荷段階での $\Delta e / \Delta \log p$ および $\Delta \log f / \Delta \log p$ と平均圧密圧力の関係を示したのが図2・9、図2・10である。横軸は幾何平均による圧密圧力 $\bar{p}_g$ を用いた。これは圧縮指数による地盤の沈下量の計算

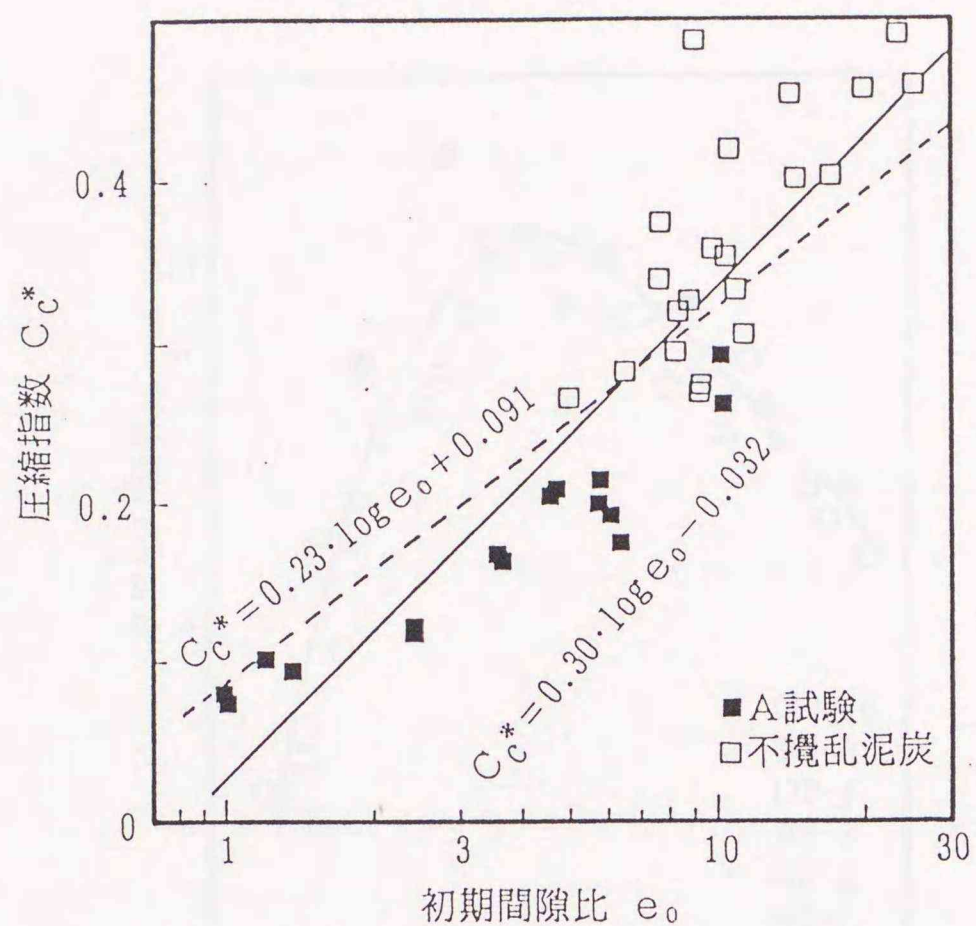


図 2・7 初期間隙比と圧縮指数 C_c^* の関係

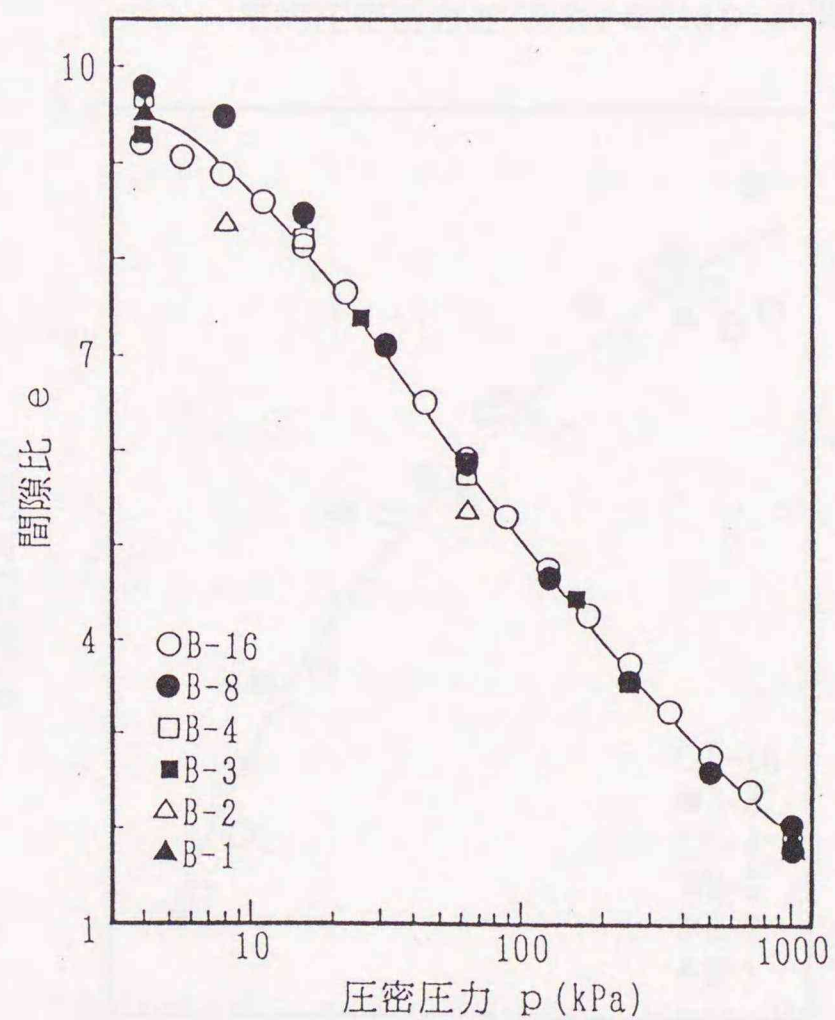


図 2・8 荷重増分比の異なる B 試験の $e \sim \log p$ 曲線

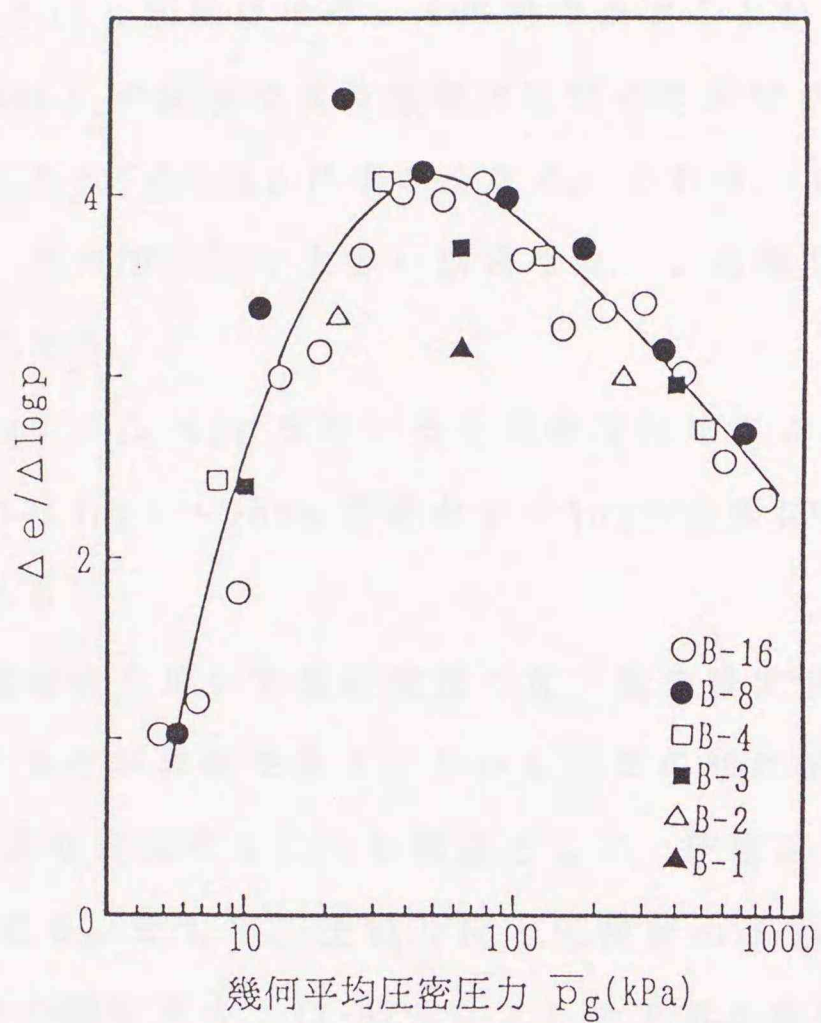


図2・9 荷重増分比の異なるB試験の
平均圧密圧力と $\Delta e / \Delta \log p$ の関係

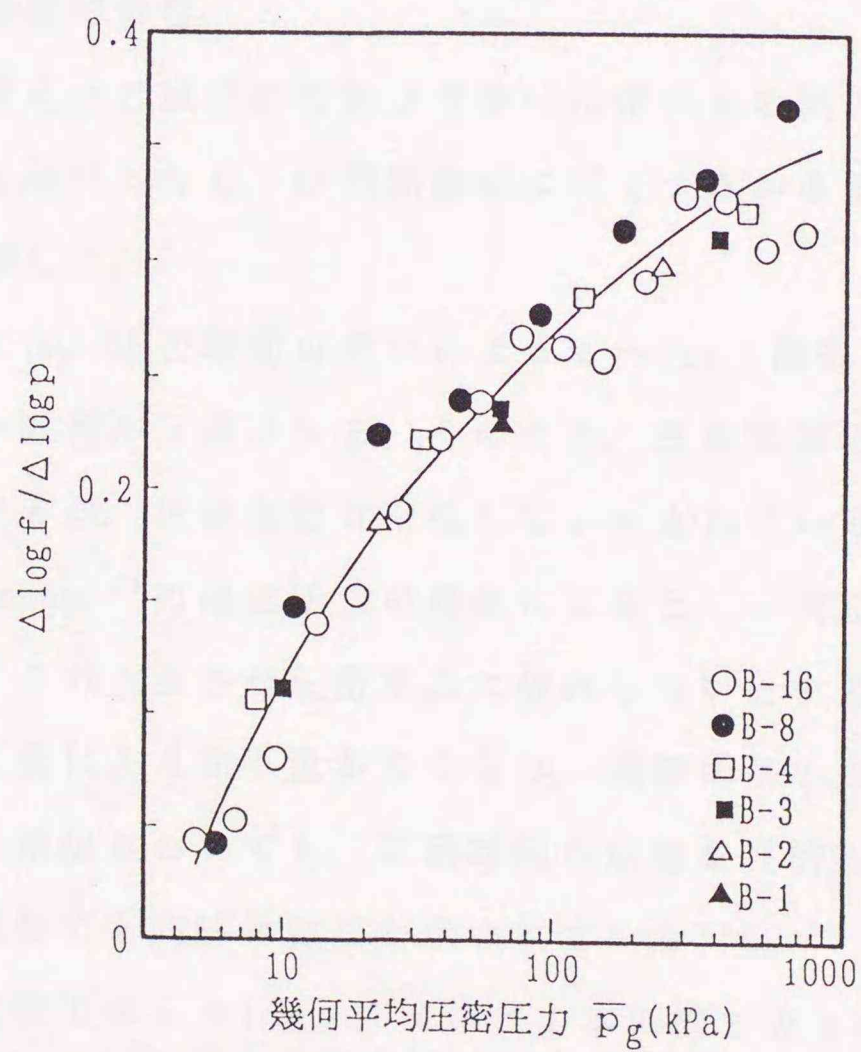


図2・10 荷重増分比の異なるB試験の
平均圧密圧力と $\Delta \log f / \Delta \log p$ の関係

には、圧密圧力として載荷前後の応力比を用いるためである。

図2・8の $e \sim \log p$ 曲線はほぼ1本の線で表すことができるが、図2・9の $\Delta e / \Delta \log p \sim \log \bar{p}_g$ の関係では荷重増分比により異なり、荷重増分比が大きいB-2やB-1では、 $\Delta e / \Delta \log p$ は小さくなる。これは、 $e \sim \log p$ 曲線が逆S字型となるため、荷重増分比の大きい試験では、2点間を結んだ直線の勾配が小さくなるためである。

図2・10の $\Delta \log f / \Delta \log p$ を用いると荷重増分比によらずほぼ一義的な関係が得られた。これは $\log f \sim \log p$ 曲線が $e \sim \log p$ 曲線に比べて直線性が高いことを示すためである。

それゆえ、圧縮指数を用いて泥炭地盤の沈下量を推定する場合は、 $\log f \sim \log p$ 曲線を用いるのが有利である。しかし、その利用法としては、圧縮指数 C_c^* は載荷応力により変化することを前提として、圧密試験の結果より図2・10の関係を図示する。そして、土被り圧と圧密後の圧力の幾何平均により、 $\Delta \log f / \Delta \log p$ の値を求め、(2・9)式により沈下量を推定するのが最も妥当と考えられる。

(2) 圧密時間の影響

圧密時間を変えたC試験の対数ひずみ～圧密圧力の関係を図2・11に示す。

不攪乱試料を用いたため、初期間隙比にばらつきがあるため、図の縦軸はひずみにより整理した。

粘土においては、圧密時間の違いによる $e \sim \log p$ 曲線は互いに平行になり、圧密時間の長い試験が下方にくる。そのため、圧密降伏応力は圧密時間の短い試験が大きくなるが、圧縮指数は変化しないとされている¹⁷⁾。

これは、Bjerrum¹¹⁾の遅延圧密の概念によると、二次圧密は時間の対数に比例して発生し、その大きさが圧密圧力に依存しないとすると、圧密時間の長い試験ほど二次圧密による沈下量が多くなり、間隙比が小さくなると説明されている。また、泥炭においても、試験時間の短縮を目的とした載荷時間20分～1日の、圧密試験でも同様な結果が示されている⁸³⁾。

しかし、本実験では $\varepsilon \sim \log p$ の関係は1本の線で表されるようで、圧密時間による差異はみられなかった。これは、後述するように、圧密係数や二次圧密係数の圧密速さを支配する係数が圧密時間により変化するためである。

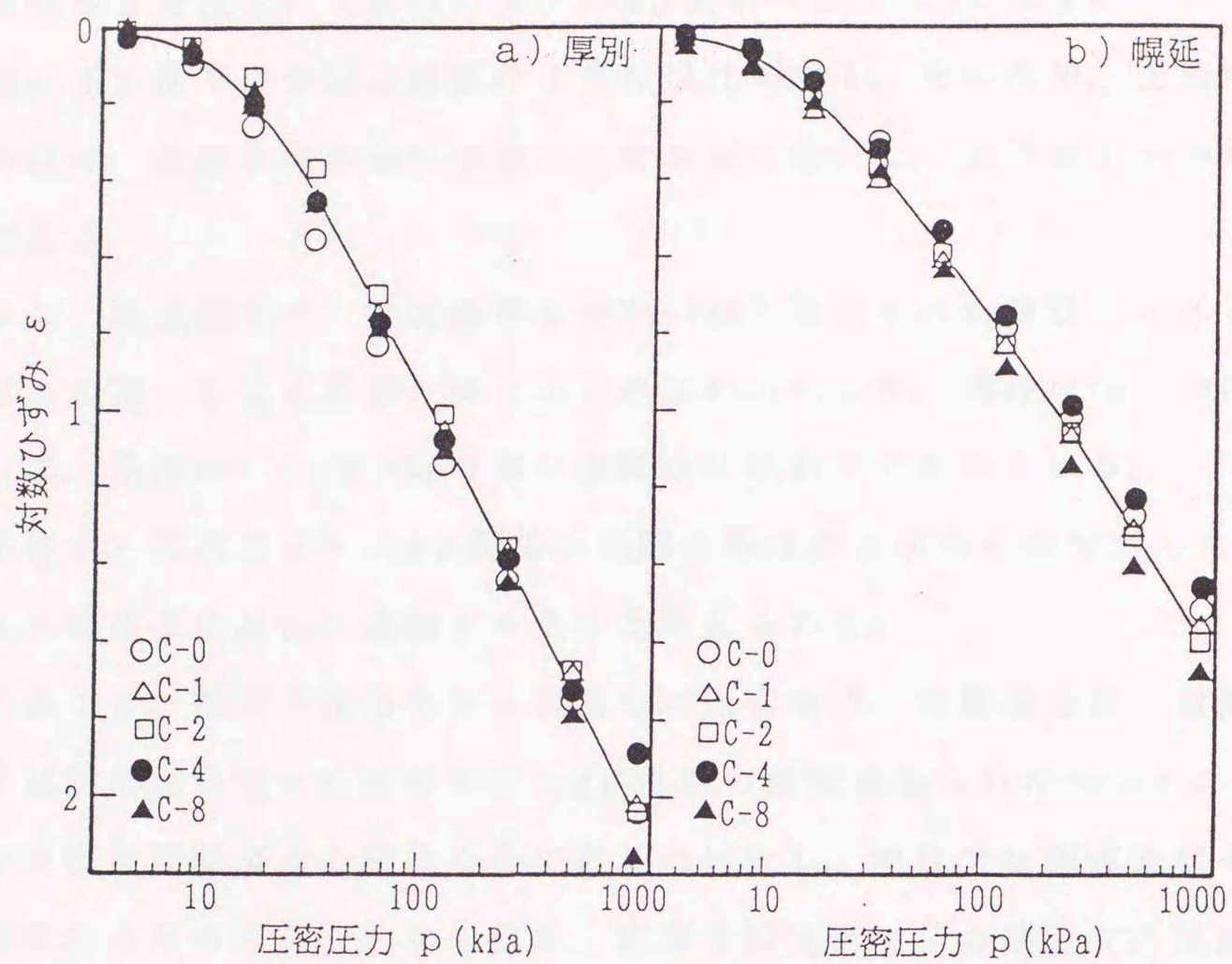


図2・11 圧密時間を変えたC試験の $\varepsilon \sim \log p$ 曲線

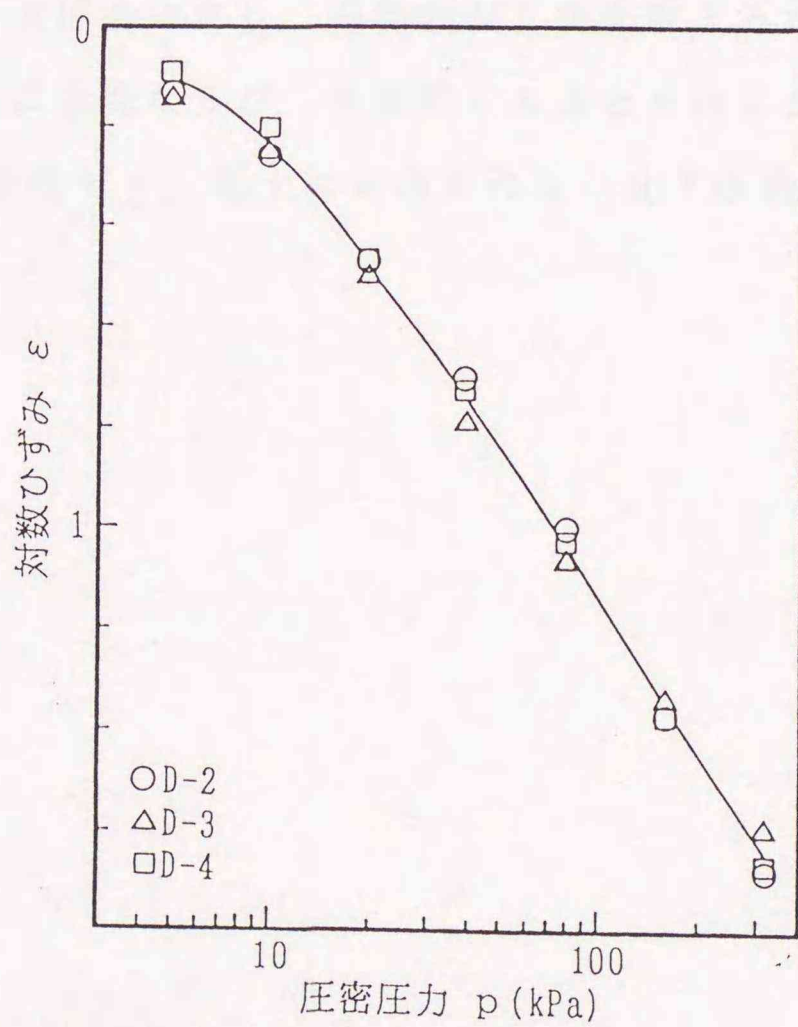


図2・12 供試体厚さを変えたD試験の $\varepsilon \sim \log p$ 曲線

3) 供試体厚さの影響

供試体厚さを変えたD試験の $\varepsilon \sim \log p$ 曲線を図2・12に示す。

一般に圧密沈下の速度は層厚の2乗に反比例する。そのため、圧密時間が一定であれば、供試体厚の薄い試験の圧密が速く進行し、沈下ひずみが増大するべきである。

しかし、本試験では、供試体厚さが2~4cmと限定された範囲ではあるが、供試体厚さの違いによる影響はほとんどみられなかった。同様の報告が加藤ら³⁵⁾によって、泥炭の0.5~2.0cmの薄い供試体の試験で示されている。

それゆえ、泥炭で $\varepsilon \sim \log p$ 関係に供試体厚さの差がみられなかったのは、後述する圧密係数の変化に起因するものと考えられる。

このように、泥炭では粘性土と異なり、圧密時間、荷重増分比、供試体厚さなどの試験条件の違いによる $e \sim \log p$ 曲線の差異はみられなかった。これは、粘土の圧密が間隙構造の変化のみであるのに対し、泥炭では構成素材そのものが圧縮されるためである。すなわち、泥炭は構成素材間の間隙（外間隙）と素材内の間隙（内間隙）を有し、それらが時間的遅れを伴って圧縮される。概ね外間隙の圧縮が一次圧密であり、内間隙が二次圧密とみなせる。これらの圧密速度は試験条件により異なるが、全体的にみるとそれらが相殺されたため、 $e \sim \log p$ 曲線に差が生ぜず、粘土にはみられない沈下挙動を呈したものと推定される。

2・3・3 体積圧縮係数

体積圧縮係数は圧密沈下量の推定においては重要な因子である。

特に、泥炭では $e \sim \log p$ 曲線が直線とならないため圧縮指数の決定が困難なこと、あるいは供試体内の不均一や比重試験の問題から初期間隙比の信頼性が薄いなどの理由により、 $e \sim \log p$ 曲線を用いた沈下量の予測方法は推奨できず、体積圧縮係数を用いることが適当との見解もある。

地盤の最終沈下量の予測には、 e 法、 C_c 法および m_v 法があり、これらの方法により求めた圧密沈下量は、異なる場合が多い。そのため、各々の予測手法の適合性が論じられることがあり、泥炭地盤では m_v 法がよい予測値を示すとの報告もある³⁶⁾。

しかし、同一の圧密試験結果を利用して求めるのであれば、それらが同一の結果となるのが当然であり、結果が異なるのは理論の統一がなされていないためと判断される。

そこで、体積圧縮係数について考える。

Terzaghiの圧密理論⁹³⁾は、間隙水圧の消散を熱伝導型の微分方程式により求めるもので、圧密方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.10)$$

である。圧密圧力が p_1 から p_2 に変化したときの間隙比を e_1 , e_2 , 圧縮係数を a_v とするとき、体積圧縮係数 (m_{vT} とする) は

$$m_{vT} = \frac{a_v}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot \frac{1}{p_1 - p_1} \quad (2.11)$$

により定義される。圧密試験では、 Δp の荷重増加により、厚さ h の供試体が Δh だけ変位したとき、

$$m_{vT} = (\Delta h / h) / \Delta p = \bar{\varepsilon} / \Delta p \quad (2.12)$$

となる。

このひずみ $\bar{\varepsilon}$ は公称ひずみであり、土質試験法(1964)¹⁴⁾での m_v の計算はこの公称ひずみにより定義されている。

この m_{vT} による層厚 H の地盤の沈下量 S を求める式は

$$S = m_{vT} \cdot H \cdot \Delta p \quad (2.3)$$

で、通常用いられる式である。

一方、現在用いられている「土の圧密試験方法（JSF T 411-1990）」¹⁷⁾での圧密方程式は

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} \quad (2.13)$$

で、ひずみにより定義されている。この式は層厚の変化を考えないとき、(2.10)式と同じ解が得られる⁵⁰⁾。

このとき、体積圧縮係数 m_v は

$$m_v = d\varepsilon / dp \quad (2.14)$$

で定義され、このひずみ ε は対数ひずみである。

また、1969年に改訂された土質試験法¹⁵⁾以降、圧密試験でのひずみ (ε^* とする) は、

$$\varepsilon^* = \Delta h / \{ (h_n + h_{n-1}) / 2 \} \quad (2.15)$$

として、圧密前後の供試体の平均高さを用いることに変更されている（便宜上この ε^* を平均ひずみと称する）。そして、体積圧縮係数 (m_v^*) は

$$m_v^* = \varepsilon^* / dp \quad (2.16)$$

と定義している。

圧密試験の平均ひずみは対数ひずみの近似値であり⁵²⁾、3つのひずみの間には、

$$\varepsilon = \log_e (1 / (1 - \bar{\varepsilon})) \quad (2.17)$$

$$\varepsilon^* = 2 \cdot \bar{\varepsilon} / (2 - \bar{\varepsilon}) \quad (2.18)$$

の関係が成り立つ。この関係を示したのが図2.13である。

ひずみが0.1程度の小さい範囲では、3つの値はほぼ同じで、いずれのひずみを用いても実用上の差はない。しかし、ひずみが大きくなると、対数ひずみは平均ひずみにほぼ近似するが、公称ひずみとの差は大きくなる。一般に粘土の圧密沈下量は小さいため、ひずみの取り方の違いによる差は無視されがちであ

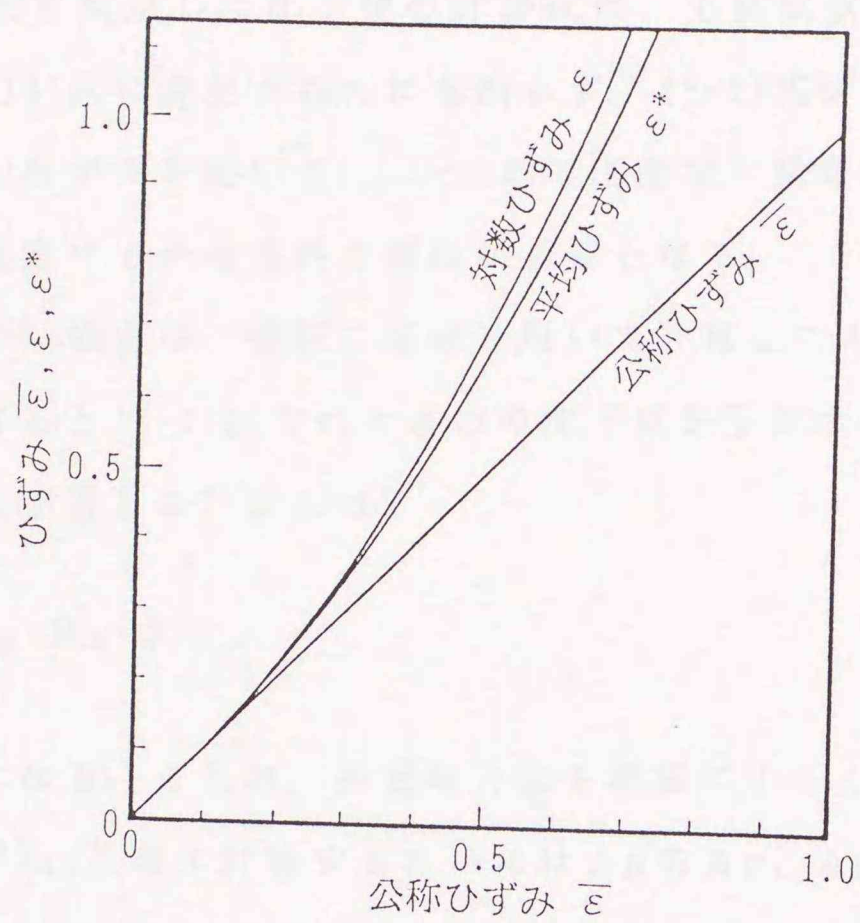


図 2・13 各種のひずみの比較

るが、沈下量の大きい泥炭では大きな差となって現われてくる。

体積圧縮係数を利用した沈下量の計算式は、土質試験法で圧密方程式が(2・10)式から(2・13)式に変更されたにも拘らず、(2・3)式が用いられている。圧密試験による平均ひずみを用いて、(2・3)式で圧密沈下量を計算するためには、圧密後の層厚を仮定する非現実的な操作が必要となる。

沈下量の小さい場合は、初期の層厚を用いて計算しても誤差は少ないが、沈下量が大きくなると(2・3)式では大きめの沈下量を予測することになる。

そのため、沈下量 S の計算には

$$S = \sum_{n=1}^n m_{v_n} \cdot H_n \cdot \Delta p_n \quad (2 \cdot 19)$$

を用いることになる。これは、荷重増分比を無限に小さくした場合に対応させるためである⁵²⁾。正確に計算するためには Δp を $\Delta p_1, \Delta p_2, \dots$ と細分割し、それぞれに対応する m_{v1}, H_1 を用いて計算せねばならず、煩雑な操作となる。

平均ひずみは対数ひずみの近似値であり、圧密試験の整理は定義の明確なひずみで行うのが適切であるため¹²⁷⁾、体積圧縮係数を求めるひずみを対数ひずみで扱う。圧密試験の整理を対数ひずみで行うことが適切であることは後で示す。

圧密試験による m_v は、有限量 $\Delta \varepsilon$ 、 Δp を用いて計算するので、

$$m_v = \Delta \varepsilon / \Delta p \quad (2 \cdot 20)$$

となる。このとき、沈下量 S は

$$S = \left\{ 1 - \frac{1}{\exp(m_v \cdot \Delta p)} \right\} \cdot H \quad (2 \cdot 21)$$

となる。

体積圧縮係数を対数ひずみで定義し、(2・21)式を用いることにより、簡単に沈下量を求めることができる。さらに、この式により求めた沈下量は、正規圧密領域では C_c 法と一致し、計算手法の違いによる沈下量の差は生じないことになる。

つぎに、泥炭の体積圧縮係数について考える。

荷重増分比を変えた B 試験の(2・12)式による公称ひずみの体積圧縮係数 m_{vT} ,

(2.20)式による対数ひずみの体積圧縮係数 m_v と算術平均による圧密圧力との関係を図2.14および図2.15に示す。

図2.14の公称ひずみによる m_{vT} は荷重増分比によらずほぼ1本の線で近似されるのに対し、図2.15の対数ひずみの m_v は、荷重増分比が大きくなると m_v も大きくなる傾向にある。この違いは図2.16および図2.17により説明される。

図2.16は各載荷段階での $\{e_{n-1}/(1+e_{n-1}), p\}$, $\{e_n/(1+e_{n-1})\}$ の点を結んだものであり、(2.11)式より、この傾きが m_v となる。荷重増分比ごとに異なる傾きとなるが、図2.14のように平均圧密圧力で整理したとき、結果として荷重増分比の影響がなくなったものである。

一方、図2.17は $\varepsilon \sim p$ 関係であり、前述の圧縮指数の項で示した $\varepsilon \sim \log p$ 関係と同義であり、荷重増分比によらず一義的な関係が得られる。(2.14)式より、対数ひずみによる m_v はこの曲線の接線の傾きで表され、荷重増分比の影響を受けないものとなる。しかし、 m_v を(2.20)式のように有限量 $\Delta\varepsilon$ で定義すると、 m_v は図の破線で示す傾きになり、載荷荷重間隔の大小により、変化することになる。

圧密試験の載荷荷重間隔は $\log p$ で整理したとき、等間隔となるように定められたもので、 m_v を利用する面からみると算術目盛での等間隔が望ましいことになる。しかし、圧密降伏応力付近での沈下挙動の解析には低い圧密圧力の領域での観測が必要であり、算術目盛 p でプロットしたとき、圧密圧力が大きくなると、測点の間隔が広くなるのはやむを得ないことである。それゆえ、 m_v を利用して(2.3)式による沈下予測は、載荷荷重間隔からみると欠点となる。

また、(2.20)式の有限量 $\Delta\varepsilon$ で定義した m_v は、載荷荷重間隔を無限に小さくすると、(2.14)式の $\varepsilon \sim p$ 曲線の接線となる。これが載荷荷重を細分割して沈下量を求める(2.19)式の根拠となるものである。

それゆえ、 m_v 法は圧密圧力、荷重増分比などにより変化するものとして、 $\varepsilon \sim p$ 曲線を描き、(2.18)式により圧密前後の圧力の点を結んだ直線の傾きより求め、沈下量は(2.19)式により求めることとする。これにより、載荷応力比に影響されず、(2.19)式のように載荷荷重を細分割する煩雑な計算もなく、 e 法や C_c 法と同じ沈下量を得ることができる。さらに、この方法は正規圧密、過圧密に関係なく同一の手法で沈下量が計算できる利点もあり、従来の圧密降伏応

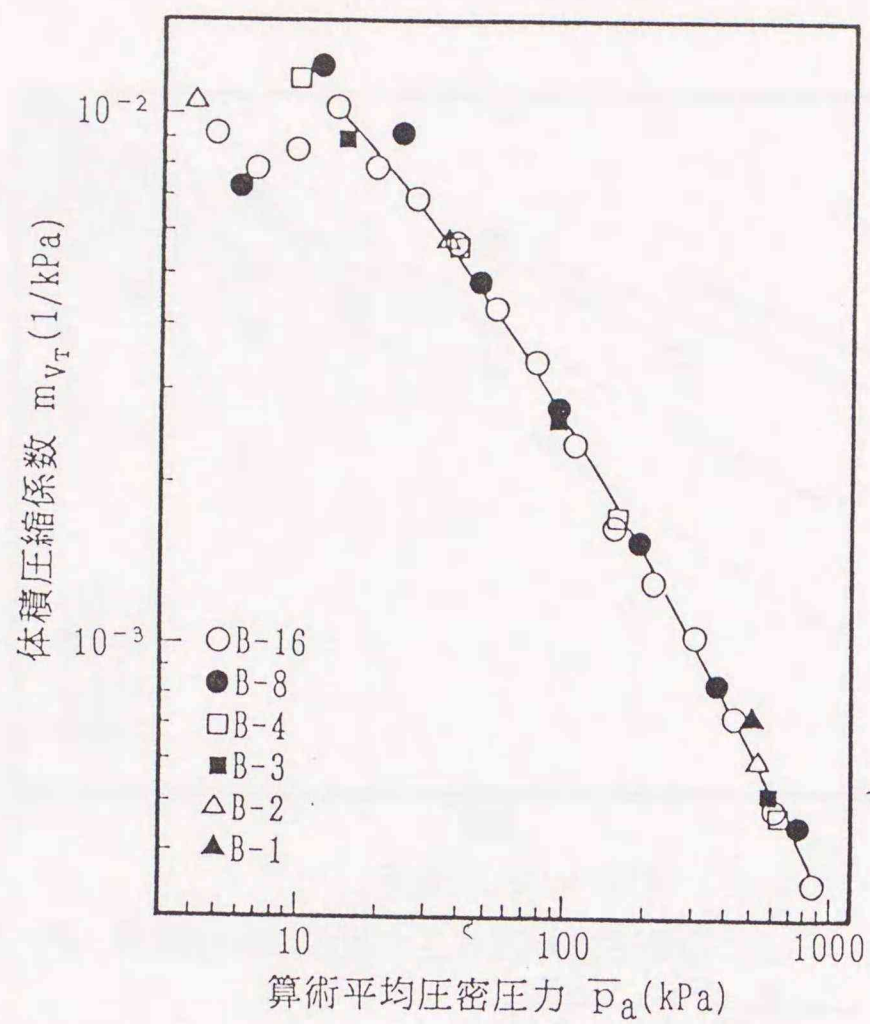


図 2・14 荷重増分比の異なるB試験の公称ひずみによる体積圧縮係数と平均圧密圧力の関係

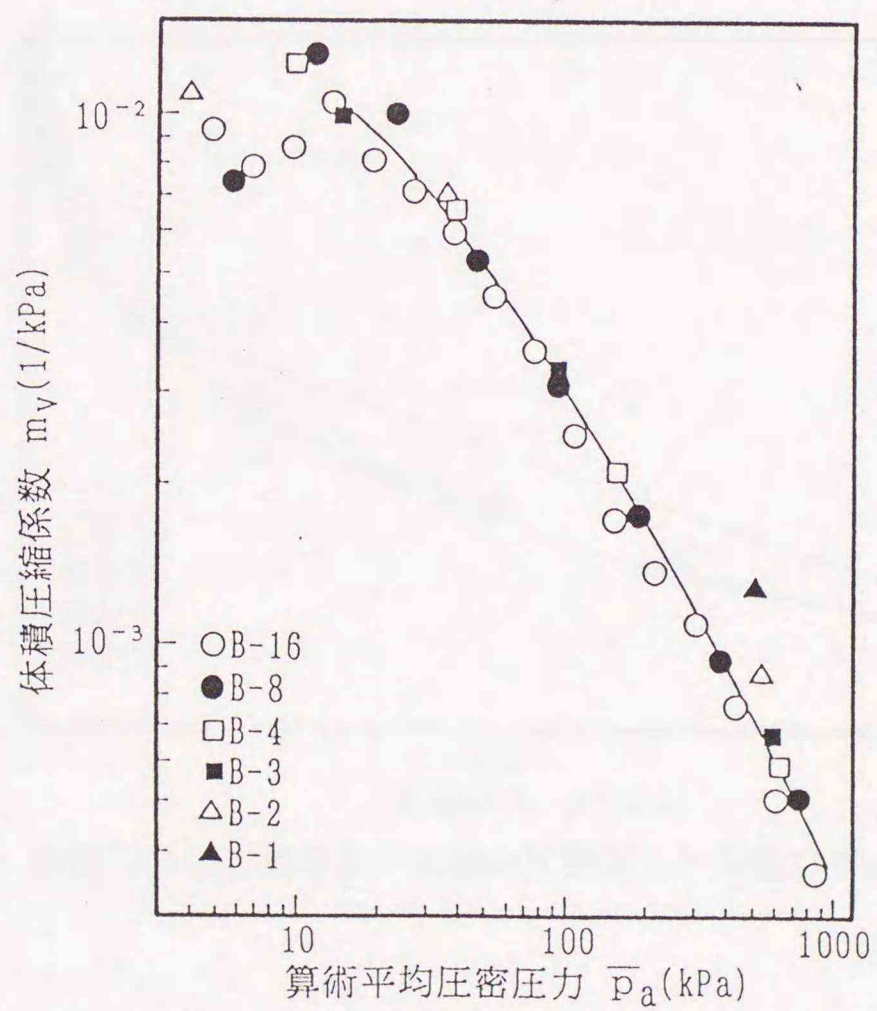


図 2・15 荷重増分比の異なるB試験の対数ひずみによる体積圧縮係数と平均圧密圧力の関係

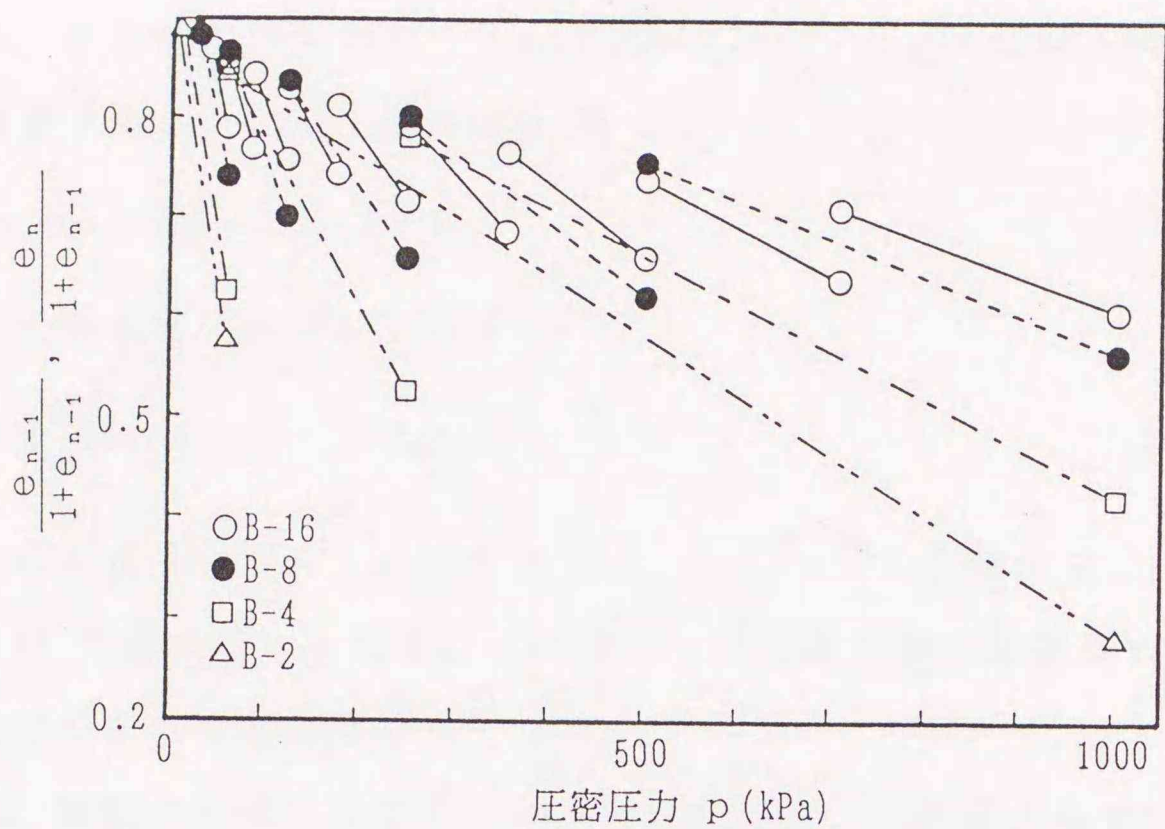


図2・16 荷重増分比の異なるB試験の圧密圧力と
 $\frac{e_{n-1}}{1+e_{n-1}}, \frac{e_n}{1+e_{n-1}}$ の関係

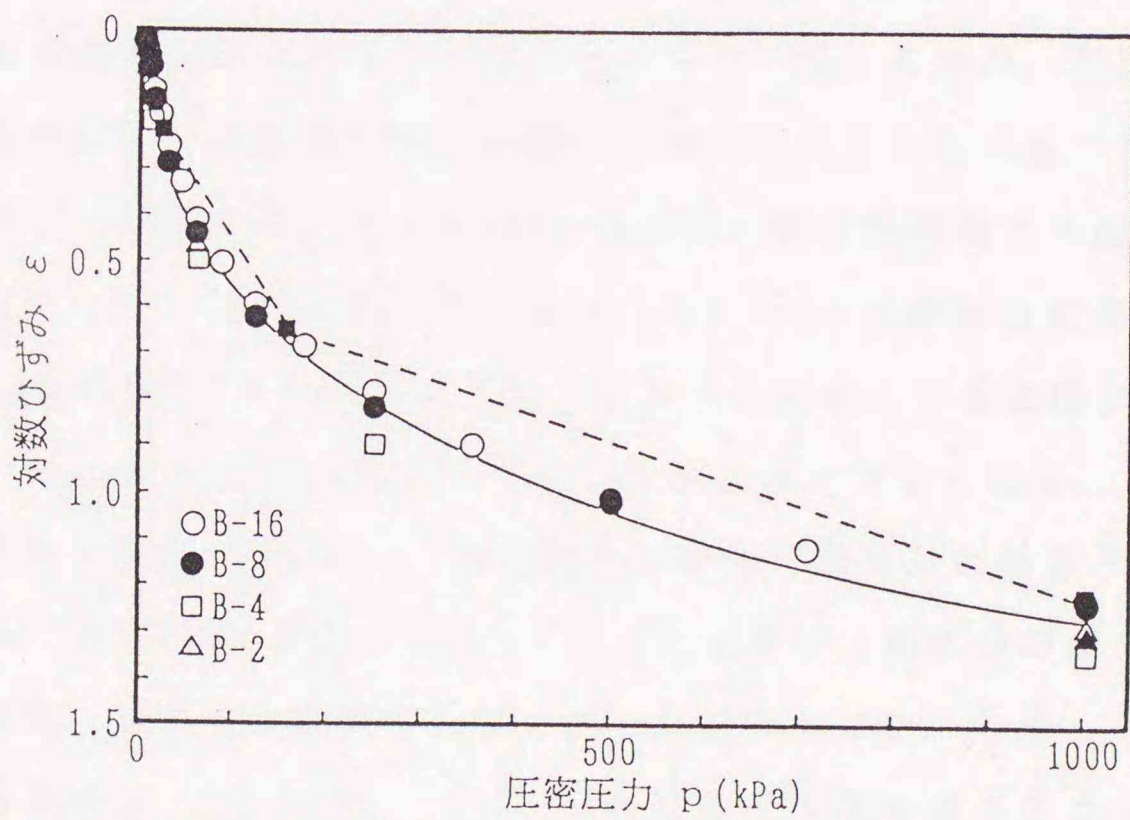


図2・17 荷重増分比の異なるB試験の圧密圧力と対数ひずみの関係

力をまたぐ場合の難点¹⁶⁾も解決できることになる。

つぎに、正規圧密領域で $\varepsilon \sim \log p$ 関係 ($\log f \sim \log p$ 関係と同義) が直線であると仮定すると、体積圧縮係数 m_v は

$$m_v = d\varepsilon / dp = C_c' \cdot 1/p \quad (2.22)$$

となる。このとき、沈下ひずみ ε は

$$\varepsilon = \int_{p_1}^{p_2} m_v \cdot dp = C_c' \cdot \log(p_2/p_1) \quad (2.23)$$

となる。この沈下ひずみ ε を沈下量 S に、 C_c' を C_c^* に変換すると、得られる沈下量は (2.9) 式と同一となる。それゆえ、圧密沈下量の推定に C_c 法と m_v 法の優劣を論ずるような問題は生じなくなる。

つぎに、対数ひずみにより求めた体積圧縮係数 (測定値と称す) $\sim$ 算術平均圧密圧力 $\bar{p}_a$ の関係および (2.22) 式で求めた体積圧縮係数 $\sim$ 圧密圧力の関係を示したのが図 2.18 である。

C_c' は正規圧密領域で最小自乗法により求めたものであるため、測定値と計算値が近似するのは当然である。しかし、一般的な傾向として、圧密圧力が大きくなるほど測定値が大きくなる傾向を示している。これは、測定値が $\varepsilon \sim p$ 曲線の割線の傾き、計算値が接線の傾きで求めたことによる違いもあるが、主たる要因は (2.22) 式で用いた $\varepsilon \sim \log p$ 関係の正規圧密領域での直線性の仮定が満足されていないことにある。すなわち、 $\varepsilon \sim \log p$ 曲線の各載荷段階での勾配 $\Delta\varepsilon / \Delta \log p$ は図 2.4 に示すように圧密圧力が大きくなると増加する傾向にあるため、 m_v も圧密圧力が大きくなると計算値より大きくなる。特に、その傾向が顕著である A-0, A-50 では、測定値と計算値で異なった傾きとなっている。

そのため、 $e \sim \log p$ 曲線および $\varepsilon \sim \log p$ 曲線が正規圧密領域での直線とならない場合は、沈下量の計算は e 法に拠らねばならない。しかし、 m_v 法でも、 $\varepsilon \sim p$ 曲線を描き、(2.18) 式、(2.19) 式により沈下量を求めることができる。

これまで、体積圧縮係数を用いて圧密沈下量を計算する方法について検討してきた。この体積圧縮係数は単に沈下量を求めるための指標として定義したものであり、(2.10) 式や (2.13) 式の圧密理論で定義されるものとは異なるものである。

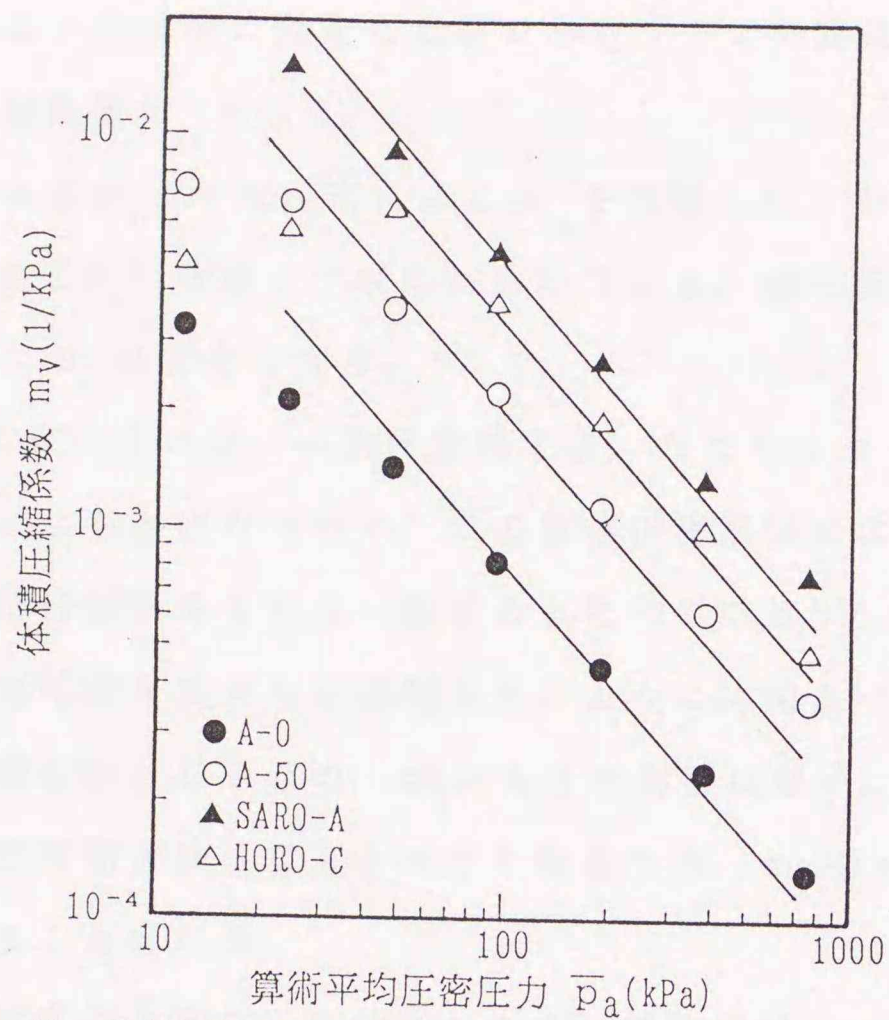


図2・18 体積圧縮係数（対数ひずみ）の測定値と計算値の比較

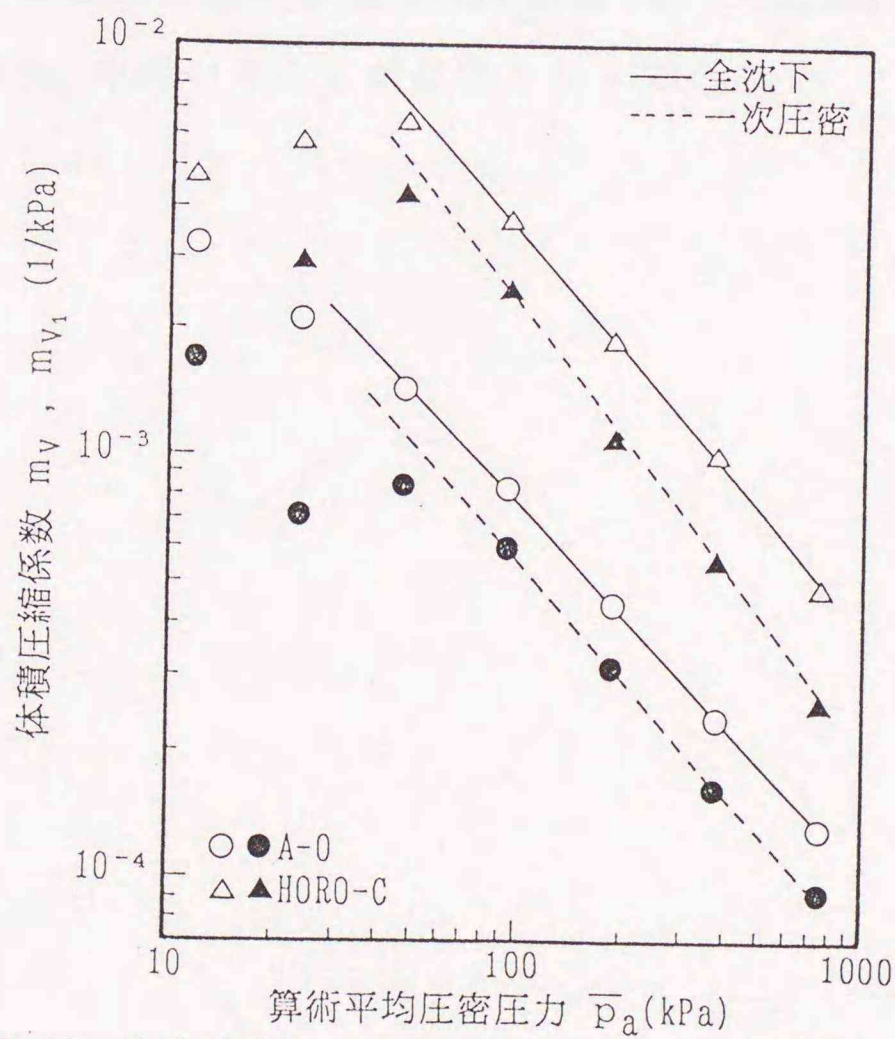


図2・19 全沈下量と一次圧密沈下による体積圧縮係数の比較

すなわち、圧密沈下量は初期沈下＋一次圧密沈下＋二次圧密沈下に分けられる。圧密理論は一次圧密に限定した解であり、そこで定義される m_v も一次圧密による体積圧縮係数 m_{v_1} である。

全沈下量による m_v と一次圧密による m_{v_1} を比較したのが図2・19である。 m_{v_1} は m_v に一次圧密比を乗じて求めたものである。標準圧密試験では二次圧密の影響のため、 m_{v_1} は小さくなる。

m_{v_1} を正確に求めるには、一次圧密終了後、ただちにつぎの荷重を載荷する急速圧密試験によらねばならない。この急速圧密試験による $m_{v_1} \sim p$ の関係は、粘土では標準圧密試験のそれと一致するとされている⁵⁹⁾。

泥炭では圧密時間を変えたC試験でみるように、図2・11で $\varepsilon \sim \log p$ 関係が圧密時間の影響を受けないため、 m_v にもその影響はない。しかし、後述する一次圧密比は圧密時間が長くなると小さくなるため、 m_{v_1} は小さくなり、圧密時間に影響されることになる。

それゆえ、泥炭のように二次圧密の大きい地盤では、 m_v と m_{v_1} は異なった値となるため、最終沈下量の予測には m_v を用い、一次圧密領域の時間～沈下量関係の予測には m_{v_1} を用いることが必要となってくる。

2・3・4 圧密係数

圧密係数を求める手法は現行の土質工学会基準である「土の圧密試験方法 (JSF T 411-1990)」¹⁷⁾では $\sqrt{t}$ 法と曲線定規法があり、他に $\log \sim \log$ 曲線定規法や $\log t$ 法などがある。

これらの方法は、時間～沈下量曲線がTerzaghiの圧密理論に従うのであれば、いずれを用いても同一の圧密係数が計算されるはずである。しかし、時間～沈下量曲線が理論曲線と異なるため、用いた方法、すなわち、理論曲線とフィッティングさせる位置により、求まる圧密係数が異なってくる。

$\sqrt{t}$ 法はTaylorにより提案された方法⁹²⁾で、時間係数 $T_v \sim$ 圧密度 U の関係が、 $T_v < 0.2$ の範囲で $\sqrt{T_v} \sim U$ の関係が直線となることを利用して求める手法である。これは、圧密初期の部分をTerzaghi理論に当てはめて求めるものであり、二次圧密を含むこともなく、単純明確な判定方法で、判定者の個人誤差も少ない¹¹⁸⁾。しかし、泥炭では圧密初期の部分が直線とならない場合もあり、初期の沈下量を、6 sec以下の部分についても測定すべきとの報告もある¹⁷⁾。

曲線定規法は理論圧密曲線を $\log T_v \sim U$ の関係で描き、測定した時間～沈下量曲線とのカーブフィッティングにより求める方法である。この方法は理論曲線のどの部分と実測曲線を当てはめるかにより結果が異なり、判定者の主観によるばらつきも大きい。また、理論曲線の中央部分を重ね合わせるため、一次圧密中に生ずる二次圧密も含むため、 $\sqrt{t}$ 法より小さな C_v となる場合もある¹¹⁸⁾。しかし、泥炭や荷重増分比の小さい試験のように、時間～沈下量曲線に二次圧密領域が観測されない場合でも、中間の最急勾配のデータで C_v が求められる利点がある。

また、同様にTerzaghi理論を用いたものとして大平ら⁶⁸⁾の提案する $\log \sim \log$ 曲線定規法がある。理論圧密曲線の $\log T_v \sim \log U$ 関係がかなりの範囲にわたって直線となることを利用して、理論曲線と実測曲線を重ね合わせることで、 C_v を求める方法である。この方法は初期補正をやり直すごとに、時間～沈下量曲線を描き直す必要があり、煩雑な部分もある。求められる C_v は、粘土では $\sqrt{t}$ 法と一致するが泥炭では大きくなるとされている。

さらに、現行の基準では用いられていないが、Casagrandeの $\log t$ 法がある。これは実測された時間（対数目盛）～沈下量曲線が一次圧密の後半部分で直線

となり、二次圧密沈下も時間の対数に比例する性質を利用したもので、一次圧密の後半部分の直線と二次圧密の直線の交点を一次圧密の終了点とするものである。この方法は一次圧密の終了点を二次圧密から決めるなど、圧密理論に合致しない点があり、1969年の改訂以来土質試験法から外されたものである。測定される C_v は時間～沈下量曲線の後半部分を用いるため、 $\sqrt{t}$ 法より小さくなるのが通例である。現位置の沈下観測では圧密係数は室内試験の値より大きくなる場合が多く⁵⁷⁾、その点からみても $\log t$ 法の利用価値は少ないとされている。しかし、泥炭のように沈下形態がTerzaghi理論に従わない土では有効な方法と思われる。

つぎに、現行の圧密試験法の圧密係数の決定法について考察する。

圧密係数は、 $\sqrt{t}$ 法により圧密度 $U = 90\%$ に要する時間 t_{90} 、あるいは曲線定規法により $U = 50\%$ の t_{50} を求め、

$$C_v = \frac{T_v \cdot (\bar{h} / 2)^2}{t} \quad (2.24)$$

ここに、 T_v ： $\sqrt{t}$ 法では0.848 ($U = 90\%$)

$\log t$ 法では0.192 ($U = 50\%$)

$\bar{h}$ ：試料の平均高さ、 $(h_{n-1} + h_n) / 2$

t ： $\sqrt{t}$ 法では t_{90} 、 $\log t$ 法では t_{50}

により求められる。

試料の高さは m_v を求めるときと同様に、平均高さを用いることになっている。これは、Taylor⁹²⁾が $\sqrt{t}$ 法を提案したときより用いられているもので、Terzaghiの圧密理論では層厚の変化を考えないため、試料高さを圧密前後の高さの平均としたものと推察される。

しかし、地盤の時間～沈下量の解析では

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (2.4)$$

より T_v を決め、 $U \sim T_v$ の関係より圧密度を求めて、ある時間 t の沈下量を算出する手順を取る。ここで H は最大排水長であり、圧密前後の排水長の変化は考慮していない。

現行の試験法の圧密理論はひずみにより定義されたものであり、そこでは

C_v を求めるときの層厚は圧密前の値となっている。しかし、この理論は圧密による層厚の変化を考慮した式であり、層厚の変化を無視してこの理論を用いたとき、平均高さを用いる方が誤差が少ないとされている⁵⁰⁾。そのため、現行の試験法でも平均高さが採用されたものと推察される。

圧密係数は一次圧密の速度を求める係数であり、粘土のような沈下量が少なく、二次圧密量も小さい試料では高さの取り方による差は少ない。しかし、泥炭では沈下量が大きいため、試料の層厚による沈下量はかなり大きな違いとなる。さらに、一次圧密領域の係数を求めるのに二次圧密沈下まで含めた層厚の平均値を用いるのは不合理と思われる。

ここでは試料高さは圧密前の値を採用した。そのため、得られる C_v は平均高さを用いたものより大きくなる。

また、 C_v の値は(2.24)式によるものと、この値に一次圧密比 r を乗じたもの(C_v' とする)がある。 C_v' は一次圧密比を乗ずることにより、 C_v より小さな値となる。1969年の土質試験法の改訂以降、 C_v' が圧密係数として扱われてきたが、1990年の改訂ではどちらを採用しても良いこととなった。

この2つの圧密係数の違いは三笠⁵¹⁾により説明され、同様の考えで、実測の値を用いて図示したのが図2.20である。

曲線(1)は一次圧密による C_v と m_{v1} を用いたものであり、 C_v 、 m_v とも本来の定義通り用いたものであるので、実測曲線とは一致する。曲線(2)は C_v' と全沈下量より求めた m_v を用いたもので、一次圧密が短時間で終了し、二次圧密部分が大きく現れる場合は、測定された沈下曲線とはまったく異なったものとなる。

与那嶺ら¹²⁶⁾は数値解析により、粘土で、 C_v' の圧密係数の過小評価と二次圧密を含んだ体積圧縮係数 m_v の過大評価が相殺する結果良い評価を与えると報告している。

しかし、泥炭のような二次圧密沈下の大きい土質では、二次圧密部分で理論曲線と実測曲線のズレが生ずる。そのため、実測曲線と一致させるためには、一次圧密は C_v を用いて計算し、別途に二次圧密沈下項を付け加える方法が必要である³⁸⁾。それゆえ、泥炭では圧密係数としては一次圧密による C_v が妥当と考えられる。

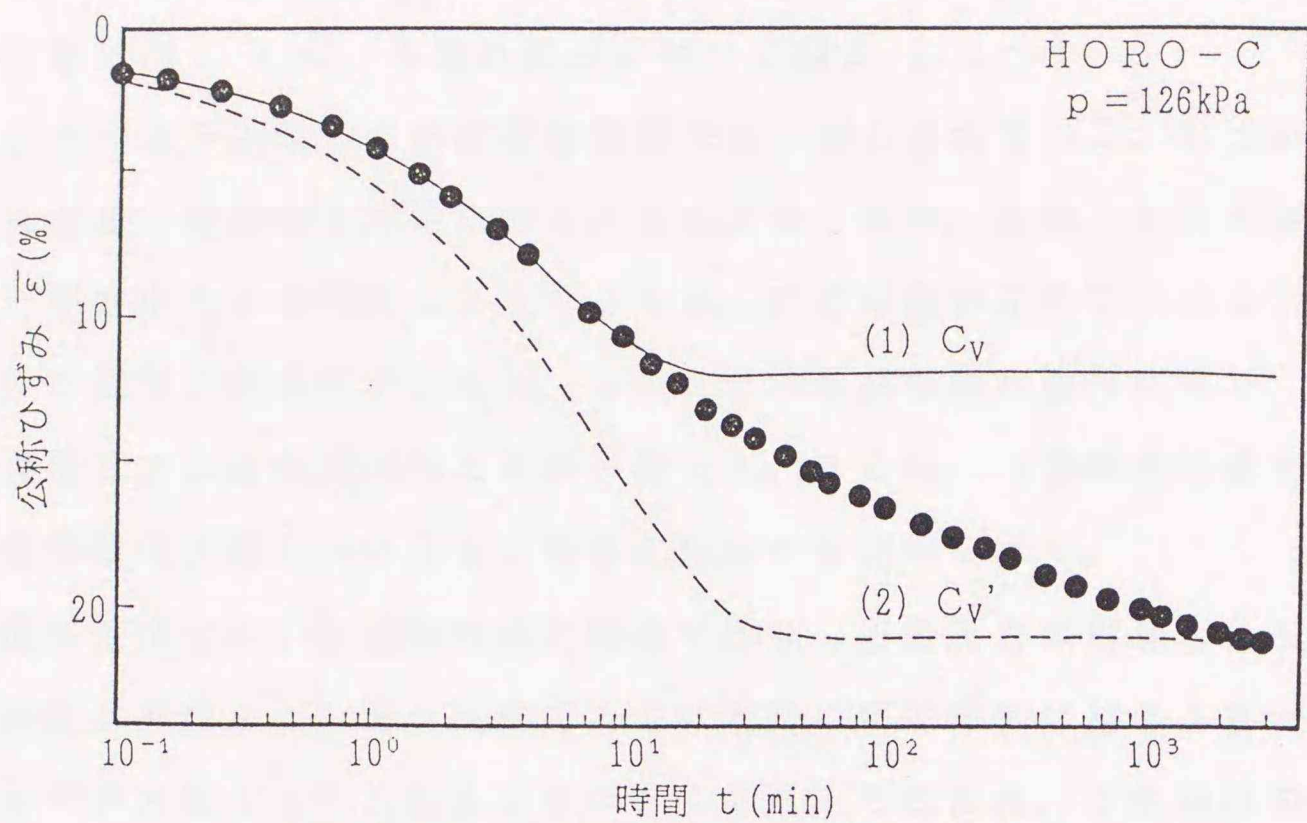


図2・20 C_v , C_v' による時間～沈下量曲線

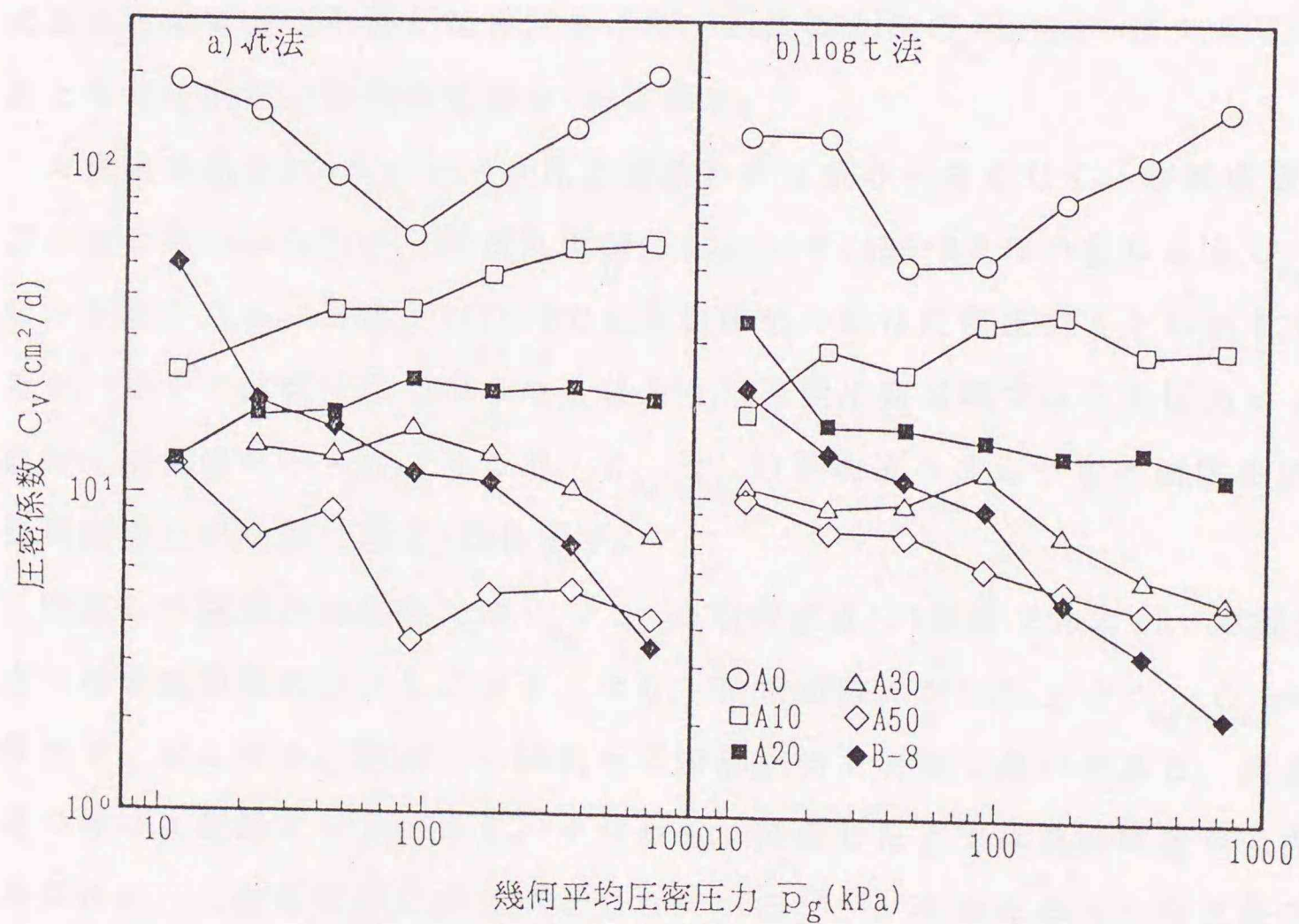


図2・21 A試験の圧密係数～平均圧密圧力の関係

$\sqrt{t}$ 法による圧密係数 C_{VR} , $\log t$ 法による圧密係数 C_{VL} と平均圧密圧力の関係を A 試験は図 2・21 に, 不攪乱泥炭について図 2・22 に示す。

粘性土では圧密係数は正規圧密領域では一定とされている。粘土 A-0 では圧密係数は正規圧密領域で圧密圧力とともに大きくなり, 泥炭の混合率が多くなるに従い圧密圧力に逆比例して小さくなる。圧密係数が圧密圧力によらず一定となるのは泥炭の混合率が 20% で, このときの有機物含有量は 23% で, 土質分類の高有機質土の境界値 20% とほぼ一致する。さらに, 有機物含有量が増加すると圧密係数は圧密圧力が大きくなると減少する傾向を示す。

不攪乱泥炭ではこの傾向は特に顕著であり, 圧密圧力の増加とともに急激に圧密係数が減少する。低い圧密圧力では泥炭の圧密係数は粘土より大きい, 圧密圧力が大きくなると粘土より小さくなる。そのため, 圧密係数の変化が大きいから, 原位置で平均的な圧密係数をどのように決めるかは, 泥炭では重要な問題となる。

$\sqrt{t}$ 法と $\log t$ 法による圧密係数を比較すると, 傾向の違いはないが, $\log t$ 法による圧密係数が小さくなる。そこで, $\sqrt{t}$ 法による C_{VR} と $\log t$ 法による C_{VL} の比と平均圧密圧力の関係を図 2・23 に示す。

A 試験の粘土 A-0 や A-20 では圧密係数の比は余り大きくなく, 圧密係数の求め方による違いはないが, 不攪乱泥炭の HORO-A や SARO-B では $\sqrt{t}$ 法による C_{VR} がかなり大きくなる。また, SARO-B では圧密係数の比は圧密圧力とともに大きくなるが, 多くの試料では, ばらつきはあるが正規圧密領域では圧密圧力による系統的な変化はなかった。そこで, C_{VR}/C_{VL} の平均値のばらつきの範囲を求め, 初期間隙比の関係で図 2・24 に示す。

練返した試料の A 試験では C_{VR}/C_{VL} の平均値は 1.5 程度であるが, 不攪乱泥炭では初期間隙比とともに大きくなり, 初期間隙比が 15 以上で C_{VR}/C_{VL} が 4 程度で一定となる。練返した試料と不攪乱試料で明瞭な違いがあり, 両者の構造の違いに起因する差である。すなわち, 練返した土では骨格構造が未発達であるため, 二次圧密量は少ないとされている¹²⁴⁾。そのため, 一次圧密領域で生ずる二次圧密の量が少ないため, C_{VR}/C_{VL} が小さくなったものである。

そこで, $\sqrt{t}$ 法および $\log t$ 法より求めた圧密係数を用いて計算した時間～沈下量曲線と実測曲線との比較を図 2・25 に示す。

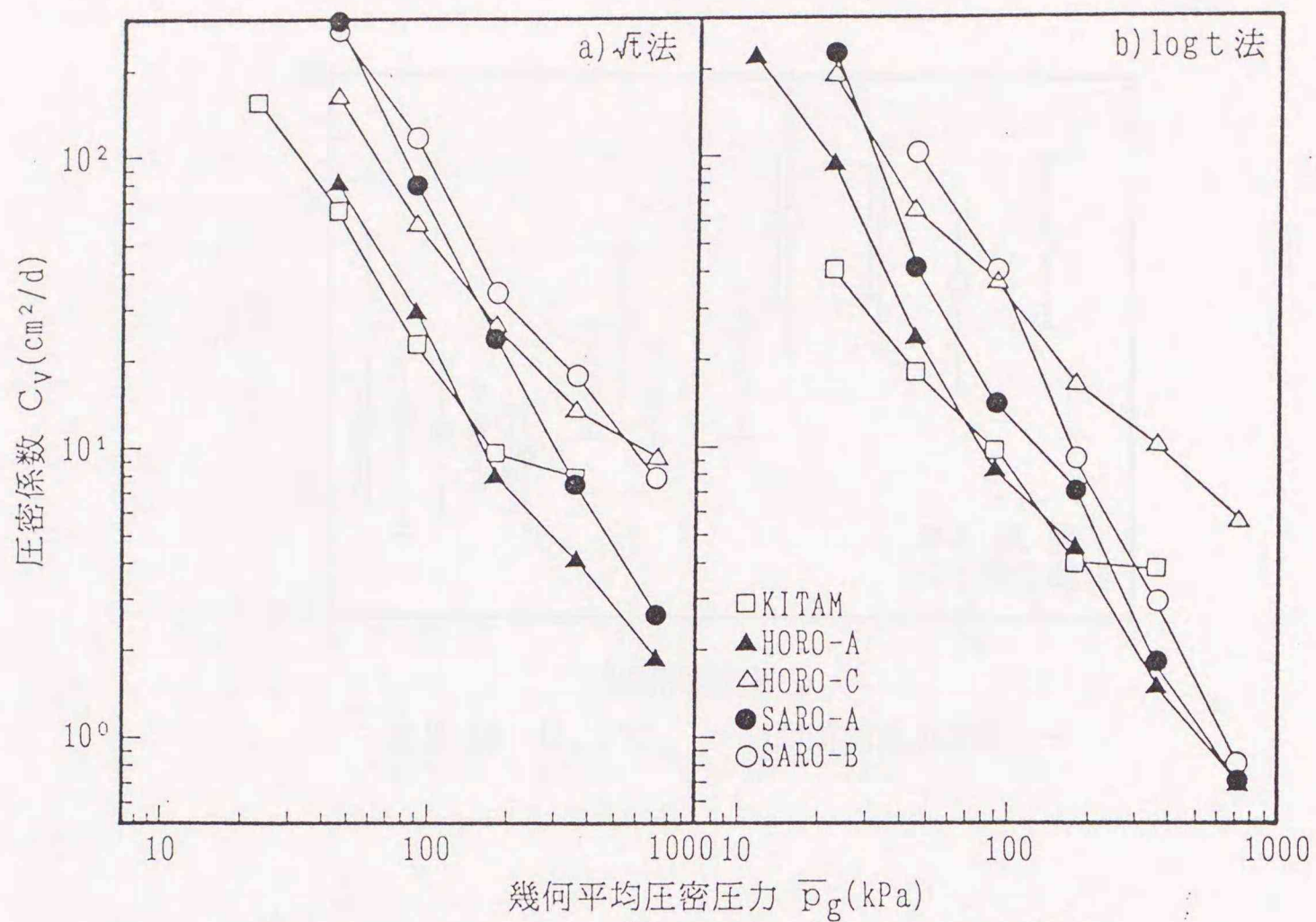


図 2.22 不攪乱泥炭の圧密係数～平均圧密圧力の関係

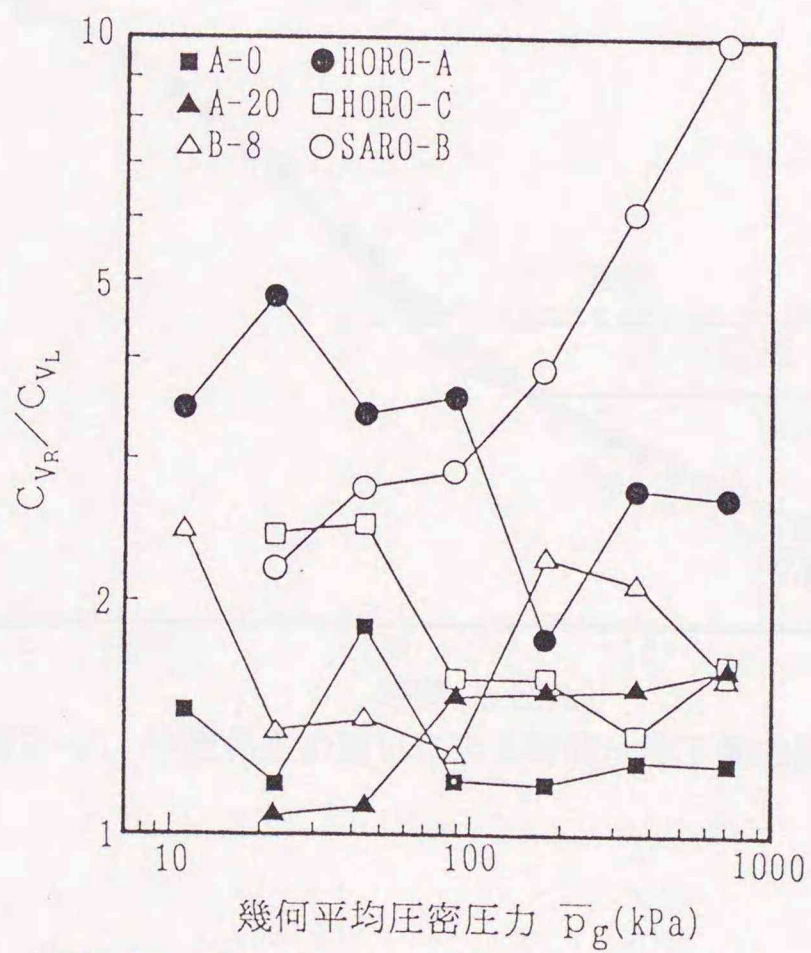


図 2.23 C_{vR}/C_{vL} ～平均圧密圧力の関係

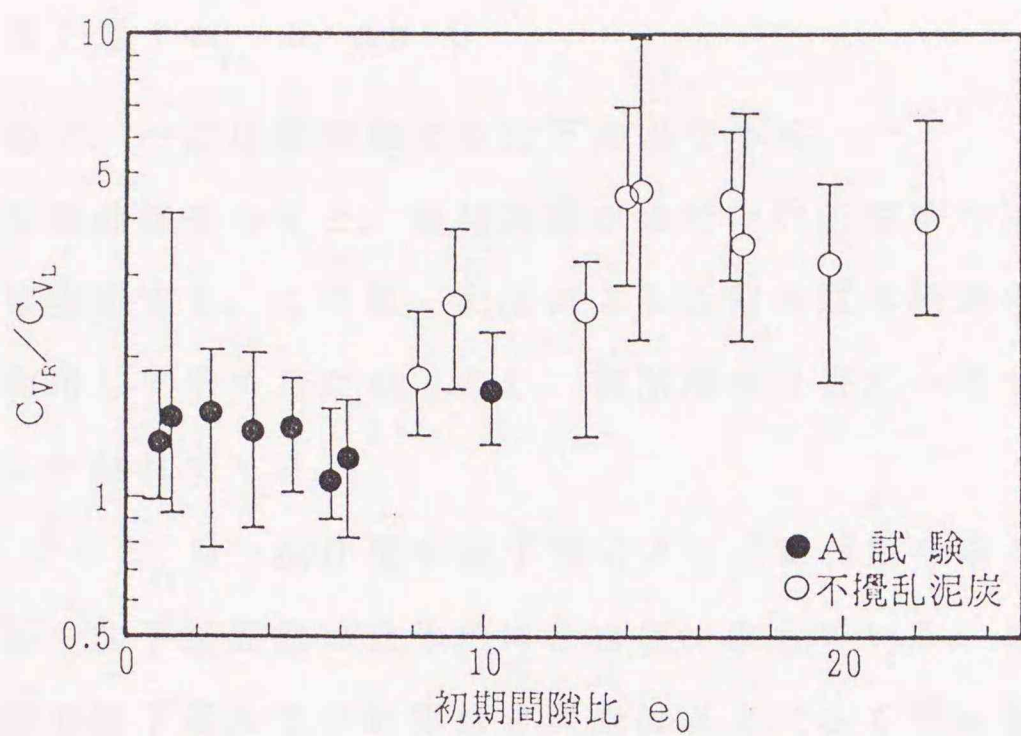


図 2.24 $C_{VR}/C_{VL} \sim$ 初期間隙比の関係

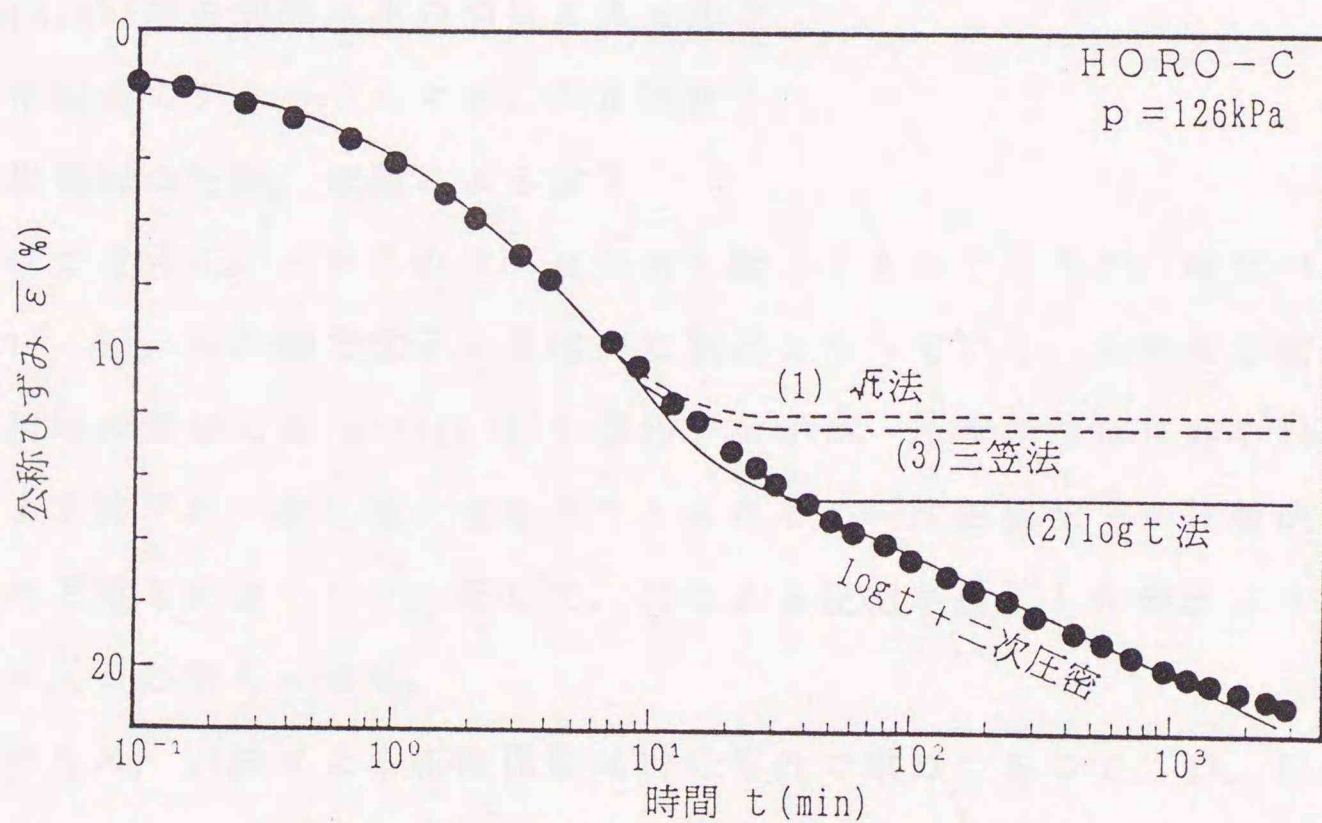


図 2.25 圧密係数の違いによる時間～沈下量曲線

C_{VR} や C_{VL} による計算曲線は

$$\bar{\varepsilon} = \text{初期沈下量} + m_{Vi} \cdot h \cdot \Delta p \cdot U \quad (2.25)$$

より求めたもので、一次圧密領域での沈下曲線である。

$\sqrt{t}$ 法による計算曲線をみると、実測曲線がまだ一次圧密中であるにも拘らず一次圧密沈下は収束する。これは、 $\sqrt{t}$ 法による圧密係数は初期の部分の時間～沈下量曲線を利用して求めたためであり、初期部分は当然一致するが、後半部分は実測曲線より離れてくる。

一方、 $\log t$ 法の C_{VL} は一次圧密の終了部分より圧密係数を求めたものであり、これによる時間～沈下量曲線は全体的にはほぼ一致している。しかし、曲線の形状は一次圧密の終了部分での計算値が実測値より大きくなる傾向にある。

これらの違いはいずれも泥炭の沈下形状がTerzaghi理論と異なることによるものである。

そこで、泥炭の圧密沈下を

- 1) Terzaghi型の間隙水圧の消散による沈下
- 2) 骨格構造のクリープによる二次圧密沈下
- 3) 泥炭繊維の圧縮、破断による沈下

に分けて考える。これらの沈下は同時に起こるものであるが、時間の経過と共に、1)、2)、3)の順で沈下の主体的な要因となっていく。泥炭の圧密は一次圧密の初期の部分ではTerzaghi型の様相を示すが、圧密の進行に伴い2)、3)の要素による沈下が一次圧密に含まれてくるため、一次圧密沈下が比較的長く継続し、沈下量も大きくなる。そして、1)による圧密が終了した時点より二次圧密領域に入ると考えられる。

そのため、 $\sqrt{t}$ 法による圧密係数は1)の部分で求めたもので、2)、3)による沈下を含んでいないため、沈下が実測の一次圧密曲線の途中で終了することになる。 $\log t$ 法は量的にはほぼ一致しているが、一次圧密の後半部分より理論式との差が表れている。

また、Terzaghiの圧密理論は間隙水圧の消散を熱伝導型の方程式で解いたものであり、圧密による層厚の変化は考慮していない。そのため、三笠⁵⁰⁾は(2.13)式で層厚の変化を考慮にいた了解法を提案している。この方法は沈下ひずみ

ごとに $T_v \sim U$ の関係が異なるため、計算が煩雑となる。これにより求めた計算曲線も図 2・25 に示した。

$\sqrt{t}$ 法より実測曲線と一致する部分は多くなるが、沈下量はまだ小さい。さらに、層厚が変化し、圧密係数がひずみの関数として変化する三笠の理論⁵⁰⁾を用いると、一次圧密終了部分の適合性が良くなるとされているが⁹⁰⁾、計算方法はより複雑となり、圧密係数を固有値として扱えなくなる。

三笠はひずみは 10% までは Terzaghi 理論を用いても誤差は少ないとしている。泥炭の圧密沈下量は 20~30% に及ぶことがあるが、三笠法による圧密理論が適用できる一次圧密沈下量は 10% をわずかに越えた程度である。さらに、この方法でも一次圧密後半部分に含まれる二次圧密や泥炭繊維の圧縮による沈下を表現できないため、計算の複雑さを考えると三笠の方法も適当とはいえない。

泥炭の圧密沈下量の予測法としては、一次圧密に二次圧密沈下を加える方法が多い。 C_{vL} を用いた沈下曲線に適用すると、図の $\log t$ 法 + 二次圧密の線で示すように実測値と一致する。 C_{vR} を用いた線の二次圧密を加える方法では、一次圧密による沈下量が少ないため、実測曲線より小さな沈下量を予測することになる。

これは、 $\log t$ 法が一次圧密と二次圧密の交点を利用して圧密係数を求めたためであり、同一の手法から得られた圧密定数を用いて計算したため計算曲線と実測曲線がほぼ一致したものである。しかし、 $\sqrt{t}$ 法では圧密係数、二次圧密係数を別個の方法を用いるもので、求めた曲線が連続していないため、実測曲線との差が生じたものである。

それゆえ、一次圧密と二次圧密を重ね合わせる方法での沈下量の予測からみると、理論的な問題はあるが、 $\log t$ 法が同一の手法より、一次圧密と二次圧密の係数を求めるため妥当と判断される。

$\sqrt{t}$ 法による一次圧密比 r_R 、 $\log t$ 法による一次圧密比 r_L と初期間隙比の関係を図 2・26 に示す。

$\log t$ 法の r_L は初期間隙比によらず 70% 程度の値となるが、 $\sqrt{t}$ 法の r_R は初期間隙比が大きくなると一次圧密比は小さくなる。大平ら⁷⁰⁾は、泥炭の二次圧密量が全圧密量の 50% にも及ぶことがあり、二次圧密が泥炭繊維中の空隙（ミクロポアー）の圧縮によるためとしている。これは、一次圧密を Terzaghi 理論に

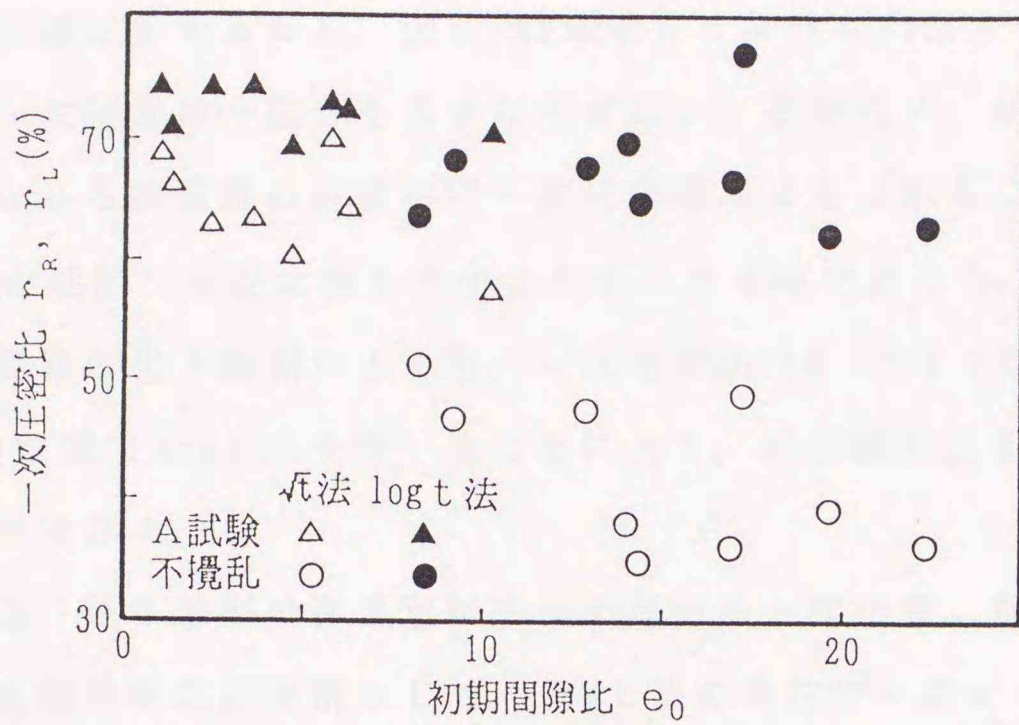


図2・26 $r_R, r_L \sim$ 初期間隙比の関係

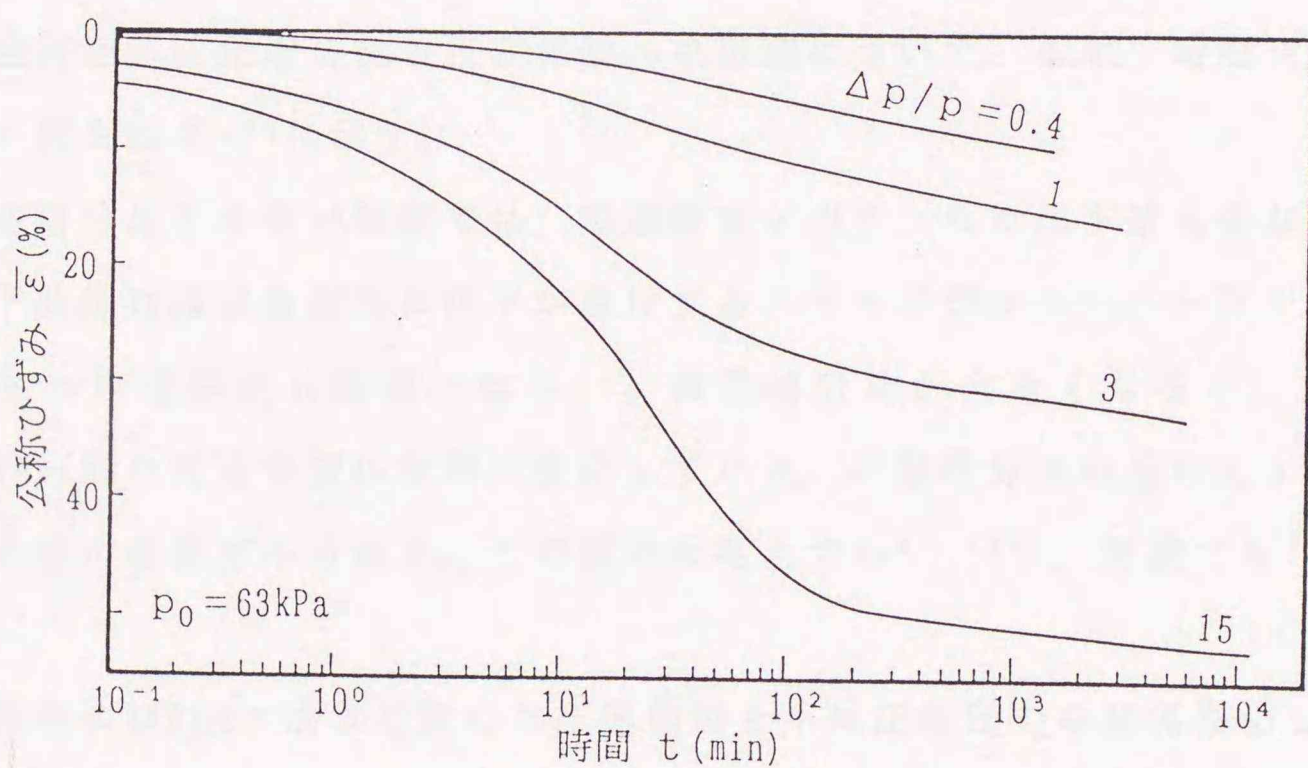


図2・27 荷重増分比の異なるB試験の時間～沈下量曲線

よる $\sqrt{t}$ 法などにより求めるためと思われる。泥炭では一次圧密中に二次圧密や泥炭繊維の圧縮が生ずるため、図2・25に示したように $\sqrt{t}$ 法より求まる一次圧密は、実測の一次圧密の一部分を表すにすぎない。そのため、初期間隙比の大きい泥炭、すなわち繊維質の泥炭ほど一次圧密領域に含まれる二次圧密部分が多くなり、 r_R が空隙比に逆比例して小さくなったものであろう。

また、現位置の沈下観測によると、一次圧密比は0.7~0.9の範囲のものが多い³⁸⁾。室内試験で $\log t$ 法を用いることにより、原位置に近似した一次圧密比を得ることができる。

原位置では、逆S字型の沈下形状を示す部分を一次圧密、沈下量が時間の対数に比例する部分を二次圧密として、 $\log t$ 法の手法で一次圧密と二次圧密を分離している。

それゆえ、室内試験でも圧密理論に拠らず、同様の考え方で一次圧密を定義することにより、 $\log t$ 法が泥炭では有効な手法であると判断できる。

1) 荷重増分比の影響

圧密荷重の荷重増分比の圧密係数への影響について、まず、時間~沈下量曲線の一例を図2・27に示す。

荷重増分比の小さい試験では、増加荷重が小さいため沈下量も少なく、時間~沈下曲線はほぼ直線的に沈下が進行するクリープ型となり、一次圧密から二次圧密への遷移点も明瞭ではない。荷重増分比が大きくなると、いわゆるTerzaghi形の逆S字型に次第に変化していき、荷重増分比の違いにより時間~沈下曲線に差異がみられる。この傾向は粘土でも^{62, 124)}、泥炭でも⁷⁹⁾同様である。

$\sqrt{t}$ 法および $\log t$ 法より求めた圧密係数と平均圧密圧力の関係を図2・28に示す。

荷重増分比の小さい試験では一次圧密から二次圧密に移る変曲点が観測されないため、 $\log t$ 法により圧密係数を求めることはできない。そのため、B-16は $\sqrt{t}$ 法のみにより圧密係数を求めた。

荷重増分比が大きくなると、圧密係数は大きくなる。 $\sqrt{t}$ 法、 $\log t$ 法による違いは、圧密係数には差があるが、荷重増分比とともに圧密係数が大きくなる傾向は同じである。

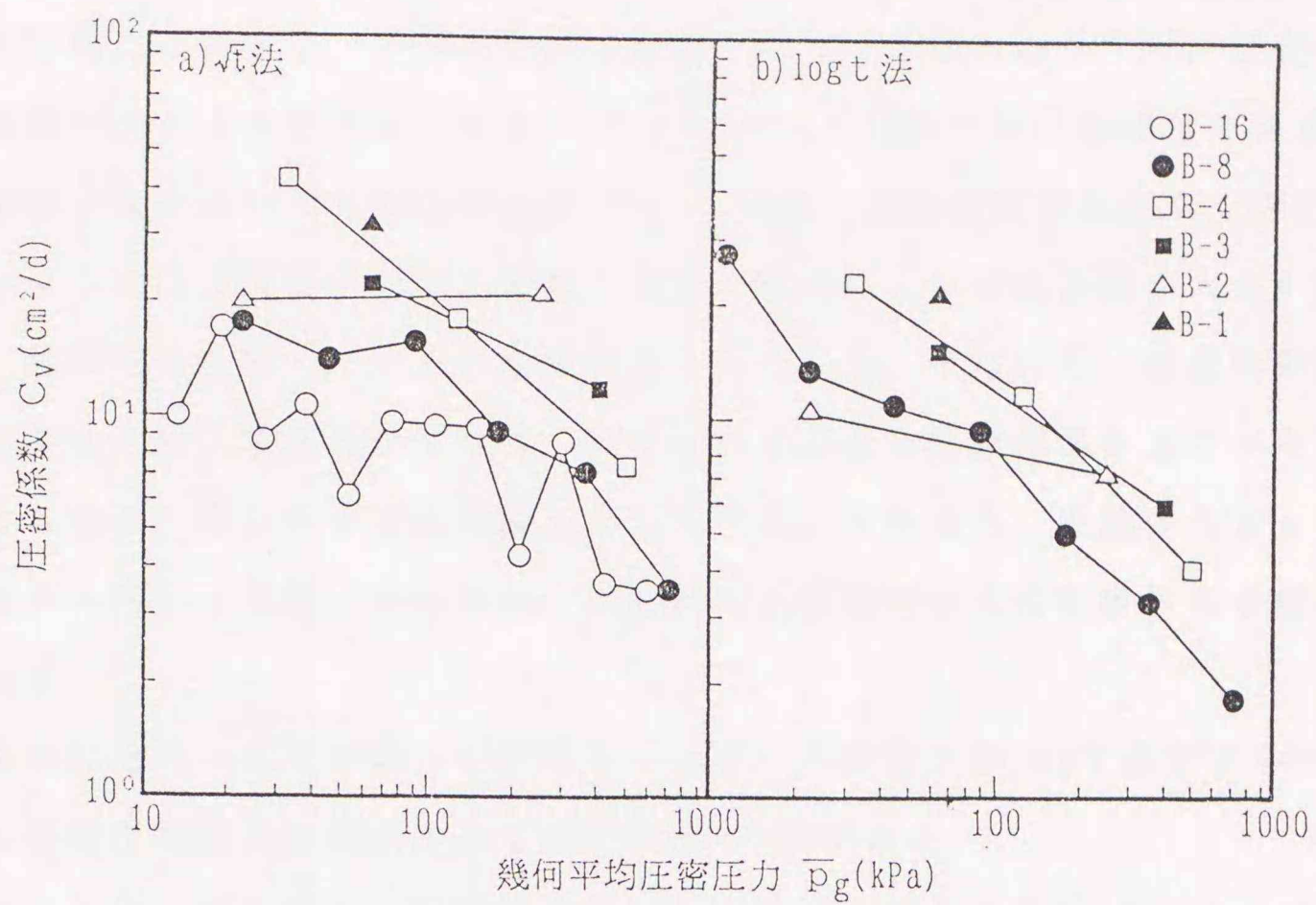


図2・28 荷重増分比の異なるB試験の圧密係数～平均圧密圧力の関係

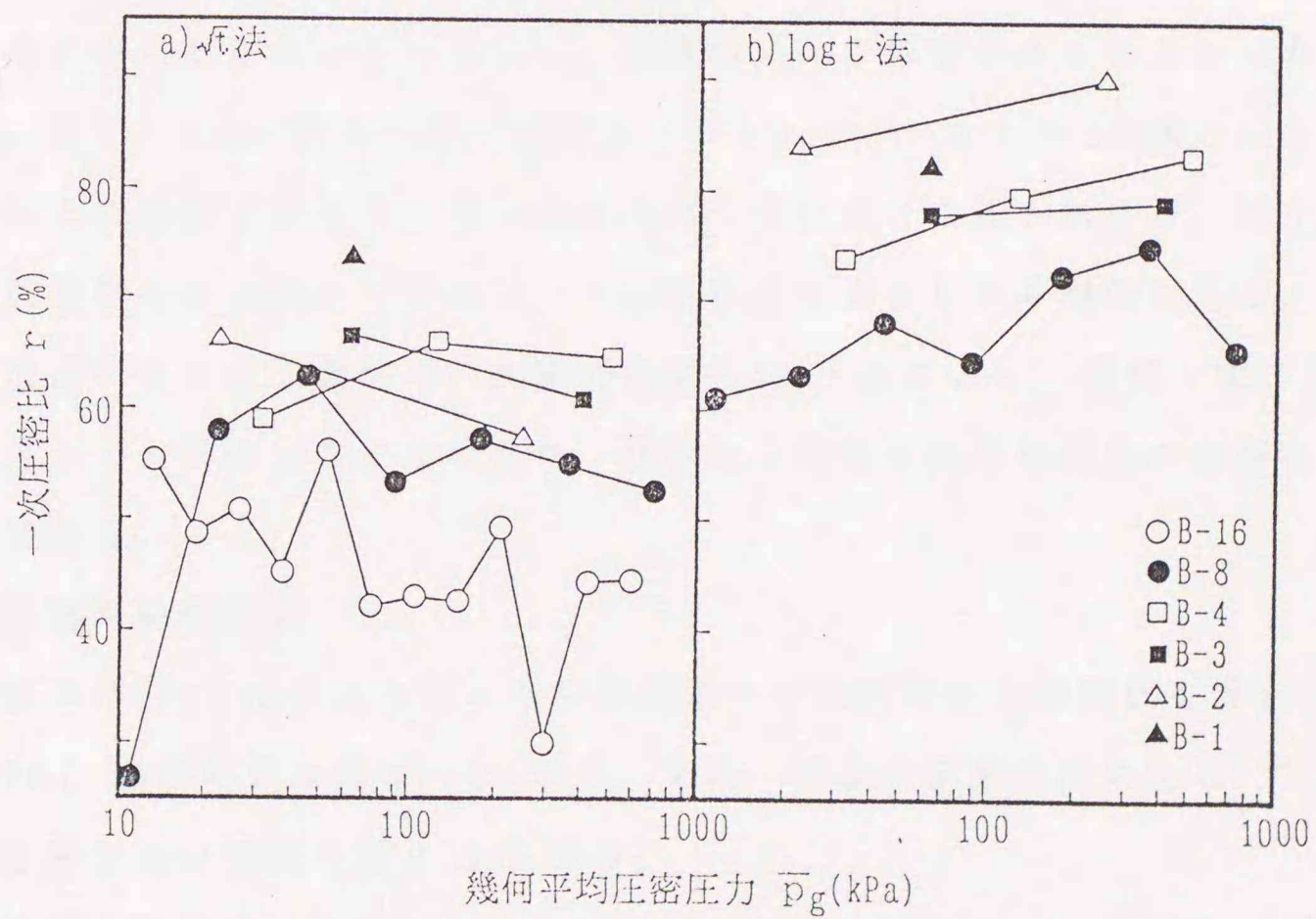


図2・29 荷重増分比の異なるB試験の一次圧密比～平均圧密圧力の関係

荷重増分比の圧密係数に与える影響は、粘土では、荷重増分比の増加とともに一次圧密比は大きく、一次圧密時間は短くなるとされており¹²⁴⁾、圧密係数は荷重増分比とともに大きくなる^{6, 60)}。しかし、泥炭では圧密係数は荷重増分比の影響を受けないとの報告がある⁷⁹⁾。これは、圧密係数の計算を、現行の試験法のように供試体の平均高さを用いると、泥炭のように沈下量の大きい試料では、初期高さを用いたときと結果が異なってくる。すなわち、荷重増分比が大きくなると沈下量が大きくなり、供試体の平均高さは初期高さよりかなり小さくなるため、得られる圧密係数も小さくなる。それゆえ、供試体高さとして初期高さを用いると粘土と同様に、圧密係数が荷重増分比に影響される結果が得られる。

荷重増分比の一次圧密比への影響について、 $\sqrt{t}$ 法および $\log t$ 法による一次圧密比と平均圧密圧力の関係を示したのが図2・29である。

$\sqrt{t}$ 法による一次圧密比は圧密圧力の大きい部分を見ると、B-16, B-8, B-2, B-3, B-4, B-1の順で大きくとなり、荷重増分比の顕著な影響はみられなかった。 $\sqrt{t}$ 法による一次圧密領域は図2・25で示したように、実測の一次圧密の途中で圧密が終了するような形となっているため、荷重増分比の影響がみられなかったものである。また、 $\log t$ 法の一次圧密比は、B-8, B-3, B-4, B-1, B-2の順となり、荷重増分比との関係でみると、部分的に逆転しているところもあるが、粘土と同様に、荷重増分比が大きくなると、一次圧密比も大きくなる傾向にある。それゆえ、前述のように、泥炭の一次圧密領域を $\log t$ 法により、時間～沈下量曲線の変曲点までと定義することにより、粘性土と同様に荷重増分比の影響をみることができる。

2) 圧密時間の影響

$\sqrt{t}$ 法および $\log t$ 法により求めた圧密係数～平均圧密圧力の関係を厚別泥炭は図2・30に、幌延泥炭は図2・31に示す。また、両者の圧密係数の比 C_{VR}/C_{VL} と平均圧密圧力の関係を図2・32に示す。

圧密時間の影響については、圧密試験の簡素化を目的とした急速圧密試験で粘土⁶⁷⁾や泥炭⁸³⁾で報告され、そこでは、圧密係数は変化しない、もしくは変化の程度は判らないとされている。圧密係数は他の土質定数に比べてばらつきが大きい定数であり²⁸⁾、どちらが大きいとは言えない⁸⁴⁾というのが現状であ

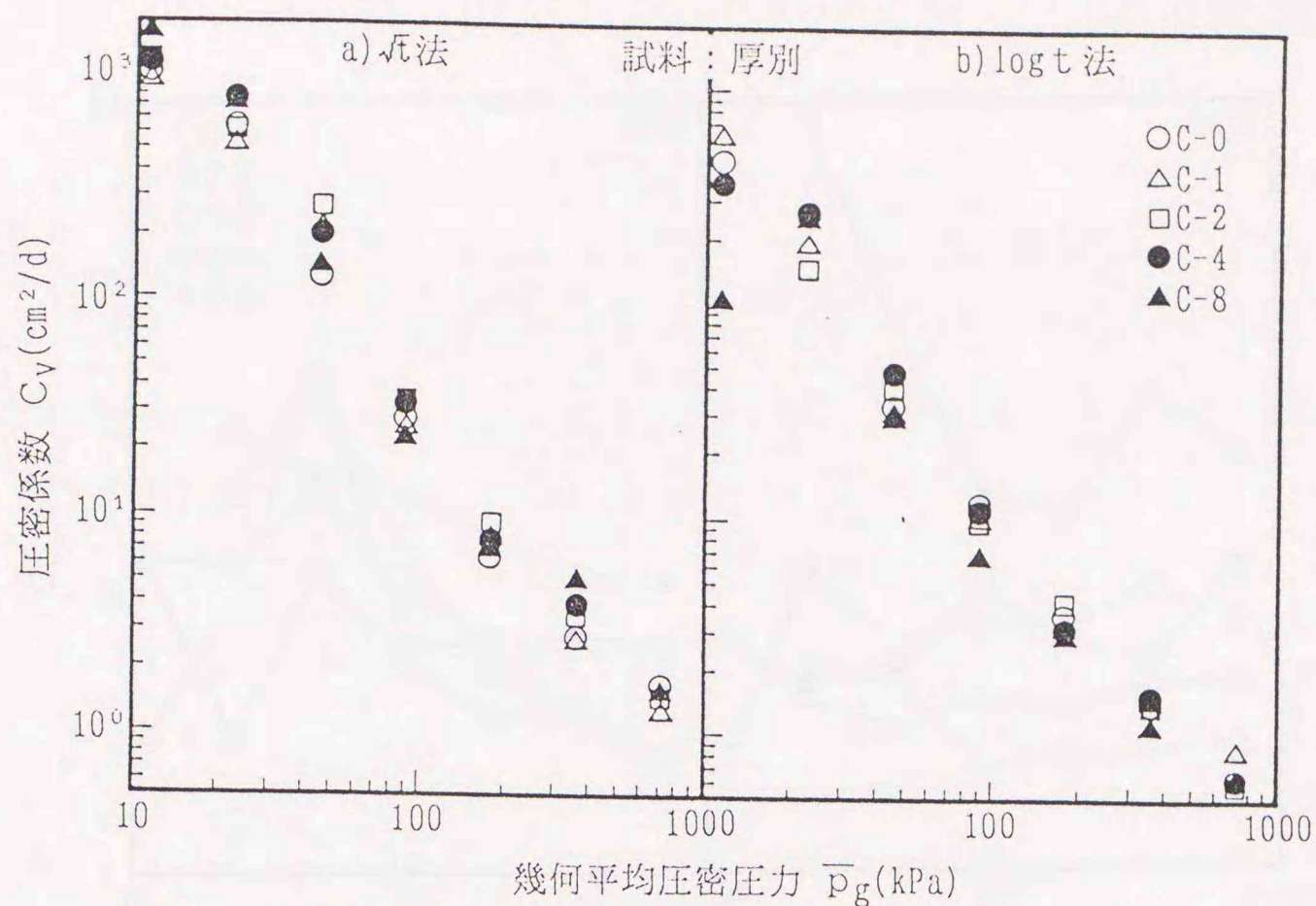


図 2・30 圧密時間を変えた C 試験の圧密係数～平均圧密圧力の関係

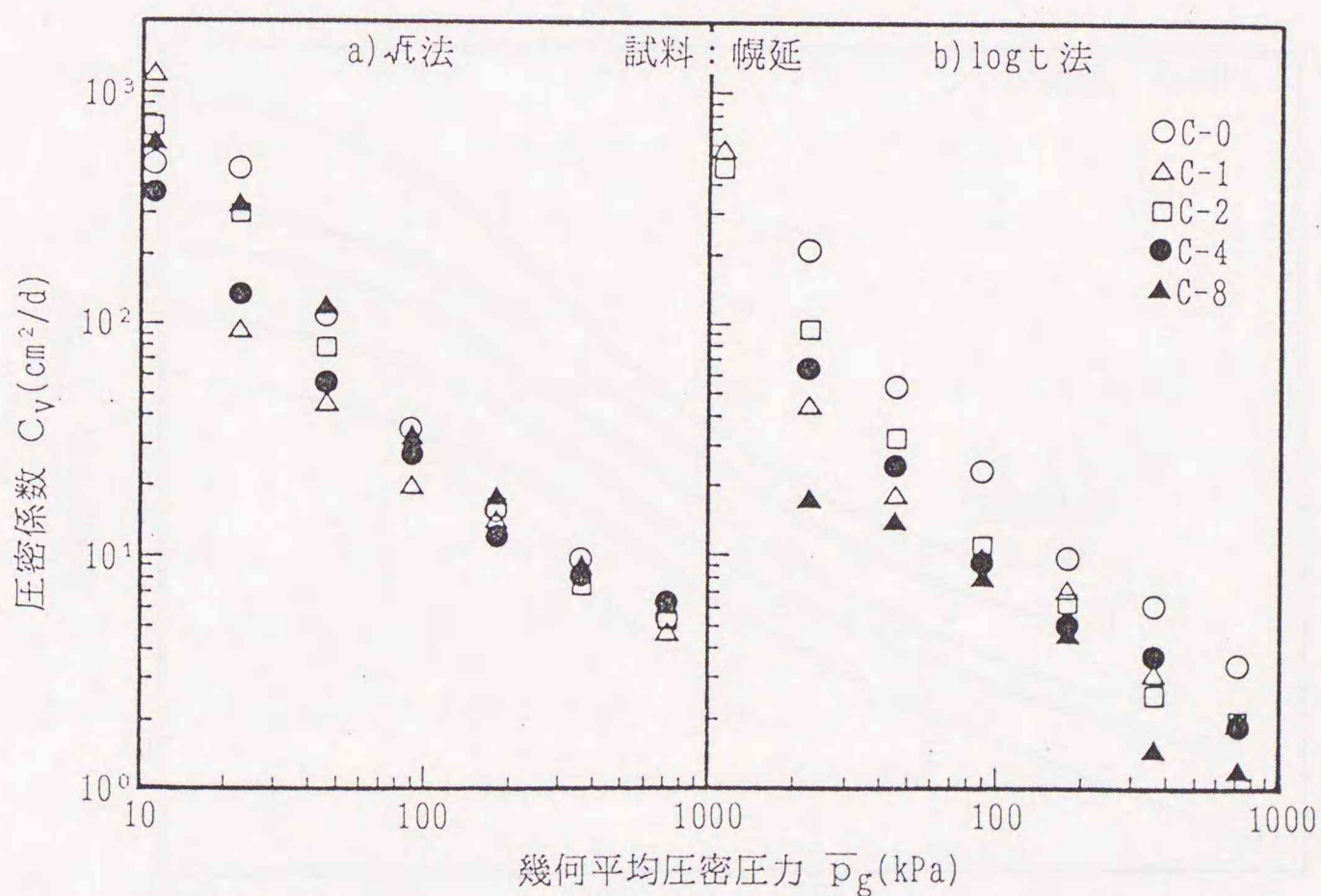


図 2・31 圧密時間を変えた C 試験の圧密係数～平均圧密圧力の関係

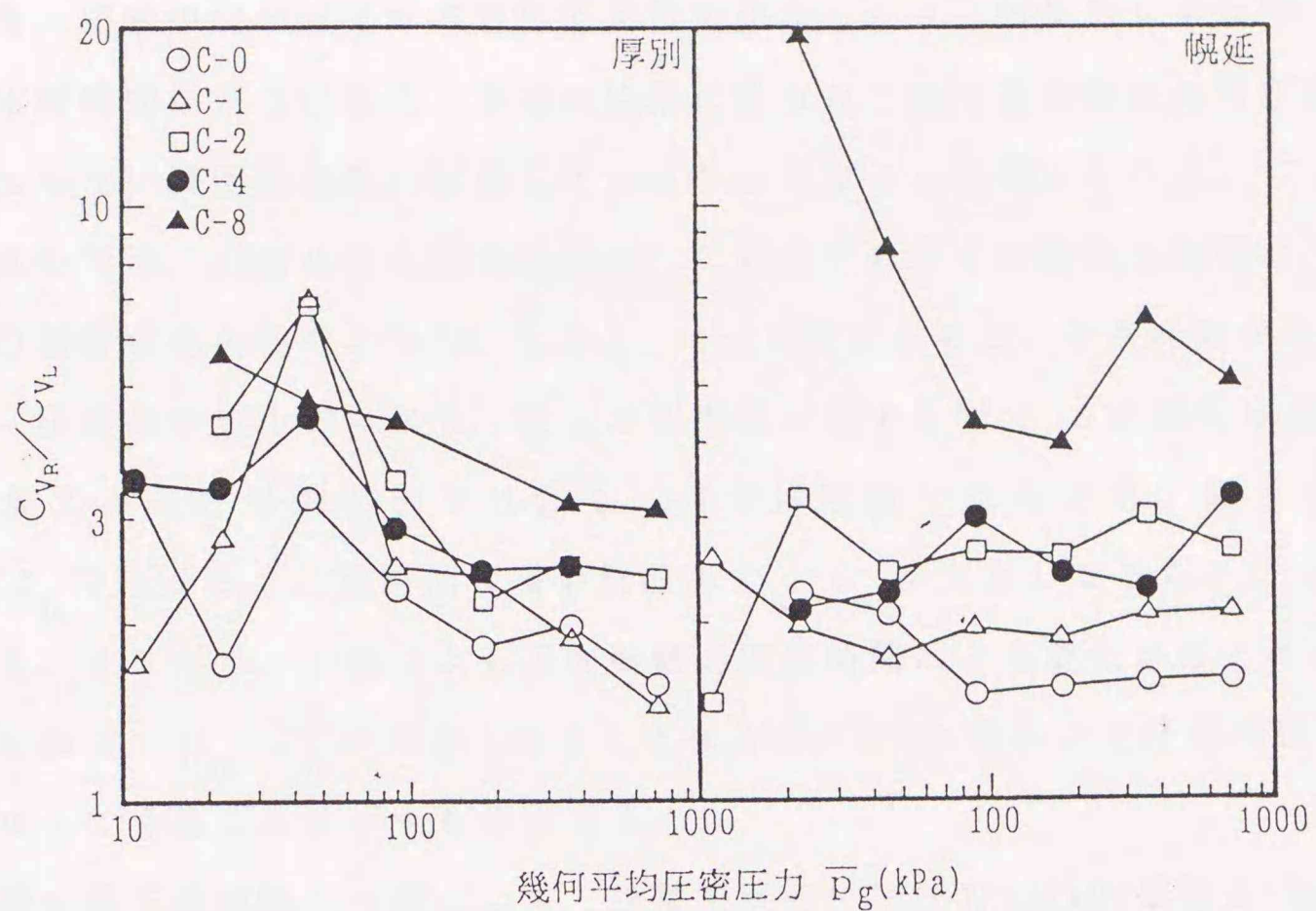


図2・32 圧密時間を変えたC試験の C_{VR}/C_{VL} ~ 平均圧密圧力の関係

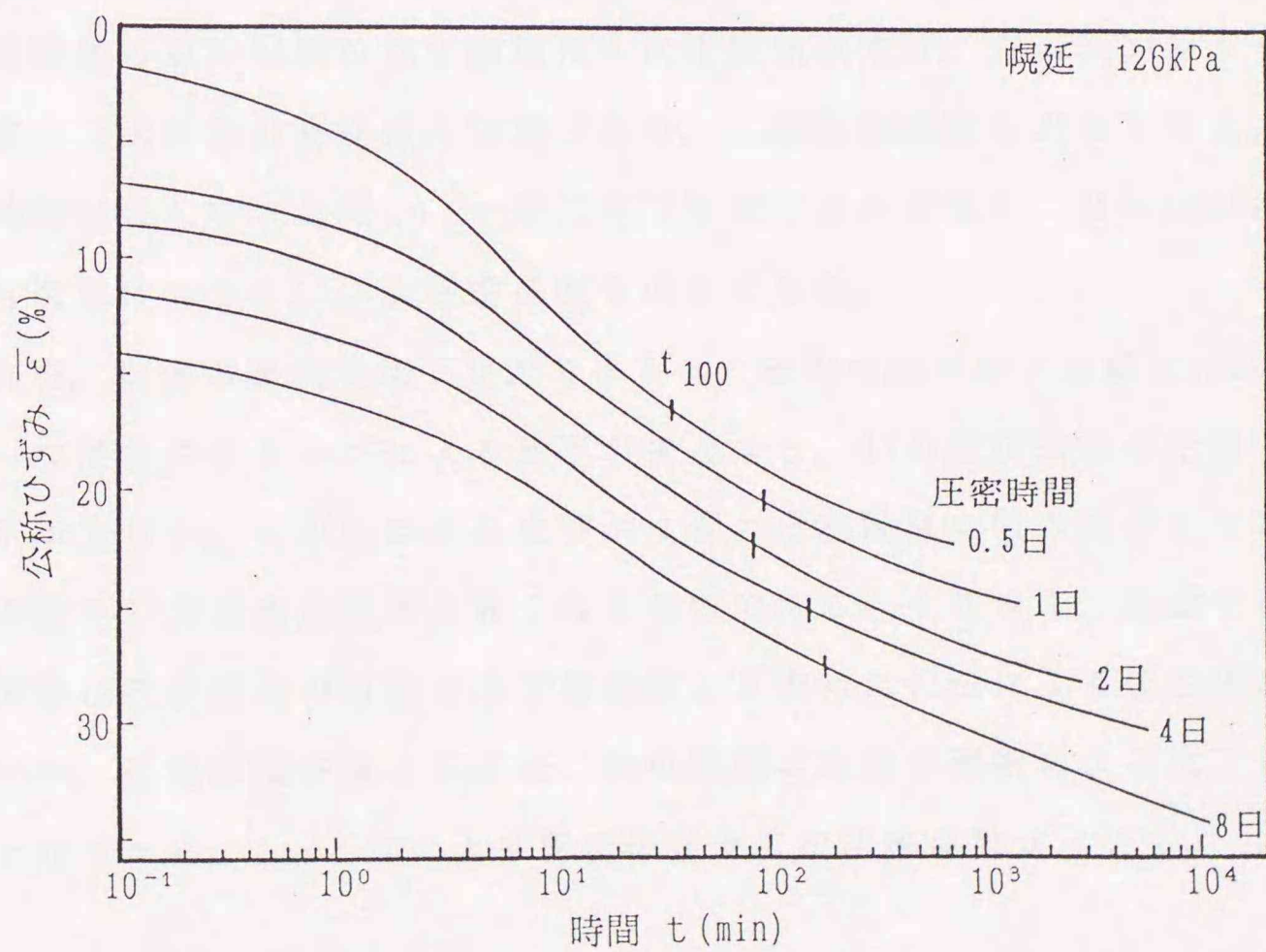


図2・33 圧密時間を変えたC試験の時間～沈下量曲線

る。

一方、圧密時間が長くなると圧密係数が小さくなるとの報告もあり⁵⁸⁾、それは、圧密時間が長くなると、前載荷段階に生じた二次圧密が疑似先行圧密効果のかたちで一次圧密速度に影響しているからであると説明している。

本試験では、 $\sqrt{t}$ 法による圧密係数は、これまでの多くの報告と同様に、圧密時間の影響はみられなかった。しかし、 $\log t$ 法でみると、圧密時間が長くなるほど、圧密係数は小さくなり、粘土の報告と一致する⁵⁸⁾。この傾向は幌延泥炭で顕著である。厚別泥炭では図2・30では明瞭ではないが、図2・32の C_{VR}/C_{VL} でみると、圧密時間の長い試験の C_{VR}/C_{VL} が大きくなることにより判る。すなわち、 $\sqrt{t}$ 法による圧密係数が圧密時間による変化があまりないものとすれば、 C_{VR}/C_{VL} が大きくなることにより、 $\log t$ 法による圧密係数が小さくなっていくことを示すものである。

時間～沈下量曲線に一例として、幌延泥炭の圧密圧力126kPaを図2・33に示す。図の沈下曲線は形状の違いを見るため、重ならないように、縦軸方向にずらしてある。

圧密時間の短い試験の沈下曲線は一次圧密領域では、Terzaghi型を示し、一次圧密と二次圧密の変曲点も明瞭であり、二次圧密速度も大きくなる。しかし、圧密時間が長くなるに従い、一様な沈下を示すようになり、 $U=100\%$ の時間 t_{100} も次第に大きく、二次圧密速度も小さくなる。

これを、前述の泥炭の沈下要因でみると、圧密時間の短い試験では沈下は1)、2)の一次圧密やクリープによる沈下が主となり、3)の泥炭繊維の圧縮などによる沈下が少ない。この3)による沈下がつぎの圧密段階に引き継がれて行くため、圧密係数や二次圧密速度が大きくなるものである。それゆえ、泥炭では圧密時間の影響は圧密初期の時間～沈下量曲線より求めた $\sqrt{t}$ 法による圧密係数では差がないが、圧密時間が長くなると、3)の繊維の圧縮や破断による沈下が大きな要因となるため、 $\log t$ 法による圧密係数や二次圧密係数が小さくなるものである。

厚別泥炭について、一次圧密比と平均圧密圧力の関係を図2・34に示す。

$\sqrt{t}$ 法、 $\log t$ 法とも、圧密時間の短い試験では二次圧密の生ずる時間が短いため、二次圧密沈下が少なく、一次圧密比が大きくなる。また、圧密圧力との関

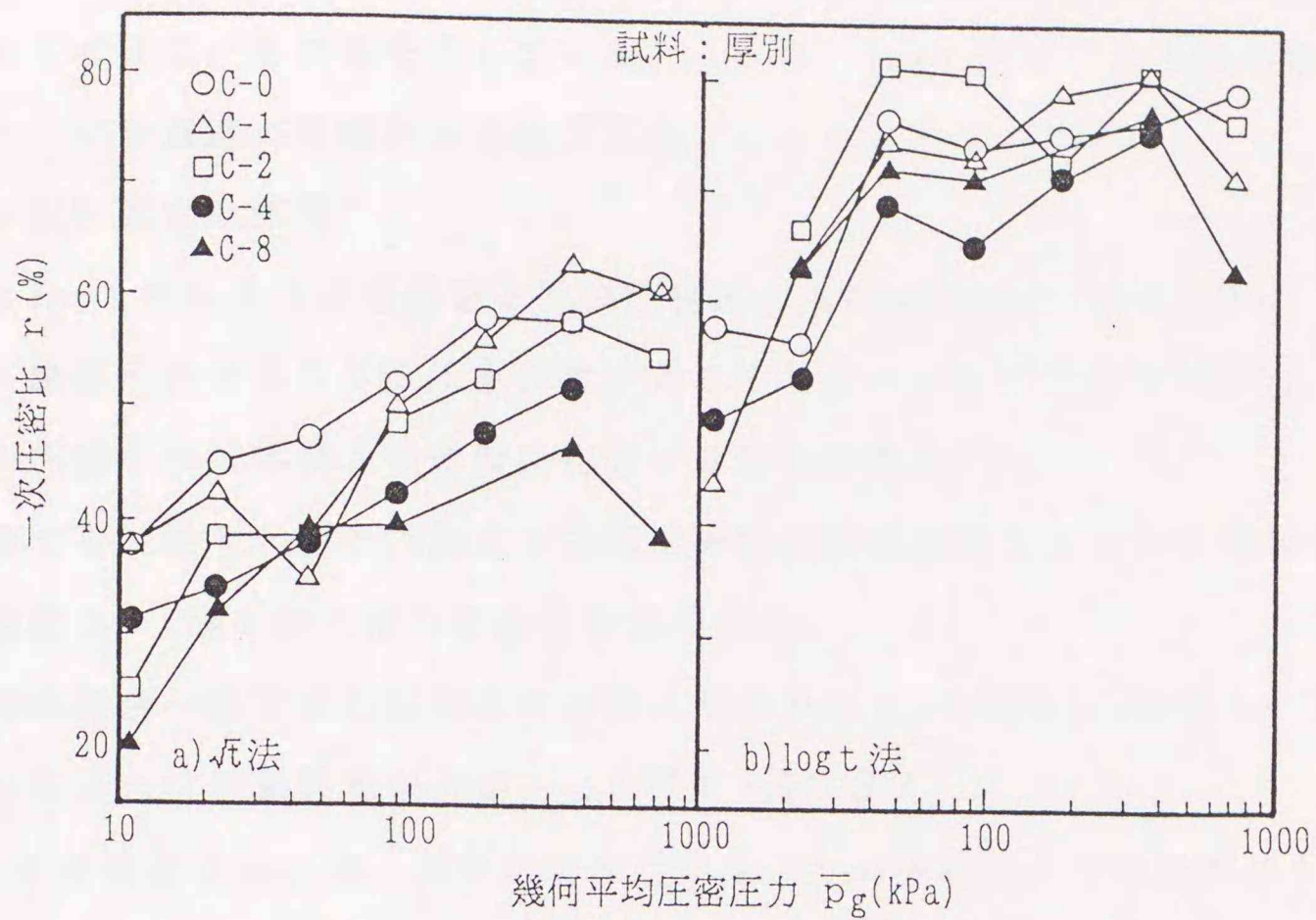


図2・34 圧密時間を変えたC試験の一次圧密比～平均圧密圧力の関係

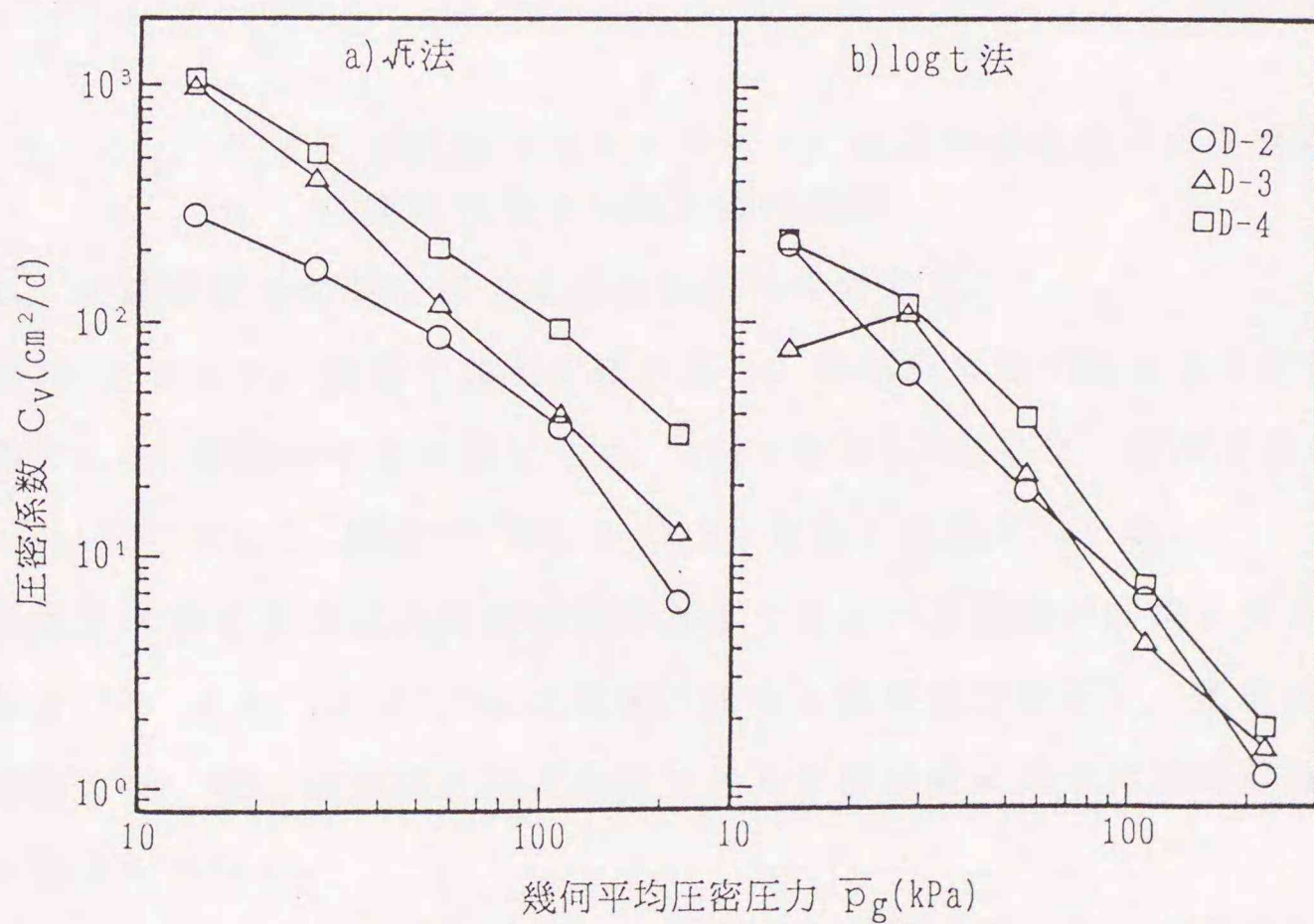


図2・35 供試体厚さを変えたD試験の圧密係数～平均圧密圧力の関係

係では、 $\sqrt{t}$ 法の一次圧密比は圧密圧力とともに大きくなるが、 $\log t$ 法では圧密圧力によらずほぼ一定の値を示している。これは、 $\log t$ 法は一次圧密の後半部分にクリープや繊維の圧縮による沈下も含むことによるものである。

3) 供試体厚さの影響

$\sqrt{t}$ 法と $\log t$ 法による圧密係数と平均圧密圧力の関係を図2・35に示す。

一般に層厚が大きくなると圧密係数が大きくなるといわれており^{3・57)}、泥炭でも圧密係数が供試体厚さの逆数に比例する報告がある³⁵⁾。

本試験でも同様で、特に $\sqrt{t}$ 法による圧密係数は供試体厚さとともに増加する傾向が顕著で、 $\log t$ 法ではその差は少なくなる。

$\sqrt{t}$ 目盛の時間～沈下量曲線および $\sqrt{t}$ 法より求めた t_{90} を図2・36に示し、 $\log t$ 目盛の時間～沈下量曲線および t_{100} を図2・37に示す。

t_{90} の値は層厚によらず、ほぼ一定値となり、 t_{100} は層厚とともに大きくなる一般的な傾向を示した。

そこで、相似則を検証する式³⁸⁾

$$\frac{C_{vm}}{C_v} = \left(\frac{h_m}{h} \right)^{2-j} \quad (2.26)$$

ここに、 C_{vm} 、 C_v ：圧密試験（モデルテスト）および原位置での圧密係数
 h_m 、 h ：圧密試験および原位置の層厚

により、供試体厚さの違いによる圧密係数を検討する。

係数 j が2のとき、層厚2乗則が成り立つ。本試験では $\sqrt{t}$ 法による圧密係数では平均で0.4と極端に小さな値となり、 $\log t$ では1.4となり、泥炭で求められたMacFarlane⁴³⁾の1.5、栗原³⁸⁾の1.2～1.6と近似した値となった。

供試体厚が薄くなると $\sqrt{t}$ 法の初期の直線であるべき部分が曲線になると言われており¹⁷⁾、また、及川⁷⁷⁾は圧密沈下量を1秒単位で測定し、圧密圧力の小さい範囲では、現行の最初の測定時間である6秒以前に $\sqrt{t}$ 法の直線部分が現れることを示している。

図2・36、図2・37の場合の157kPaの載荷前の供試体厚さは、初期高さ2cmの試験で0.732cm、4cmで1.435cmである。そのため、供試体厚さの小さい試験では $\sqrt{t}$ 法の直線部分が最初の沈下量測定前に出現していたとも考えられ、 t_{90} を大

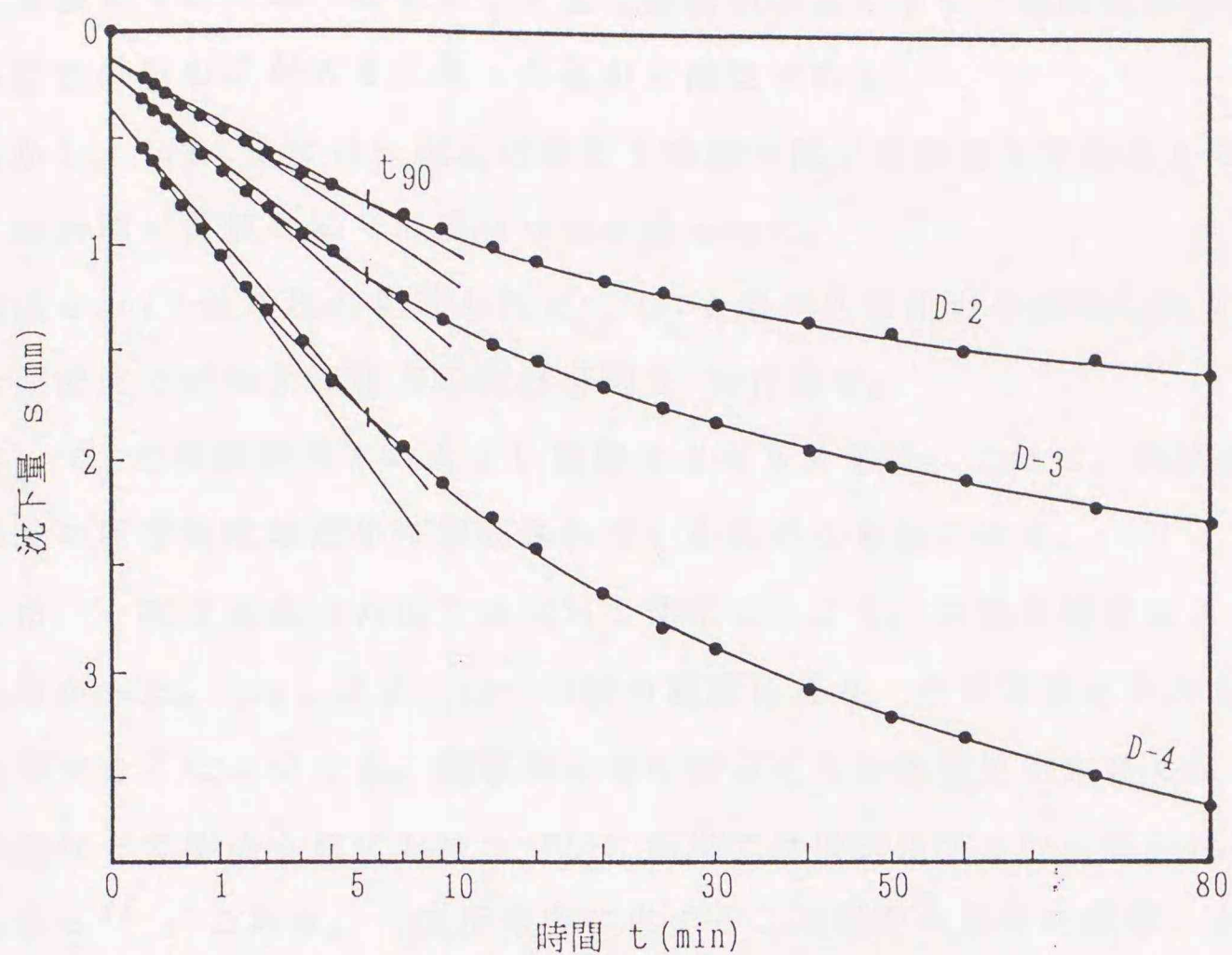


図 2・36 供試体厚さを変えたD試験の時間～沈下量曲線 ($\sqrt{t}$ 目盛)

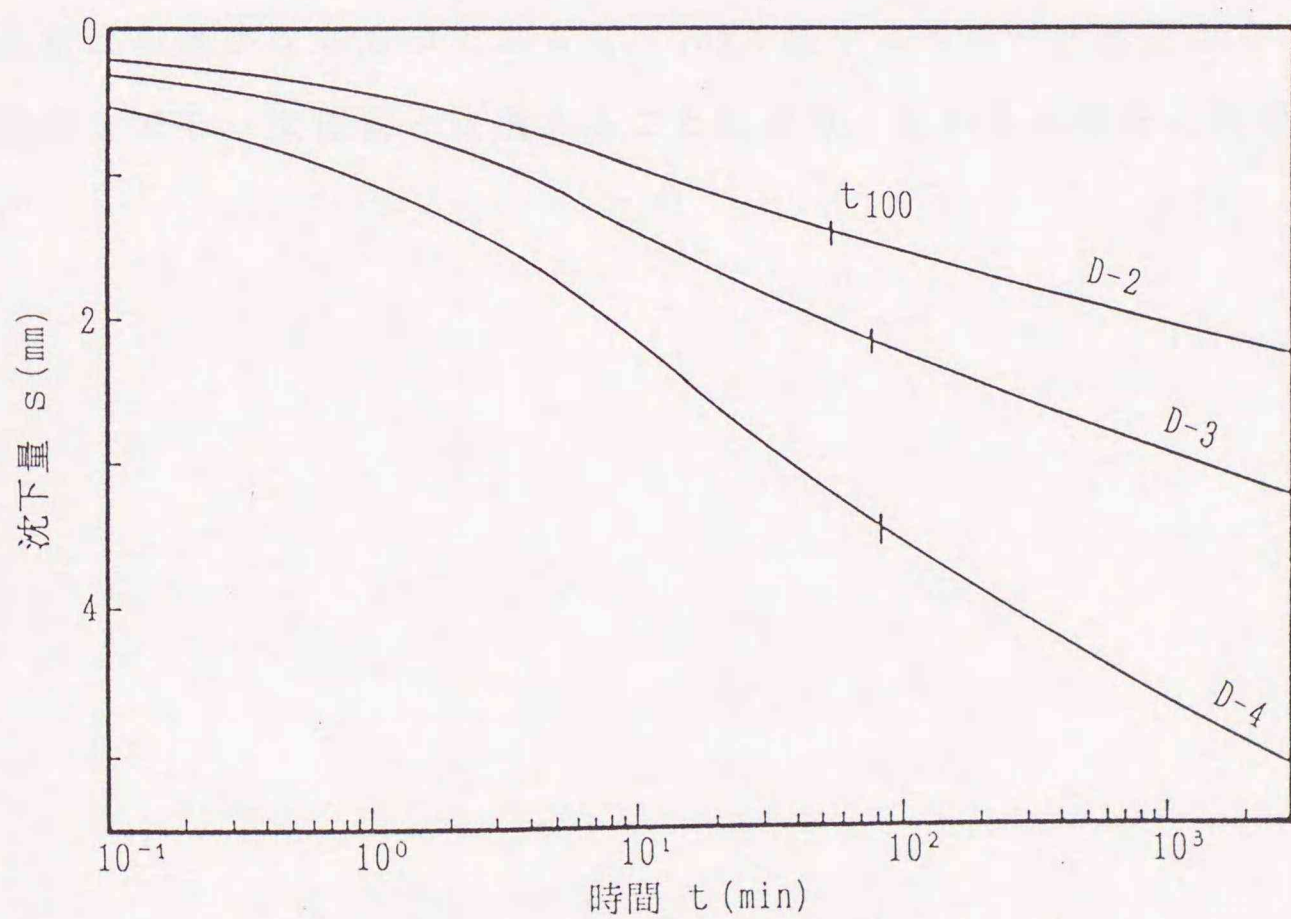


図 2・37 供試体厚さを変えたD試験の時間～沈下量曲線 ($\log t$ 目盛)

きく見積もったため、結果として圧密係数が小さくなり、供試体厚さの違いによる圧密係数の差が大きくなったものと推定される。

しかし、 $\log t$ 法では一次圧密領域を時間～沈下量曲線の変曲点までとするため、相似則の係数としても妥当な値が得られた。

$\sqrt{t}$ 法と $\log t$ 法の圧密係数の比 C_{VR}/C_{VL} と平均圧密圧力の関係を図 2・38に、一次圧密比と平均圧密圧力の関係を図 2・39に示す。

C_{VR}/C_{VL} は供試体厚さの大きい試験ほど大きくなる。これは、供試体の薄い試験の圧密係数が過小に評価されているためとも思われる。

また、一次圧密比は $\sqrt{t}$ 法では30%と非常に小さく、供試体厚さによる差はみられなかった。 $\log t$ 法では60～80%の範囲にあり、供試体厚さとともに一次圧密比が大きくなっていく。層厚が大きくなると一次圧密比が大きくなるのは模型実験などで認められており^{3, 12)}、泥炭では供試体厚さの逆数に比例する報告がある³⁵⁾。これは、一次圧密中に生ずる二次圧密の割合が層厚とともに大きくなるためである。

それゆえ、 $\sqrt{t}$ 法では圧密の初期の部分のみを対象に圧密係数を求めるため、一次圧密比の差がないものであって、 $\log t$ 法のように一次圧密から二次圧密への変曲点までを一次圧密と定義することにより、これらの報告と同様の結果を得た。

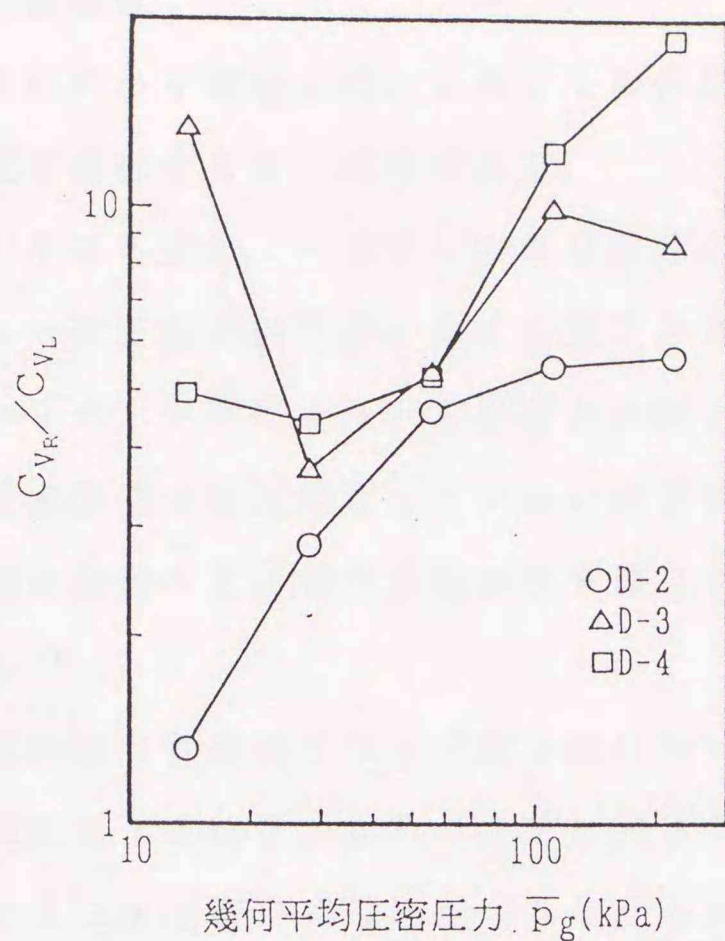


図2・38 供試体厚さを変えたD試験の
 C_{VR}/C_{VL} ~ 平均圧密圧力の関係

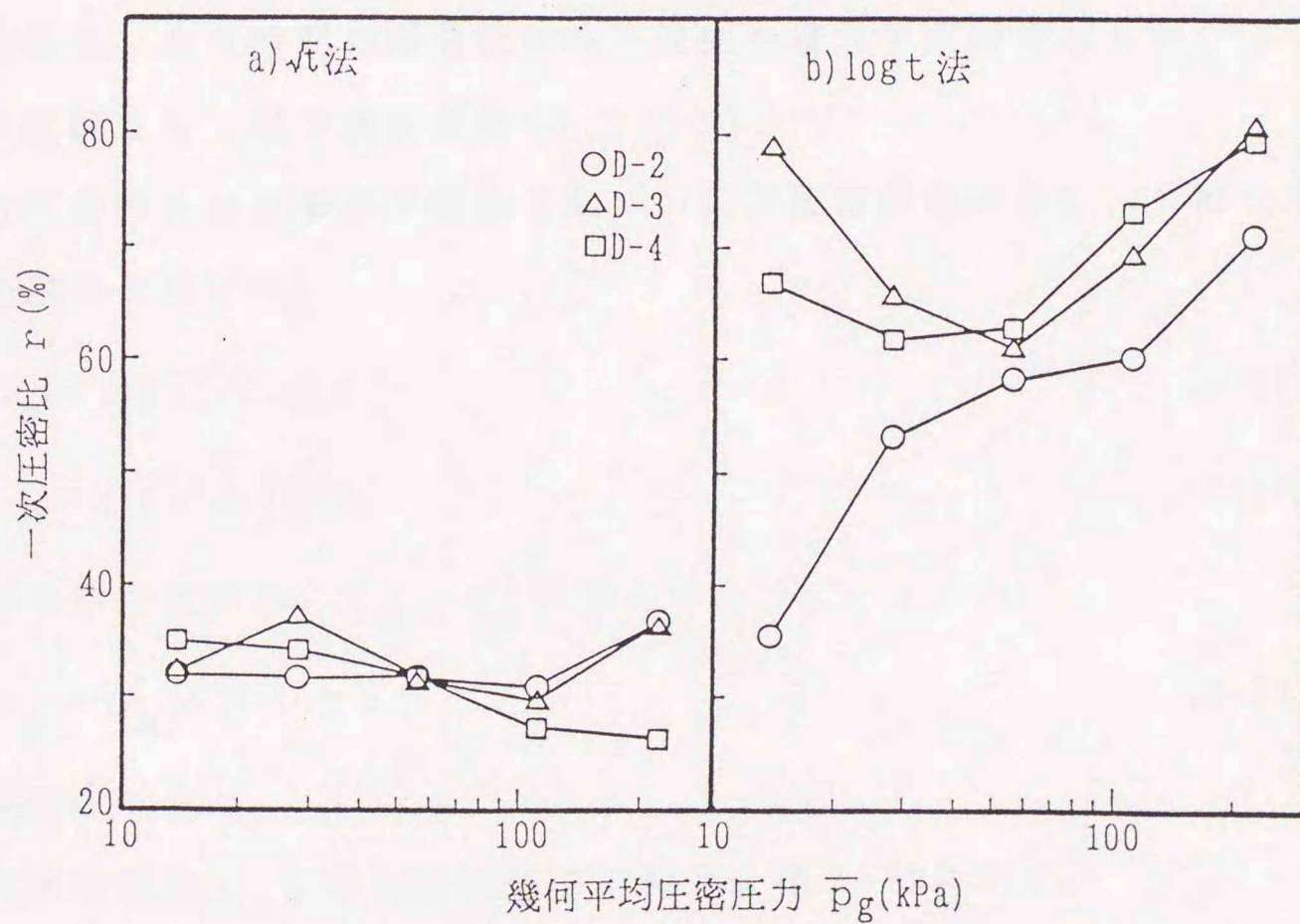


図2・39 供試体厚さを変えたD試験の一次圧密比~平均圧密圧力の関係

2・3・5 二次圧密係数

二次圧密は一次圧密の終わり頃から認められる土の骨組の圧縮クリープにより生じ、ごく遅い速度で進行する沈下現象である。

二次圧密は一次圧密中にも生じ、一次圧密の後半部分の性状にいくらか影響を与えるが、一般には一次圧密の終了後に生ずる沈下とされており、時間～沈下量曲線のカーブフィッティングにより一次圧密と分離される。この二次圧密はTerzaghiや三笠の圧密理論では対象としていない沈下現象であり、そのため、圧密試験の結果を現場の問題へと外挿する相似則を確立するための最も大きな障害となるものである¹⁹⁾。

特に、泥炭では二次圧密は骨組のクリープ沈下のほかに、泥炭を構成する植物の残遺体の圧縮や破断による沈下が加わり非常に大きなものとなる。そのため、泥炭の圧密解析では二次圧密の項を別個にもうける例が多い。

二次圧密沈下の形状は、双曲線の形状で進行し、時間が ∞ となると一定値に収束するとの考え方もあるが⁷⁴⁾、多くは時間の対数に比例して沈下が進むとされている。泥炭では、 $S \sim \log t$ 関係が二次圧密領域で必ずしも直線とさえない場合もあり、ある時間の経過後に沈下速度が増大する例もあるが²⁵⁾、取扱い易さより直線として扱う場合が多い。

二次圧密の大きさを表す指標として、二次圧密係数があり、公称ひずみあるいは間隙比を用いて、

$$C_{\alpha} = \Delta e / \Delta \log t \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_{\alpha} = \Delta \bar{\varepsilon} / \Delta \log t \quad (2.28)$$

のいずれかで表され、 C_{α} 、 ε_{α} の間には

$$\varepsilon_{\alpha} = C_{\alpha} / (1 + e) \quad (2.29)$$

の関係が成り立つ。

二次圧密係数 ε_{α} と平均圧密圧力の関係を図2・40に示す。

$\varepsilon_{\alpha} \sim \log \bar{p}_g$ の関係は、圧密圧力の低い範囲では ε_{α} は $\bar{p}_g$ に比例して増大するが、ある圧密圧力以降一定値となる⁴⁵⁾、折れ線となって増加割合は減少するが、圧密圧力とともに増加する⁵⁴⁾、ピークを示しその後減少する¹²⁴⁾など種々

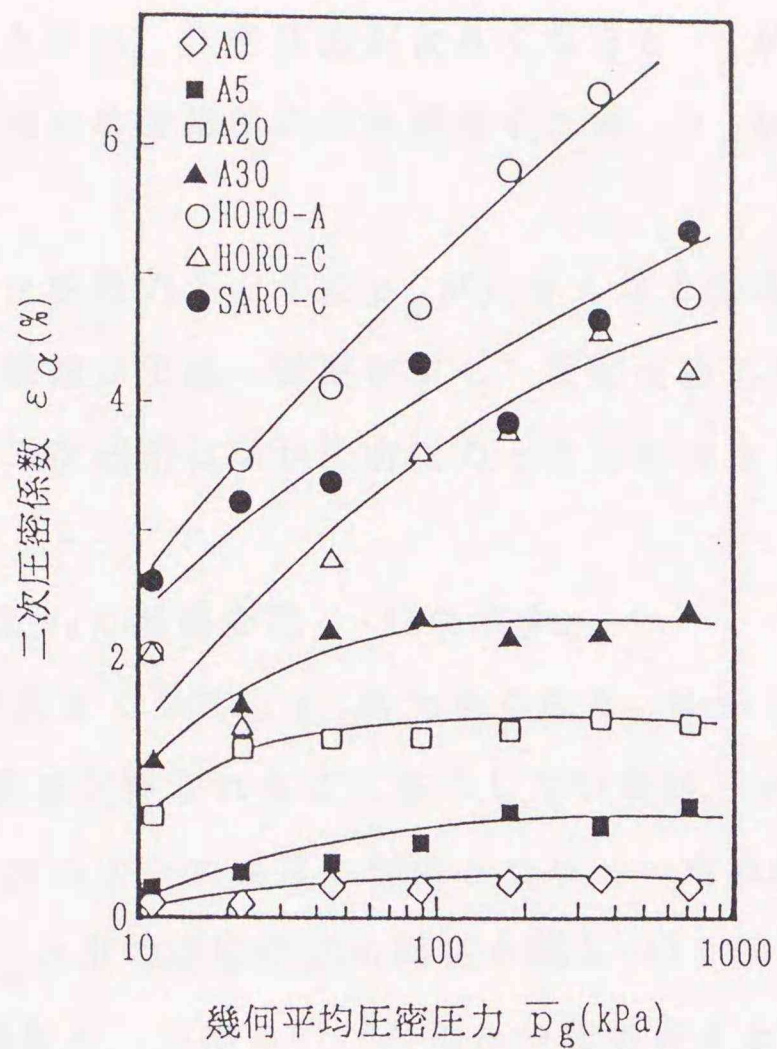


図 2・40 二次圧密係数 ε_α ~ 平均圧密圧力 の関係

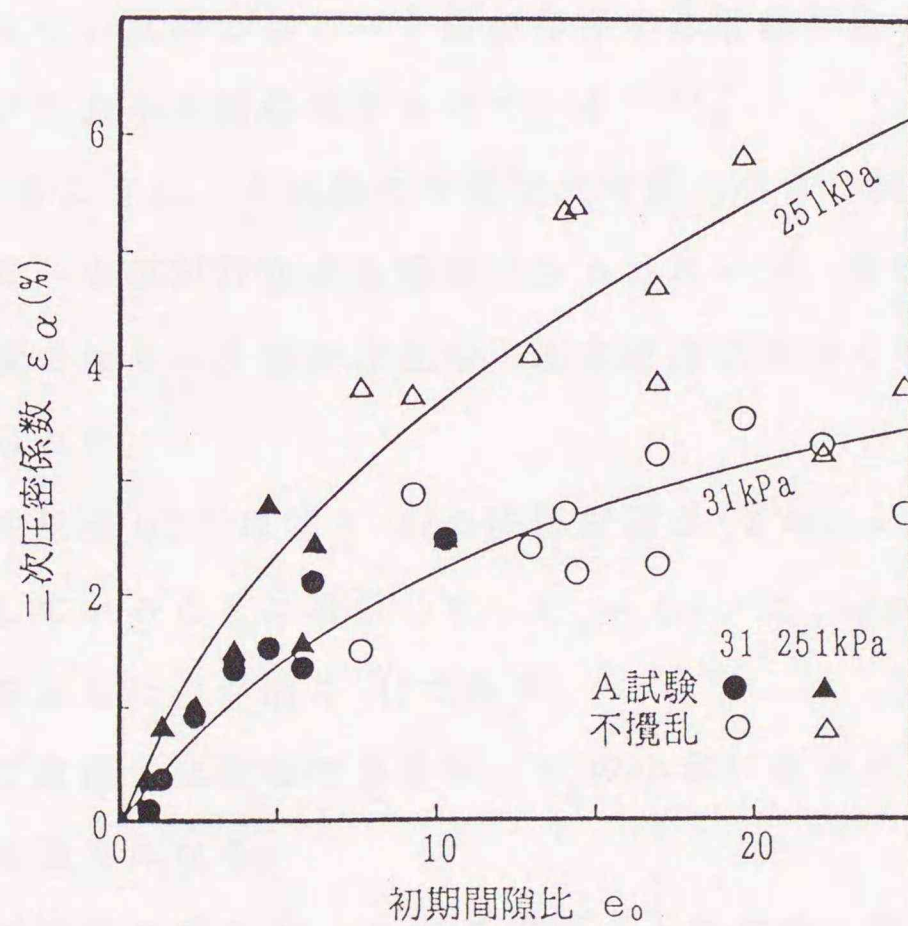


図 2・41 二次圧密係数 ε_α ~ 初期間隙比 の関係

の形態が報告され、結論づけるには至っていない^{48, 119)}。

A試験の練返し土では、圧密圧力が大きくなると ε_α が一定となる傾向にあるが、練返し土では土の骨格構造が未発達のため、 ε_α が一定になるとされている^{3, 119)}。

一方、泥炭では圧密圧力とともに ε_α が大きくなる傾向にあった。これは、二次圧密中に植物繊維の圧縮・破断が生じ、圧密圧力が大きくなると、さらに圧縮されるため、二次圧密係数が圧密圧力とともに大きくなったものと考えられる。

ε_α と初期間隙比 e_0 の関係を図2・41に示す。

初期間隙比 e_0 が大きくなると ε_α も大きくなる。Mesri⁴⁸⁾は、 $\log w_0 \sim \log \varepsilon_\alpha$ の関係ではほぼ直線が得られることを示しているが、 ε_α は圧密圧力により異なるため、圧密圧力ごとに異なる関係となり、一定の傾向は得られなかった。

二次圧密係数 C_α と平均圧密圧力の関係を図2・42に示す。

$C_\alpha \sim \log \bar{p}_g$ の関係を、安川ら¹²⁴⁾が種々の報告をまとめた結果によると、 C_α も ε_α と同様で、圧密圧力が大きくなると、小さくなる、一定、ピーク値が存在する、大きくなるなどと種々の形態があることが示されている。

しかし、乱さない試料ではピーク値が存在する場合が多く、ピーク時の圧密圧力は圧密降伏応力の2倍程度とされている¹²⁴⁾。

図2・42にみるように、A試験の有機物含有量の小さい試料では C_α の値も小さく、明瞭なピーク値が存在する傾向はみられないが、有機物含有量の多い試料や不攪乱泥炭ではピーク値が存在し、圧密圧力が大きくなると C_α が小さくなる傾向がみられた。

Mesriら⁴⁹⁾や松尾ら⁴⁵⁾は図2・42の関係が図2・2の $\Delta e / \Delta \log p \sim \log \bar{p}_g$ の关系到類似していることに着目して、 $C_\alpha \sim \Delta e / \Delta \log p$ (C_c とする)を求めた。これを示したのが図2・43である。

かなりの幅で直線には近似できるが、 C_c の小さい部分と大きい部分では直線の傾きが異なるようになる。

そこで、この直線の傾き C_α / C_c をを試料ごとに求め、初期間隙比 e_0 との関係を示したのが図2・44である。

C_α / C_c は初期間隙比が10程度までは、 e_0 とともに増大するが、 e_0 が10以

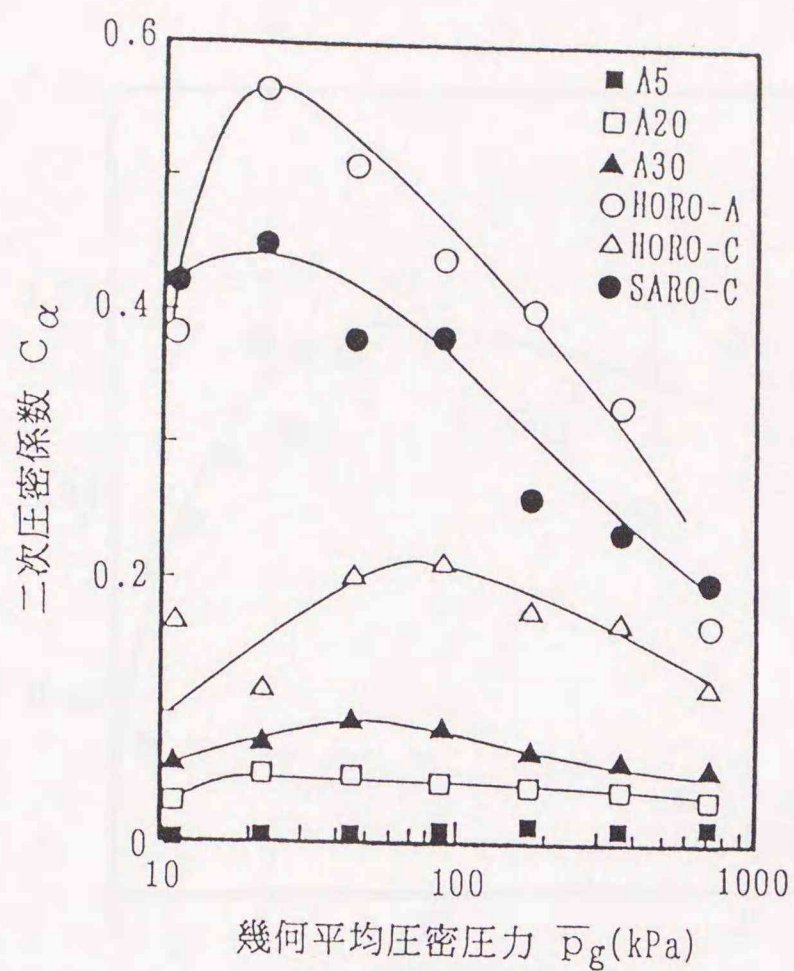


図 2・42 二次圧密係数 C_α ~ 平均圧密圧力 の関係

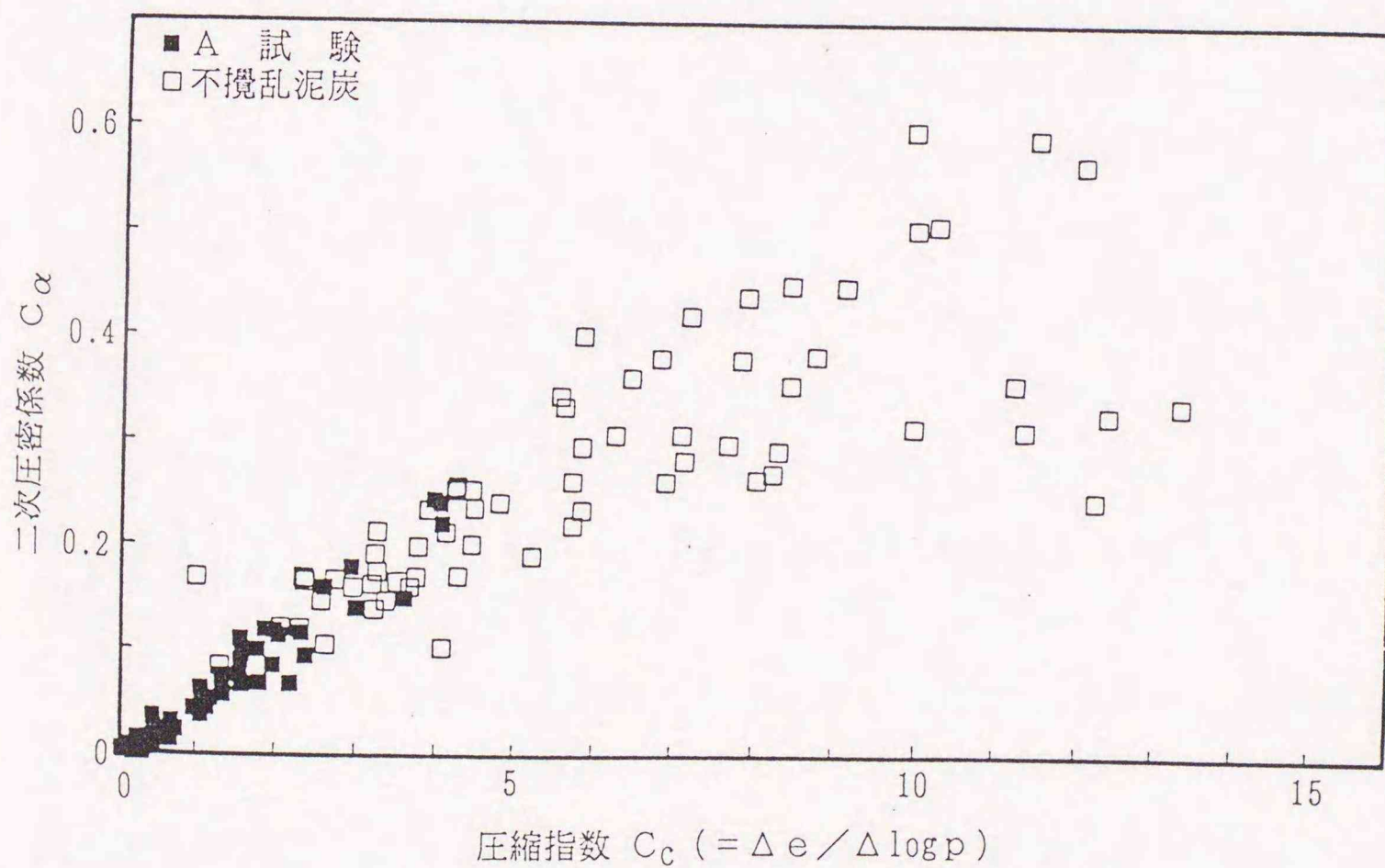


図 2・43 二次圧密係数 C_α ~ 圧縮指数 の関係

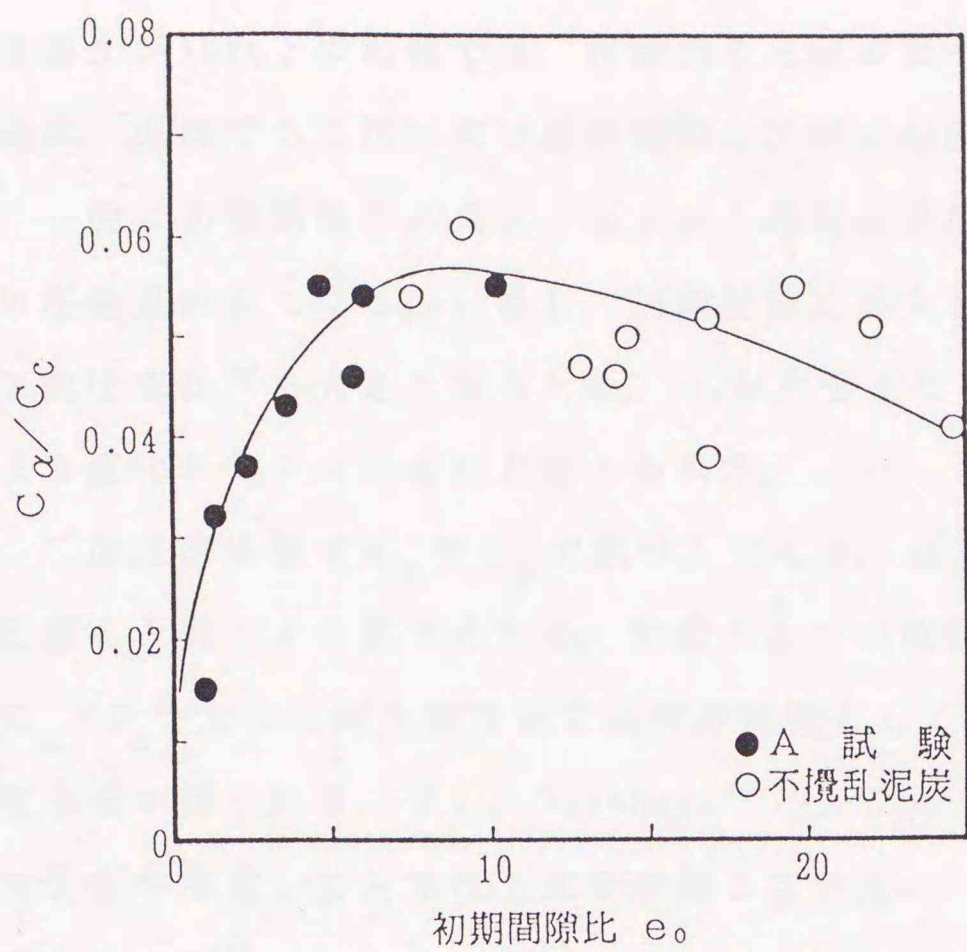


図 2.44 $C_\alpha/C_c \sim$ 初期間隙比の関係

上になると一定、もしくは減少する傾向にある。これは、粘土から泥炭に移る過程の初期間隙比が10以下の範囲では、有機物の圧縮のため、 C_α/C_c は大きくなる。同様に、泥炭でも二次圧密は植物繊維の圧縮に起因するものが主たる要因となり、一般に初期間隙比が大きくなると、泥炭は分解の少ない繊維質を多く含むため圧縮量が多くなる。しかし、初期間隙比が大きくなると一次圧密に含まれる二次圧密沈下も大きくなるため、 e_0 が大きくなっても C_α/C_c が相対的にあまり変化がなかったものと考えられる。

それゆえ、二次圧密係数は ε_α や C_α で表示したとき、圧密圧力により変化し、変化の形態も土質により異なるため、定数としての取扱いが困難である。

そこで、 C_α/C_c を土の二次圧密を示す固有の定数としてみると、泥炭ではほぼ0.05程度の値が得られる。また、Yasuhara¹²¹⁾も C_α/C_c をパラメーターとして、二次圧密を考慮した圧密沈下式を誘導している。

1) 荷重増分比の影響

これまでの研究によると、泥炭では二次圧密係数が荷重増分比が大きくなると小さくなる場合⁷⁴⁾、変化しない場合^{45, 122)}などの例があるが、粘土も含めて、多くの場合で二次圧密係数には荷重増分比の影響がない傾向が多い¹²⁴⁾。

荷重増分比の異なるB試験の平均圧密圧力と二次圧密係数 C_α の関係を図2・45に、 C_α と C_c の関係を図2・46に示す。

データのばらつきもあるが荷重増分比が5.3以下(B-3)の試験ではその差はあまりないが、それ以上のB-2(荷重増分比15)、B-1(256)では二次圧密係数が小さくなる傾向にある。 $C_c \sim C_\alpha$ の関係で整理した場合も同様であり、荷重増分比が大きくなると、その傾きである C_α/C_c が小さくなり、荷重増分比の影響がみられた。

圧密試験における荷重増分比は、荷重増分比の増加とともに、圧密係数が大きくなり、また、二次圧密係数は小さくなり、圧密速度を支配する定数にはその影響がみられた。すなわち、荷重増分比が大きくなると、一次圧密領域の沈下速度は速くなるが、逆に、二次圧密の進行は遅くなる。それゆえ、これらの影響が相殺されて、 $e \sim \log p$ 曲線や体積圧縮係数などの沈下量の算定に用いる圧密定数には荷重増分比による差がみられなかったものである。

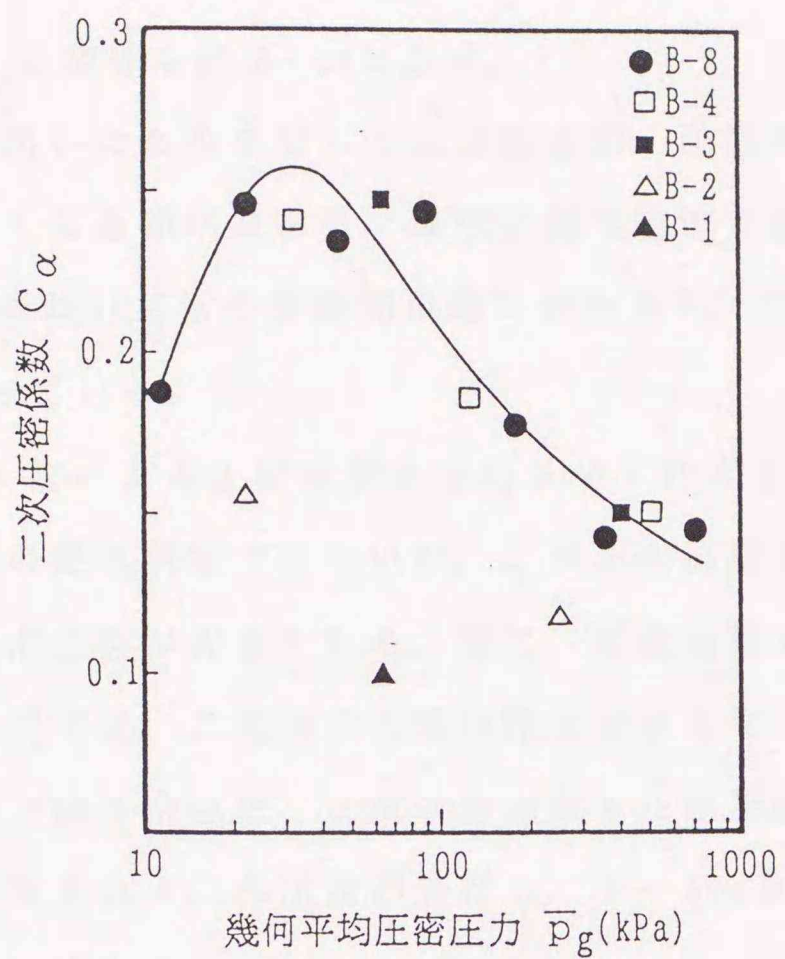


図2・45 荷重増分比の異なるB試験の
 $C_\alpha \sim$ 平均圧密圧力の関係

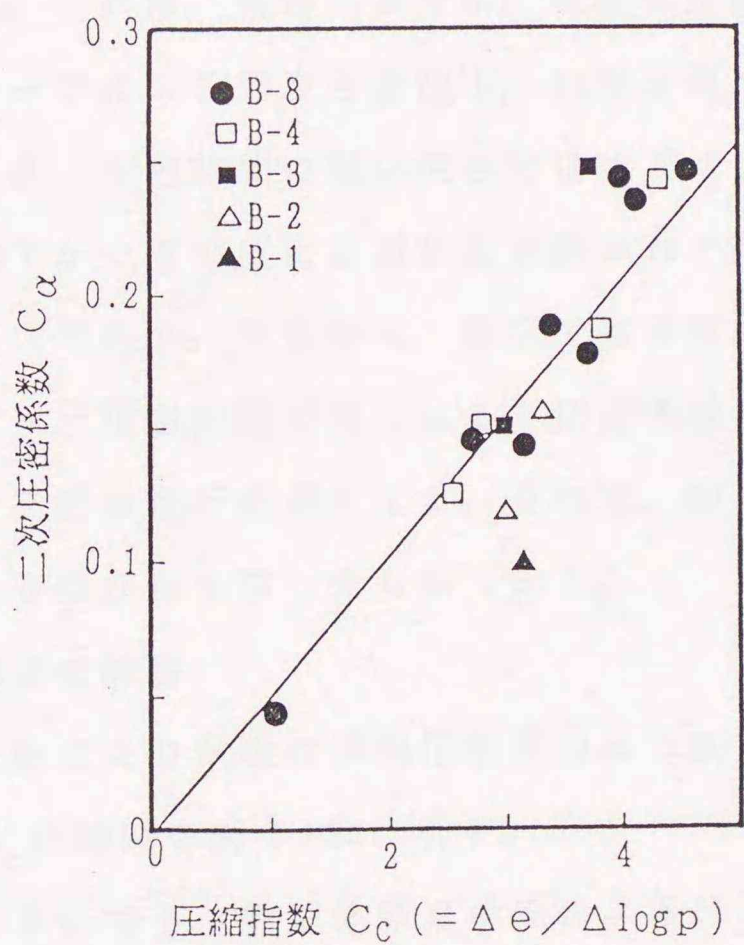


図2・46 荷重増分比の異なるB試験の
 $C_\alpha \sim$ 圧縮指数の関係

2) 圧密時間の影響

圧密時間を変えたC試験の平均圧密圧力と二次圧密係数 C_α の関係を図2・47に、 C_α と C_c の関係を図2・48に示す。

不攪乱泥炭を用いたためのばらつきはあるが、圧密時間が長くなると、二次圧密係数が小さくなる傾向にあり、厚別泥炭で明瞭な違いがみられた。また、 $C_\alpha \sim C_c$ の関係においても圧密時間の違いがみられ、圧密時間の短い試験の C_α が大きくなっている。

これを、 $\log t$ 法による圧密係数と対比させてみると、厚別泥炭では圧密時間による圧密係数の差は明瞭ではないが、二次圧密係数でみると、圧密時間の短い試験の二次圧密係数が大きくなる。逆に、圧密係数で圧密時間による影響がみられた幌延泥炭では、二次圧密係数の差は小さくなっている。

一般に粘性土では圧密係数、二次圧密係数も圧密時間に影響されないため、圧密時間が長くなるほど二次圧密が進行し、 $e \sim \log p$ 曲線で圧密時間の長い試験の間隙比が小さくなる。

しかし、泥炭では図2・11に示したように $\varepsilon \sim \log p$ 曲線に圧密時間の影響がみられなかった。これは、前述のように、泥炭の圧密沈下を、1)一次圧密、2)骨格構造のクリープによる二次圧密沈下、3)泥炭繊維の圧縮、破断による圧密に分けて考えとき、圧密時間の短い試験では沈下は1)、2)によるものが主となり、3)による沈下がつぎの圧密圧力に引き継がれて行くため、二次圧密速度が大きくなったものである。それゆえ、泥炭では繊維の圧縮や破断による沈下が大きな要因となり、圧密時間が長くなると圧密係数もしくは二次圧密係数が小さくなるため、圧密の進行が遅くなる。それで、粘性土と異なり $e \sim \log p$ 曲線に圧密時間による差がなくなったものである。

3) 供試体厚さの影響

供試体厚さを変えたD試験の平均圧密圧力と二次圧密係数 C_α の関係を図2・49に、 C_α と C_c の関係を図2・50に示す。

いずれの図においても、供試体厚さの差による二次圧密係数の差はみられなかった。これは、練返した粘土³⁾や泥炭⁴³⁾でも同様な報告がある。

それゆえ、供試体厚さが2~4cmまでの試験ではあるが、図2・12にみられるように、 $\varepsilon \sim \log p$ 関係に供試体厚さの差がみられなかったのは、層厚が大きくな

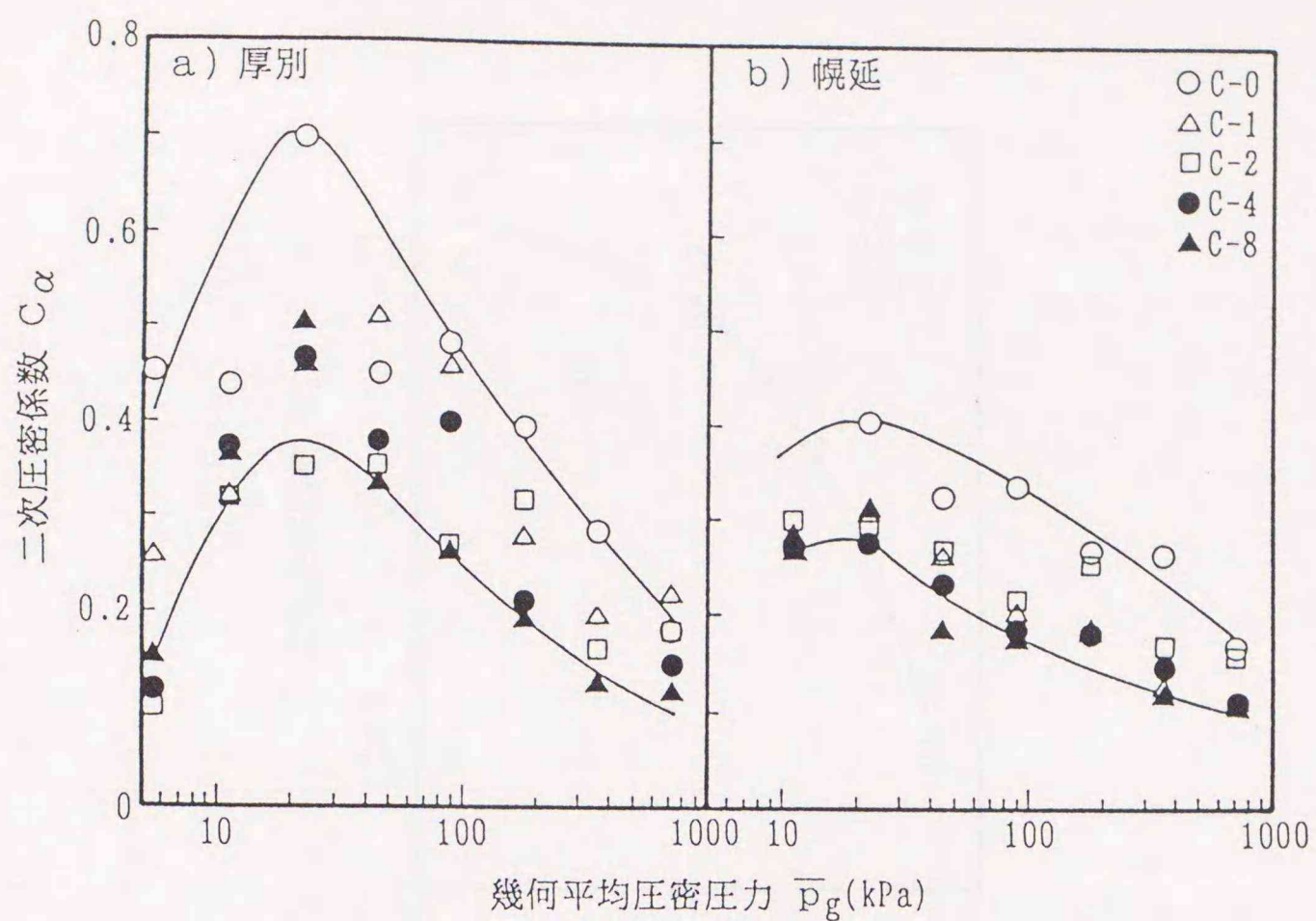


図2・47 圧密時間を変えたC試験の C_α ～平均圧密圧力の関係

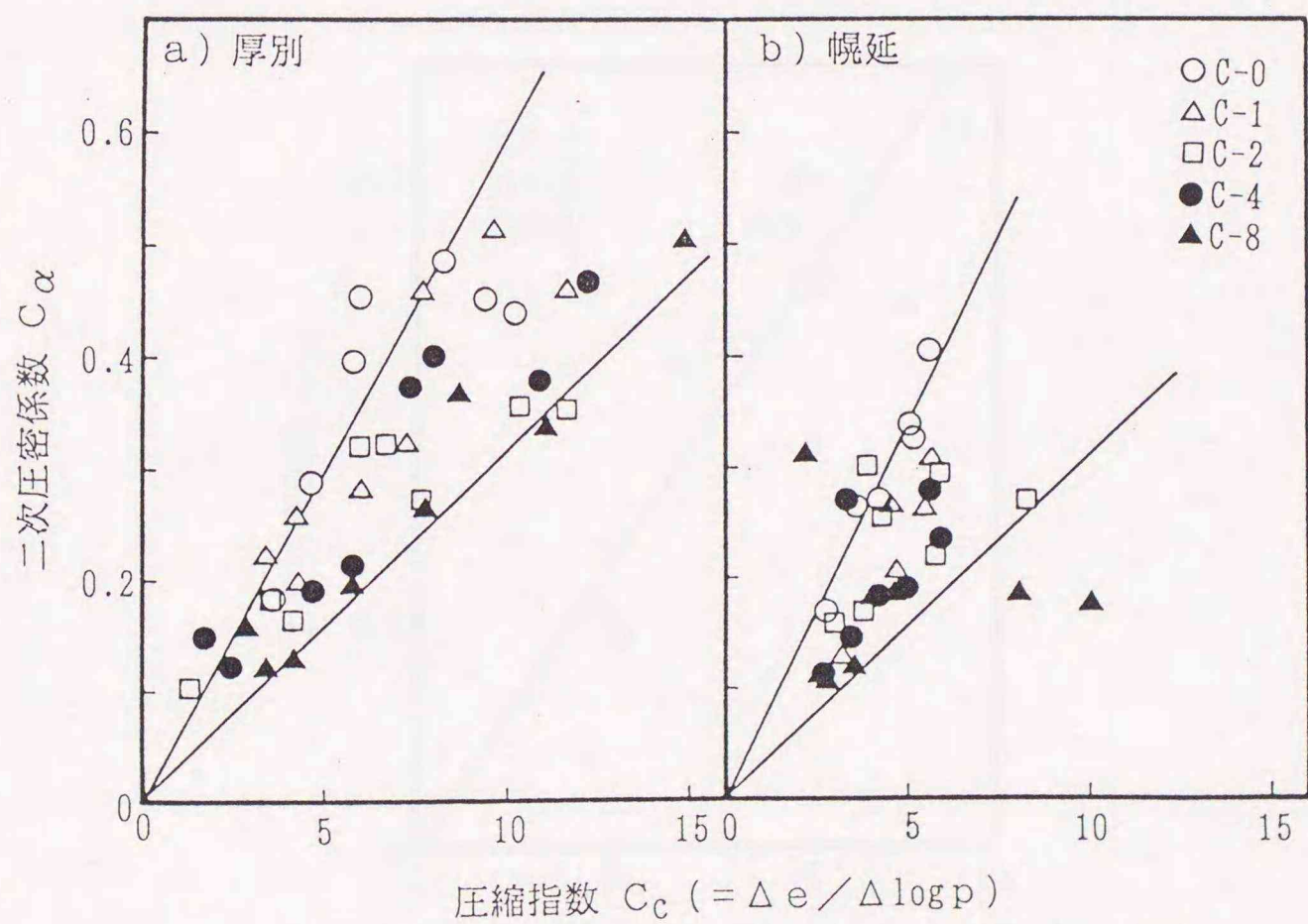


図2・48 圧密時間を変えたC試験の C_α ～圧縮指数の関係

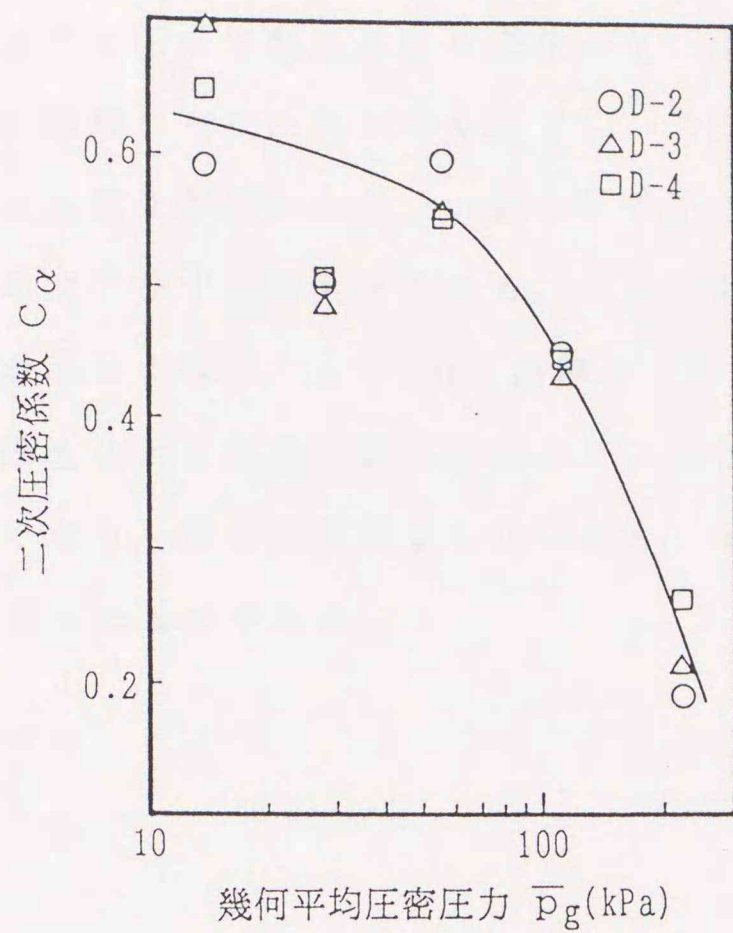


図2・49 供試体厚さを変えたD試験の
 $C_\alpha \sim$ 平均圧密圧力の関係

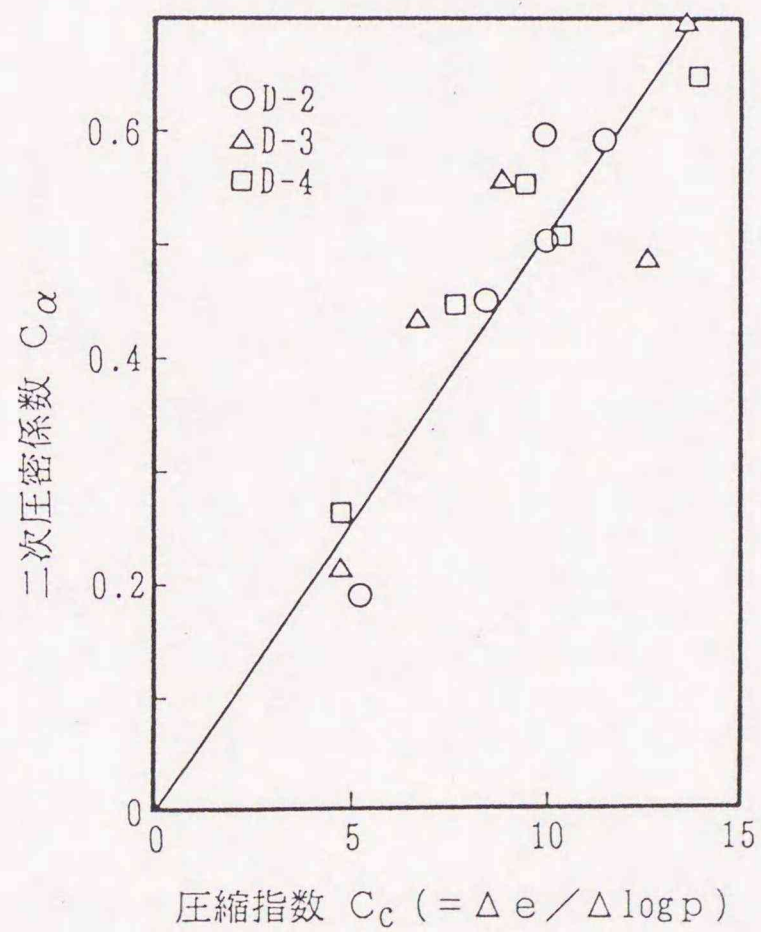


図2・50 供試体厚さを変えたD試験の
 $C_\alpha \sim$ 圧縮指数の関係

ることにより、圧密係数が大きくなり、一次圧密が速く進行することによる。

一般の粘性土のように圧密係数にあまり変化のない土では、層厚 2 乗則により供試体厚の小さい試験の一次圧密が早く終了し、二次圧密領域に入る。二次圧密係数も層厚による変化がないため、供試体厚の小さい試料の二次圧密時間が長くなり、全体の沈下ひずみも大きくなる。その結果として、供試体厚の小さい試料の間隙比が小さくなり、 $e \sim \log p$ 曲線が下にくる。

泥炭では供試体厚さによる圧密係数の差により、厚さの小さいものの一次圧密の終了時間が遅くなり、相似則が成立しないため、 $\varepsilon \sim \log p$ 関係が供試体厚さによらず一定となったものである。

2・4 まとめ

泥炭に粘土を混合した有機質土や練返した泥炭および不攪乱の泥炭を用いて、載荷条件や供試体厚さを変えて行った実験結果より、泥炭の圧密特性が一般の粘性土とかなり異なることを示した。

これらの結果から、泥炭の圧密挙動の特殊性と圧密定数の決定法についてみるとつぎのようになる。

1) 泥炭の $e \sim \log p$ 曲線が正規圧密部分で直線とならないことは、よく知られた事実である。そのため、 $\log f \sim \log p$ 曲線、 $\varepsilon \sim \log p$ 曲線より、圧縮指数に相当する値を求めることが提案されている。しかし、これらの関係においても、正規圧密部分を直線で表現することができなかった。そのため、泥炭では圧縮指数は圧密圧力により変化するものとして、 $\Delta \log f / \Delta \log p \sim$ 幾何平均圧密圧力 $\bar{p}_g$ の関係を求め、(2・9)式を用いて沈下量を推定することが適当と思われる。

2) 泥炭地盤の最終沈下量を予測するとき、 e 法、 C_c 法、 m_v 法など用いる式により計算値が異なるとされている。いま、体積圧縮係数についてみると間隙水圧の消散による Terzaghi の圧密理論と現行のひずみによる圧密理論において、体積圧縮係数の定義が異なるにも拘らず、同一の沈下式が用いられていることに起因すると思われる。そのため、現行の試験法の平均ひずみを対数ひずみ ε に置き換え、 $\varepsilon \sim$ 算術平均圧密圧力 $\bar{p}_a$ の関係を求め、圧密前後の圧密圧力の点を結んだ勾配を体積圧縮係数と定義して、(2・21)式により沈下量を求めることにより、他の計算式により求められる沈下量と一致させることが可能である。

また、時間～沈下量関係の予測に用いる体積圧縮係数は、圧密試験により求められた値に、一次圧密比を乗じたものが適当であろう。

3) 現行の圧密係数を求める手法は、粘土のように沈下量、特に二次圧密沈下が小さい場合を想定したものであり、同様の方法を泥炭に適用すると種々の矛盾が生ずる。また、泥炭の沈下予測は一次圧密と二次圧密を分離して、重ね合わせる手法がとられる。そのため、圧密係数は一次圧密領域の値を採用すべきであり、圧密係数を求める供試体高さは圧密前の高さを用いるとよい。

圧密係数を求める手法のうち $\sqrt{t}$ 法は実測曲線の一次圧密領域の途中で圧密が収束する。 $\log t$ 法は一次圧密領域の全体の大まかな形状を示すことができ、また、 $\log t$ 法による一次圧密比は、初期間隙比によらず70%程度の値を示し、二次圧密部分を分離して沈下予測をする場合は、 $\log t$ 法による圧密係数が適当と思われる。

- 4) 二次圧密係数は $\varepsilon_\alpha \sim$ 平均圧密圧力 $\bar{p}_g$ の関係では、圧密圧力の増加とともに ε_α は増大し、 $C_\alpha \sim$ 平均圧密圧力 $\bar{p}_g$ の関係では、ピークを有し、圧密圧力の増加に従い、 C_α は減少する。

二次圧密を表す指標として C_α/C_c をとり、初期間隙比との関係をみると、 C_α/C_c は e_0 に比例して増加するが、初期間隙比10程度をピークとして、 C_α/C_c が減少する傾向を示す。

つぎに、試験条件の圧密諸定数への影響をまとめると、つぎのようになる。

- 1) 荷重増分比を変えた試験では、 $e \sim \log p$ 曲線是一本の線となり、粘土と異なり、荷重増分比の影響はみられなかった。しかし、荷重増分比の増加とともに、圧密係数や一次圧密比が大きくなり、二次圧密係数が小さくなるなどの圧密速度を支配する定数にはその影響がみられた。
- 2) 圧密時間を変えた試験では、 $e \sim \log p$ 曲線是一本の線となり、圧密時間の影響はみられなかった。一般に粘土では圧密係数、二次圧密係数も載荷時間に影響されないため、圧密時間が長くなるほど二次圧密が進行し、 $e \sim \log p$ 曲線で圧密時間の長い試験の間隙比が小さくなる。

泥炭では圧密時間が長くなると圧密係数もしくは二次圧密係数が小さくなるため、 $\varepsilon \sim \log p$ 曲線に載荷時間の影響がみられなかった。これは、圧密時間の短い試験では沈下は一次圧密や骨格構造のクリープ沈下によるものが主となり、泥炭繊維の圧縮、破断による沈下がつぎの圧密圧力に引き継がれて行くため、二次圧密速度が大きくなったものである。

- 3) 供試体厚さを2~4cmまで変えた試験では、 $e \sim \log p$ 曲線に差はなかった。これは、二次圧密係数は変わらないが、層厚が大きくなることにより、圧密係数が大きくなり、一次圧密が速く進行する。そのため、相似則が成立しなくなり、 $\varepsilon \sim \log p$ 関係に供試体厚さの影響がみられなかった。

第 3 章

泥炭の構成植物と物理的特性・圧縮特性

第3章 泥炭の構成植物と物理的特性・圧縮特性

3・1 泥炭の構成植物とその特徴

泥炭は植物の残遺体が未分解のまま堆積したものであり、その工学的性質は主に、強熱減量で示される有機物含有量と構成植物や分解度などで示される有機物の形態に支配されている。

一般に、泥炭を含めて有機質土は、有機物の形態の表現が難しいこともあって、強熱減量による有機物の含有量を指標としてその性状を表すことが多い。有機物含有量のあまり多くないものでは、含まれる有機物は分解が進み、有機物の形態の違いは余りみられない。従って、その工学的性質も有機物含有量のみに支配され、土質諸定数は強熱減量との間に高い相関性を示すことが知られている。それゆえ、その有機物の量が有機質土の特性を支配する指標として有効である。

しかし、強熱減量が大きくなると、有機物の量が極めて多量であるため、その量が直接的な指標とはならず、有機物の形態の影響が卓越することになる。それゆえ、泥炭の形態の違いによる骨格構造の特異性が工学的性質を支配することになる。これは、粘土で粘土鉱物が、砂で粒子の形状や硬さが土の理工学的性質に影響を与えることと同様のことである。

泥炭の形態を示す指標として、泥炭を構成する植物の残遺体の種類やその分解度が挙げられる。梅田¹⁰⁵⁾は泥炭の構成植物や分解度を泥炭の判別・分類の指標として導入し、物理的・力学的性質がこれらに大きく影響されることを示している。

泥炭の構成植物は、その生成過程において異なる。いま、泥炭地の生成過程を模式的に考えるとつぎのようになる^{102, 107)}。

周辺の比較的浅い沼があるとき、植物の生長発達にともなって枯死した植物遺体が堆積し、水中の土砂も混じって水深を減じていく。このようにして周辺から順次陸化していき、さらに湖沼全域が植物の残遺体で生めつくされるようにしてできたのが低位泥炭地である。泥炭の植物残体はヨシ、ガマ、スゲ類、ハンノキなどが主となる。

低位泥炭地が成長して地盤が高くなると植生は変化して、ハンノキ、ヤチヤナギなどの灌木も混交するようになる。これらの枝葉も漸次堆積していくことによって下からの水分の供給が少なくなる。この時期に生成したのが中間泥炭である。植生はヌマガヤ、ワタスゲが主体で、ヤマドリゼンマイ、ヤチヤナギなども混じる

さらに地盤が高くなり、河川氾濫の影響が少なくなると鉍質養分の不足をきたし、下方からの水分供給はさらに不十分となり、植物は雨水のみに頼ることになる。このような貧栄養性の状態で育成されるのが高位泥炭である。植生はミズゴケ類を主として、それに、ホロムイスゲ、ツルコケモモなどを交えるようになる。

しかし、泥炭地のいずれもがこのように順序よく生成しているわけではなく、環境条件の変化によって逆行した発達過程を示すこともある。特に、日本の泥炭地では、その生成環境から、数種類の植物より構成されることや後背周辺地からの土砂や火山灰土の混入もあり、構成植物は複雑なものとなる。

さらに、泥炭はその生成過程において、構成植物の茎や根が、破損、切断、扁平化などによる機械的分解や化学的分解により微細化してゆき、一部は消滅してゆくものもある。そのため、分解の程度により植物残体の形状や性質が変化していく。

分解度の低い、植物繊維の形状が残存している泥炭では、構成植物の繊維の強さや植物繊維のからみあい特性などが、泥炭の間隙の構成に影響を与え、構成植物は泥炭の工学的特性を支配する因子となる。同様に、泥炭の分解の程度も、泥炭の間隙の構成などに影響を与え、泥炭の物理的・力学的性質を支配する要因となる。

そこで、構成植物の特徴をみると¹¹⁰⁾、ミズゴケ、ホロムイスゲ、ワタスゲなどは、分解するにつれ密度が減少し、分解が密度に比較的関与する素材であり、逆にヨシ、ヤマドリゼンマイ、ツルコケモモはあまり関与しないとされている。

引張り強さに対する繊維効果、すなわち、繊維自体の強さについてみると、ヨシ、ワタスゲ、ツルコケモモ、ホロムイスゲでは繊維効果は大きいですが、ミズゴケは引張り強さにあまり効果を発現しない。カラミ効果はハンノキ、ワタス

ゲ、ホロムイスゲ、ヤマドリゼンマイで大きく、ヨシやツルコケモモのように針金状や棒状の素材では少ない。

また、ハンノキのように、未分解の粗大構成物としてはカラミ効果が引張り強さに寄与するが、分解が進むとミソ状になり、その影響力がなくなるものもある。同様に、ヨシも分解により繊維効果が減少する素材である。

このように、泥炭の構成素材としての植物残遺体はその種類や分解の程度により、密度や強度に影響を与える。それゆえ、北海道の泥炭のように未分解の繊維を多く含む泥炭においては、泥炭の形態を表す構成植物の種類や分解度が泥炭の特性を表す重要な因子となる。

本研究では北海道内より採取した泥炭について、圧密試験を中心に種々の物理試験を行った。そして、これまでの多くの泥炭での報告と同様に、圧密諸定数や強熱減量、含水比などの土質定数間の相関を求め、泥炭の工学的性質と構成植物の関係を検討した。さらに、泥炭地の分類を従来の高位、中間、低位泥炭地に加えて、水分供給の状態や、陸化型・湿地化型で再分類し、これらの生成過程が泥炭の圧縮特性にどのように影響するかを調べたものである。

3・2 試験試料および試験方法

試験に用いた試料は、北海道内の23地点において表層部の泥炭をブロックサンプリングにより採取した90種の試料である。これらの試料の多くは、これまでの工学的性質の調査研究の対象となった泥炭に比べ、有機物含有量が多く、間隙比の大きいことが特徴である。

泥炭の構成植物は顕微鏡観察も含めて判定した。構成植物は泥炭の堆積過程において単一の植物からなることは稀であり、多くは数種の植物が含まれている。そのため、構成植物により泥炭の物理的・力学的性質を整理するには、その種類の多寡や含有割合の違いにより多分に困難な点を伴うが、以下では泥炭を構成する数種の植物のうち、その代表的なものをパラメータとして分類した。

試験試料を、その主たる構成植物一種をパラメータとして分類すると、ミズゴケ類16個、スゲ類40個、ヨシ9個、ツルコケモモ7個、ヌマガヤ2個、およびその他木片などを含むもの16個である。

試験は比重、含水比、密度、有機物含有量、分解度、圧密について行った。これらの試験は土質試験法などの通常の試験方法に準拠して行った。

比重試験では湿潤試料と乾燥試料を用いる方法があり、泥炭では、風乾や炉乾試料を擦りつぶして用いる方が良い結果が得られるとされている¹⁸⁾。ここでは、従来から多く用いられている自然状態の試料で試験を行った。

有機物含有量は強熱減量試験による値を用いた。

泥炭の分解度試験は機械的分解を示す水洗法により求め、そのふるい目は $105\mu\text{m}$ とした。一部の試料については、化学的分解をもとめる比色法についても行った。

圧密試験は径75mm、高さ20mmの供試体を用いた。圧密圧力は5, 10, 20, 39, 79kPaの低い圧密圧力で行い、圧密時間は各荷重24時間とした。

また、含水比および密度はこの圧密試験供試体より求めた。

これらの結果は表3・1に示すようなものである。

表3・1・a 試料の理工学的性質(1)

主 構成 植物	採取地点	比 重	強熱 減量 (%)	分解 度 (%)	初期 間隙 比	圧縮 指数	採取地点	比 重	強熱 減量 (%)	分解 度 (%)	初期 間隙 比	圧縮 指数
ス ゲ	霧多布A	2.36	30.8	44.6	21.1	11.59	霧多布B	2.14	80.2	57.0	4.0	----
	温根内A	2.15	79.2	39.0	10.4	5.47	温根内B	2.34	15.0	67.8	4.7	0.75
	温根内C	2.30	30.2	59.8	10.3	2.82	温根内D	1.81	35.0	68.6	14.0	5.44
	温根内E	1.84	58.3	74.0	16.5	5.56	サロベツA	1.71	90.3	61.6	14.4	6.77
	サロベツB	1.78	95.2	57.5	23.9	11.34	サロベツC	1.55	94.0	31.3	20.2	19.68
	サロベツD	1.54	96.6	61.6	17.0	9.64	サロベツE	1.56	96.9	81.0	20.5	10.28
	美唄中の沢A	1.69	94.5	78.4	13.7	7.53	美唄中の沢B	1.37	84.7	68.2	11.0	8.70
	石狩太美A	1.57	95.2	67.2	9.4	4.31	東米里A	1.57	97.9	59.3	13.7	6.79
	東米里B	1.60	98.2	57.7	16.9	7.12	中樹林A	1.62	97.6	55.1	16.8	8.76
	中樹林B	1.32	94.6	50.8	14.4	7.28	石狩金沢A	1.75	96.1	68.4	16.0	8.12
	石狩金沢B	1.68	96.8	83.6	16.3	7.27	石狩金沢C	1.71	96.1	83.4	18.3	7.81
	石狩金沢D	1.70	92.2	82.1	16.3	6.54	石狩金沢E	1.68	96.4	41.8	18.6	7.51
	石狩金沢F	1.64	89.7	61.0	16.3	7.20	石狩金沢G	1.69	88.2	75.6	18.0	7.64
	石狩金沢H	1.59	95.4	55.5	18.9	8.22	石狩金沢I	1.60	94.5	81.9	14.3	7.46
	石狩金沢J	1.70	93.9	54.2	20.5	9.49	越後沼A	2.46	5.0	20.3	----	----
	蕨岱A	1.59	96.6	72.1	----	----	蕨岱B	1.58	90.4	68.3	17.5	9.23
	蕨岱C	1.58	95.5	43.9	12.4	7.12	新樺A	1.58	99.0	36.4	19.7	8.98
	新樺B	1.57	99.5	32.9	15.8	7.55	クッタリ	1.65	97.8	18.3	14.3	8.47
	美唄達布	1.83	72.2	72.5	12.7	7.23	平安	1.74	75.7	71.7	14.5	7.97
	新高倉A	1.62	96.7	31.7	20.1	9.39	稔町A	1.62	82.5	66.9	15.0	8.13
ミ ズ ゴ ケ	温根内F	1.83	87.2	20.5	41.9	----	温根内G	1.82	86.7	13.4	26.6	9.94
	温根内H	2.27	23.7	59.1	5.4	0.95	サロベツF	1.83	97.5	54.6	29.9	10.61
	サロベツG	1.85	97.1	22.5	42.8	13.83	サロベツH	1.96	79.5	79.8	18.8	10.08
	サロベツI	2.10	97.5	96.5	6.3	2.93	サロベツJ	1.33	97.5	78.1	13.7	7.43
	サロベツK	2.12	93.9	71.4	19.8	10.23	サロベツL	1.75	79.5	76.8	20.7	8.13
	サロベツM	1.83	97.5	51.6	26.2	9.35	サロベツN	1.37	97.5	16.2	34.0	14.86
	サロベツO	1.41	93.9	20.3	27.8	11.65	サロベツP	1.53	84.7	76.8	15.6	7.16
	新高倉B	1.62	91.6	66.3	13.2	6.87	新湧A	1.70	75.8	64.0	13.7	6.69

表3・1・b 試料の理工学的性質(2)

主 構 成 植 物	採取地点	比 重	強熱 減量 (%)	分解 度 (%)	初期 間隙 比	圧縮 指数	採取地点	比 重	強熱 減量 (%)	分解 度 (%)	初期 間隙 比	圧縮 指数
ヨ シ	サロベツQ	2.43	19.8	82.5	7.5	2.81	サロベツR	1.58	95.0	76.7	17.1	8.32
	サロベツS	1.56	96.8	82.5	14.2	6.93	越後沼B	1.72	81.4	40.3	17.3	9.29
	美原	1.79	65.9	74.6	15.6	8.73	豊正	1.72	71.2	72.9	10.4	5.42
	新湧B	1.69	74.8	53.0	12.9	7.20	長沼A	1.72	81.3	74.7	10.0	3.72
	長沼B	1.61	91.5	43.3	15.0	8.51						
ツル コケ モモ	中樹林C	1.54	90.8	33.0	19.3	9.49	中樹林D	1.33	89.1	30.5	18.3	8.31
	中樹林E	1.26	94.4	51.4	14.3	7.65	中樹林F	1.41	80.1	71.2	13.0	6.08
	豊幌A	1.50	96.7	26.9	14.0	6.93	豊幌B	1.59	98.4	19.1	16.7	8.36
	稔町B	1.61	91.5	54.8	15.9	9.40						
ヌマ ガヤ	美唄中の沢C	1.72	97.3	57.6	18.3	10.64	サロベツT	1.52	96.4	47.6	15.1	8.02
そ の 他	霧多布C	2.24	30.0	69.0	11.5	4.50	霧多布D	2.07	40.3	28.0	3.9	1.26
	霧多布E	2.00	45.1	86.6	8.0	2.96	中樹林G	1.31	94.9	32.5	12.3	6.61
	中樹林H	1.83	94.2	48.0	24.0	10.63	石狩金沢K	1.51	95.7	46.1	17.8	8.31
	石狩金沢L	2.05	92.1	42.3	22.8	9.17	石狩金沢M	1.13	95.2	35.5	12.1	6.32
	サロベツU	1.82	91.4	64.7	16.9	8.96	美唄中の沢D	1.51	97.2	58.5	19.1	9.45
	美唄中の沢E	1.51	97.4	54.5	19.9	10.21	西原A	1.77	82.1	58.4	----	----
	西原B	1.90	61.5	69.6	11.3	5.69	西原C	1.80	72.4	64.3	16.5	7.44
	親子沼A	1.80	63.9	83.6	15.0	8.07	親子沼B	1.94	48.8	76.9	11.4	5.79

3・3 泥炭の構成植物と物理的特性の指標

3・3・1 強熱減量

泥炭の固体部分は鉱質土と分解過程にある植物の残遺体よりなっている。それらは工学的に異なった性質を有するため、有機物含有量をパラメータとして、有機質土の特性を論ずることが多い。

有機物含有量の測定には重クロム酸法や強熱減量法などが用いられる。低有機質土では重クロム酸法が利用されている。これは、強熱減量法では土粒子の吸着水や結晶水も焼失し、それが有機物と見なされることにより、過大な有機物含有量を示すためである。泥炭では粗大有機物の活性が小さく、重クロム酸による酸化分解が不完全なため、重クロム酸法が用いられることは少ない。また、強熱減量法による土粒子の吸着水などの損失量が相対的に無視できる程度であるため、強熱減量が有機物含有量と等値とされている。それゆえ、強熱減量は泥炭の性質を表すパラメータとして用いられる。

泥炭の比重と強熱減量の関係を図3・1に示す。

泥炭を構成する植物の残遺体の比重は鉱物質の土に比べて非常に小さく。泥炭の比重は有機物含有量の多いものほど小さくなり、両者の間に一義的な関係が成り立つとされている¹²⁵⁾。しかし、図のようにかなりのばらつきがあり、強熱減量が80%を越えると、そのばらつきはさらに大きくなる。同様な例は宮川⁵³⁾、Walmsley¹¹²⁾、対馬⁹⁹⁾などによって示されている。

いま、泥炭を単純に鉱物質と有機質の2物質の混合体と考えると、泥炭の比重は

$$G_p = \frac{G_s \cdot G_o}{(G_s - G_o) \cdot L_{ig}/100 + G_o} \quad (3.1)$$

ここに G_p : 泥炭の比重

G_s : 泥炭を構成している鉱物質の部分の比重

G_o : 泥炭を構成している有機質の部分（強熱減量試験で失われる部分）の比重

L_{ig} : 泥炭の強熱減量

で表すことができる。

鉱物質の部分の比重は、その母材となるものによって当然変わってくるが、

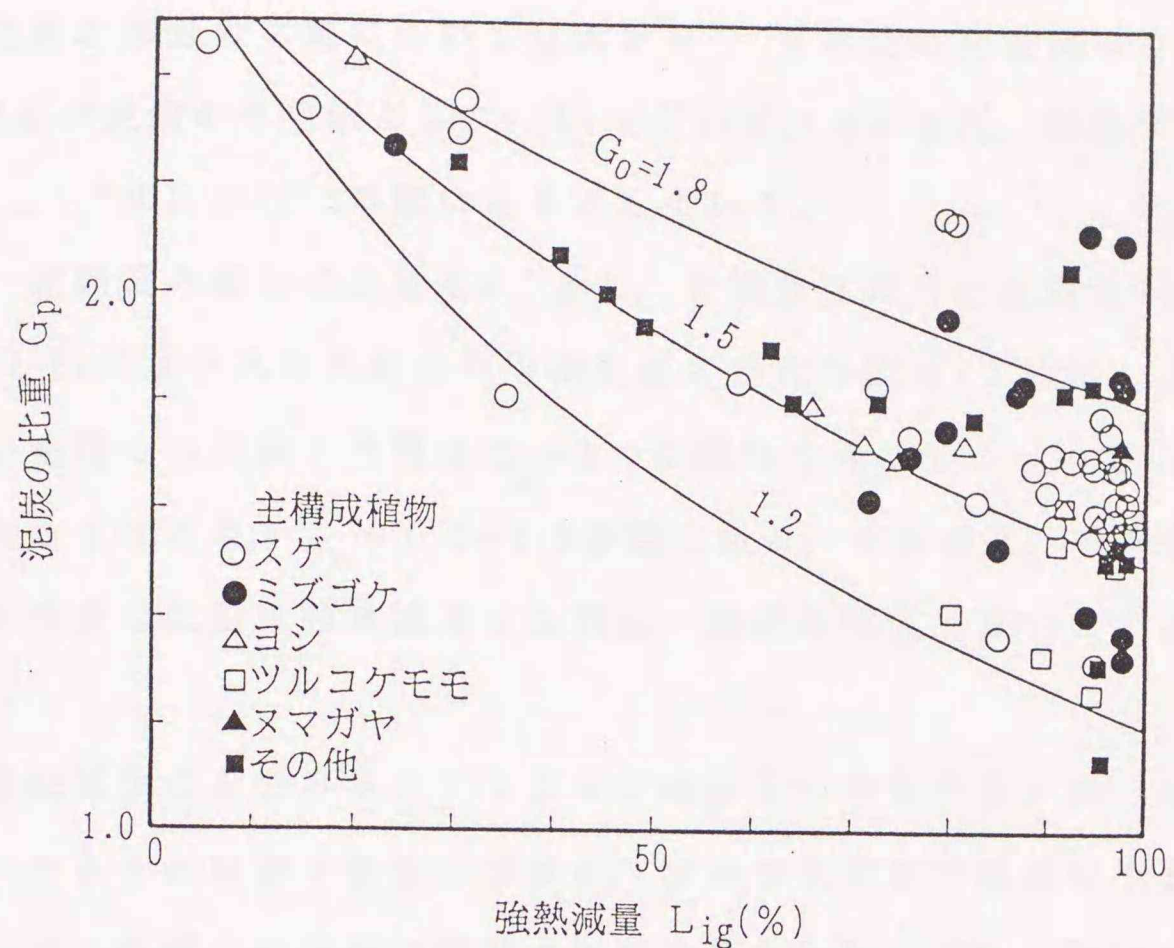


図 3・1 泥炭の強熱減量と比重の関係

表 3・2 泥炭の比重測定値の変動

試料名	強熱減量 (%)	分解度 (%)	比重試験						
			試験個数	最大値	最小値	差	平均値	標準偏差	変動係数
北村泥炭 (湿潤)	45.2	93.1	20	2.029	1.942	0.087	2.003	0.023	1.2%
(乾燥)	45.2	93.1	20	2.002	1.968	0.034	1.986	0.010	0.5
美唄泥炭 (湿潤)	95.3	56.8	20	1.588	1.424	0.164	1.505	0.035	2.3
(乾燥)	95.3	56.8	19	1.519	1.474	0.045	1.492	0.012	0.8
標準砂	----	----	20	2.653	2.642	0.011	2.648	0.003	0.1
木節粘土	----	----	20	2.667	2.635	0.032	2.647	0.009	0.4

一般には2.6~2.8程度であり、大平ら⁵⁹⁾は2.70、宮川⁵³⁾は2.60を用いている。また、有機質の部分の比重については大平ら⁵⁹⁾は木材の測定例より1.50とし、宮川⁵³⁾は石狩泥炭の平均値として1.20を用いている。また、対馬⁹⁹⁾は1.1~2.0、及川ら⁸¹⁾は1.3~1.7の間にあるとしている。

そこで、鉱物質の部分の比重を2.7とし、有機質の部分の比重をいろいろと変えたとき(2.1)式より求めた泥炭の平均比重の変化を図3・1に示した。強熱減量の小さい範囲では泥炭の比重は $G_0 = 1.5$ の線の付近にばらついているが、強熱減量が大きくなると、 $G_0 = 1.2 \sim 1.8$ の間にある。それゆえ、有機物含有量が多くなると泥炭の比重は強熱減量との間に一義的な関係を見いだすことは困難であった。

これを構成植物ごとにみると、ミズゴケはばらつきも大きいが、 $G_0 = 1.5$ の線より高いところに位置するものが多く、ツルコケモモでは逆に小さくなっている。そこで、泥炭の鉱物質の部分の平均比重を2.7として、(2.1)式より G_0 を逆算し、構成植物ごとにその平均値を求めるとミズゴケ1.65、ツルコケモモ1.40、スゲ・ヨシ・その他で1.56前後の値を示し、実験誤差も考えられるが、構成植物により異なる値が得られた。

泥炭の比重は一般にばらつきがかなり大きいものとされている。

そこで、2種の泥炭および砂と粘土について約20個の比重試験の結果を表3・2に示す。泥炭の比重試験は湿潤および50℃で乾燥した2つの状態について行った。

泥炭の比重は砂や粘土と比較して変動の幅が大きく、最大値と最小値との差は標準砂で0.011であるのに対し、強熱減量の大きい美唄泥炭の湿潤状態で0.164と最も大きくなっている。しかし、変動の相対的な幅である変動係数は2.3%程度であり、土質定数としてはばらつきは小さいといえる。

試料の乾燥と湿潤による違いをみると、乾燥状態が比重が小さく、変動幅も小さくなっている。これは、乾燥することにより泥炭が収縮し、繊維内の水が抜け、内間隙に空気が侵入するようになる。そのため、比重試験で内間隙に封入された空気が水と置換され難く、比重が小さくなったものである。泥炭の比重試験では用いる試料の含水状態により、得られる結果が異なることが予想される。

また、乾燥、湿潤の状態の違いにより比重の変動幅が異なるのは、湿潤状態で泥炭繊維内に封入される空気量に起因することの他に、試料の量も影響している。すなわち、湿潤状態では密度が小さいため、乾燥質量で1~3g程度の試料しかピクノメーターに入れることができないのに対し、乾燥することにより倍程度の量で試験することができる。この試料の量の違いが変動幅の差につながったものであろう。

一般に泥炭の比重はばらつきが大きく、それを利用して求める間隙比も信頼性が乏しいとされている。しかし、上述のように比重試験の誤差は少なく、間隙比に影響を与える結果とはなっていない。

比重試験に限らず泥炭の土質試験におけるばらつきは、地盤の不均一さによるところが多いと思われる。泥炭地盤では泥炭繊維が密にからみ合っている部分、ゆるく堆積した部分や鉱質土の挟在した部分など種々の状態が見受けられる。このような地盤から採取した試料による土質定数は、ある程度のばらつきは容認せねばならず、これは含水比や密度の試験においても同様である。それゆえ、泥炭の比重や間隙比は、他の土質定数と比較して信頼性が乏しいとは言えないであろう。

つぎに、泥炭の強熱減量と初期含水比の関係を図3・2に示す。

泥炭を構成する有機物はその有機物の内間隙に水分が存在すること、および腐植の表面活性により多くの水分を保持することができるなどの特徴があり、有機物含有量すなわち強熱減量の大きなものほど高い含水比を示すのが通例である。

宮川⁵³⁾はこの初期含水比と強熱減量との間に

$$w_o = f \cdot L_{ig} \quad (3 \cdot 2)$$

ここに、 w_o : 初期含水比(%)

L_{ig} : 強熱減量(%)

f : 係数(含水-強熱減量比)

の比例関係が成り立つとし、 f の値は素地泥炭で10、圧縮泥炭で7となることを報告している。また、及川ら⁸¹⁾は東北地方の泥炭で $f = 12$ 、沓沢ら⁴¹⁾は関東地方で $f = 10$ を示している。

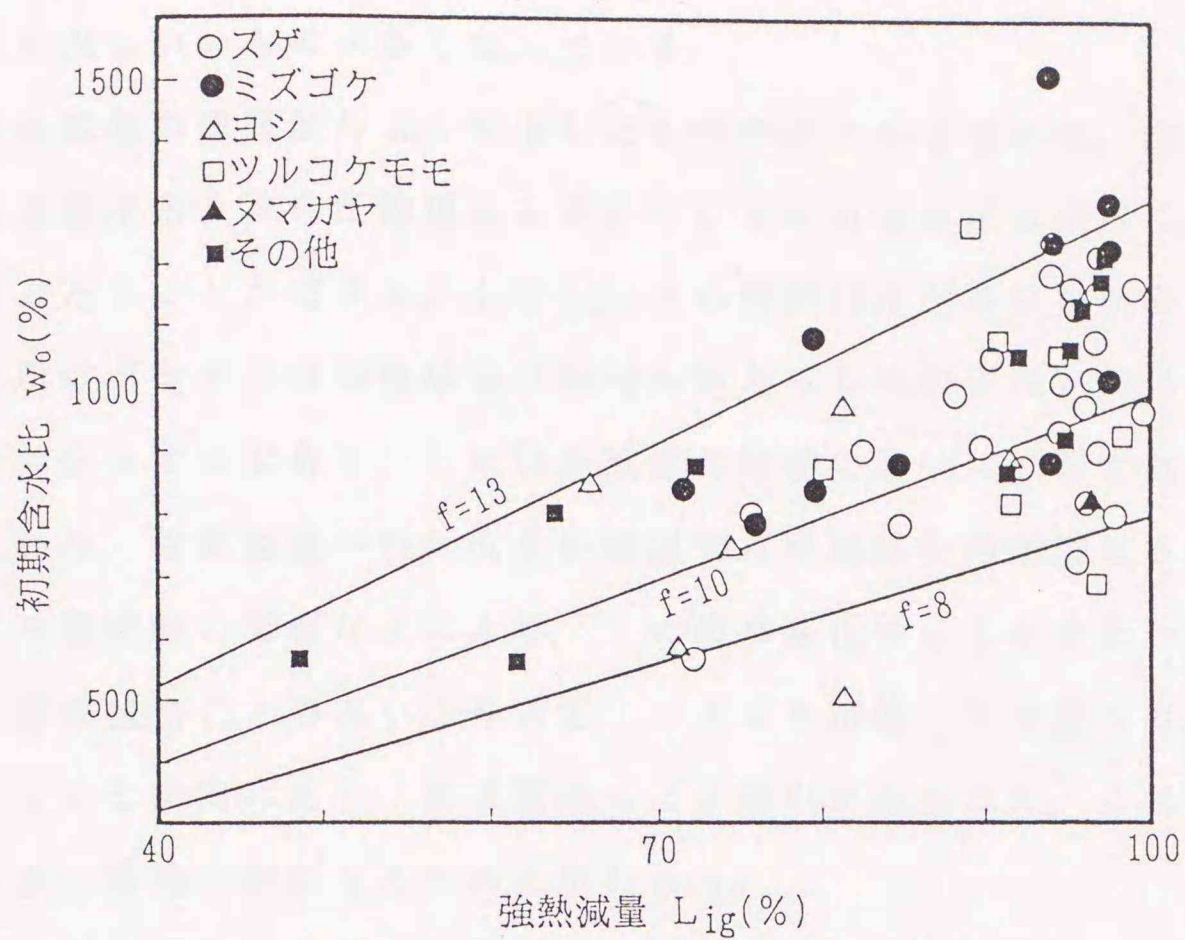


図 3・2 強熱減量と初期含水比の関係

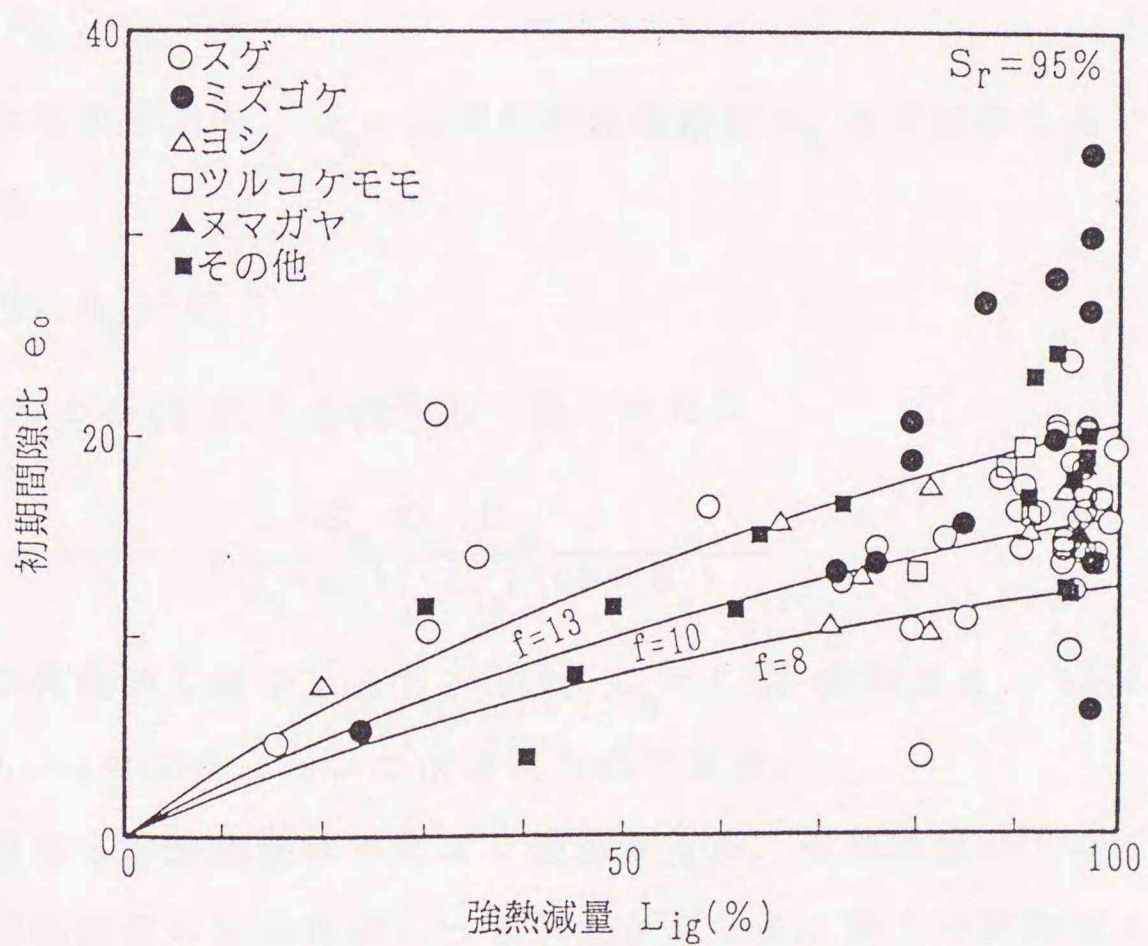


図 3・3 強熱減量と初期間隙比の関係

本試料では図のように、 $f = 8 \sim 13$ の範囲に分布しており、宮川の素地泥炭の $f = 10$ より大きいものが多い。

本試料は地盤の表層部分より採取したものがほとんどであり、地下水面の変動による自重圧密を除き圧縮履歴を受けたことのあるものは少なく、大部分は素地泥炭とみることができる。しかし、 f の値が10以上のものが多い点については、宮川のデータでは強熱減量が80%を超えるものが少ないのに対し、本データの大部分はそれであり、この強熱減量の範囲の違いに影響されたものである。すなわち、強熱減量の特に大きい泥炭では有機体の内間隙の水分保持の機構の違いや堆積時の影響などにより、 f の値が変化するものと思われる。

また、構成植物ごとの違いをみると、ミズゴケが他とやや異なり、初期含水比が大きくなる傾向にあり、構成植物による違いがみられた。これは、構成植物により水分保持力が異なるためと思われる。

泥炭の強熱減量と初期間隙比の関係を図3・3に示す。

図の点の間隙比は

$$e_o = G_p / \rho_{d_o} - 1 \quad (3.3)$$

より求めたものであり、 G_p および初期乾燥密度 ρ_{d_o} は実測値を用いている。

図の線は

$$e_o = w_o \cdot G_p / S_r \quad (3.4)$$

に、(3.1)および(3.2)式を代入して得られた式

$$e_o = \frac{f \cdot G_s \cdot G_o \cdot L_{ig}}{S_r \{ (G_s - G_o) \cdot L_{ig} / 100 + G_o \}} \quad (3.5)$$

に、泥炭の代表的な値である $G_s = 2.7$ 、 $G_o = 1.5$ 、飽和度 $S_r = 95\%$ として、 $f = 8, 10, 13$ の場合について求めたものである。

初期間隙比は排水履歴などにより変動するが、強熱減量が大きくなると初期間隙比と強熱減量の関係にばらつきが大きくなる。多くの試料は $f = 8 \sim 13$ の間にあるが、ミズゴケの変動幅が大きく、 $f = 13$ の線より間隙比が大きなものが多い。

泥炭の強熱減量と初期乾燥密度の関係を図3・4に示す。

乾燥密度は比重や含水比を利用しないで求め得る値であり、他の図と比較してもばらつきの少ない関係となった。

測定された関係はほぼ $f = 8 \sim 13$ の間にあるが、ミズゴケが比較的小さな乾燥密度を示している。

強熱減量は従来より泥炭の物理的特性との相関が種々報告されているが、本試験のように強熱減量が多い泥炭ではばらつきが大きく、強熱減量と他の土質定数との間に一義的な相関はみいだせなかった。それゆえ、強熱減量を泥炭の土質特性の指標とするのは、有機物含有量の余り大きくない範囲の泥炭についてであると言えよう。

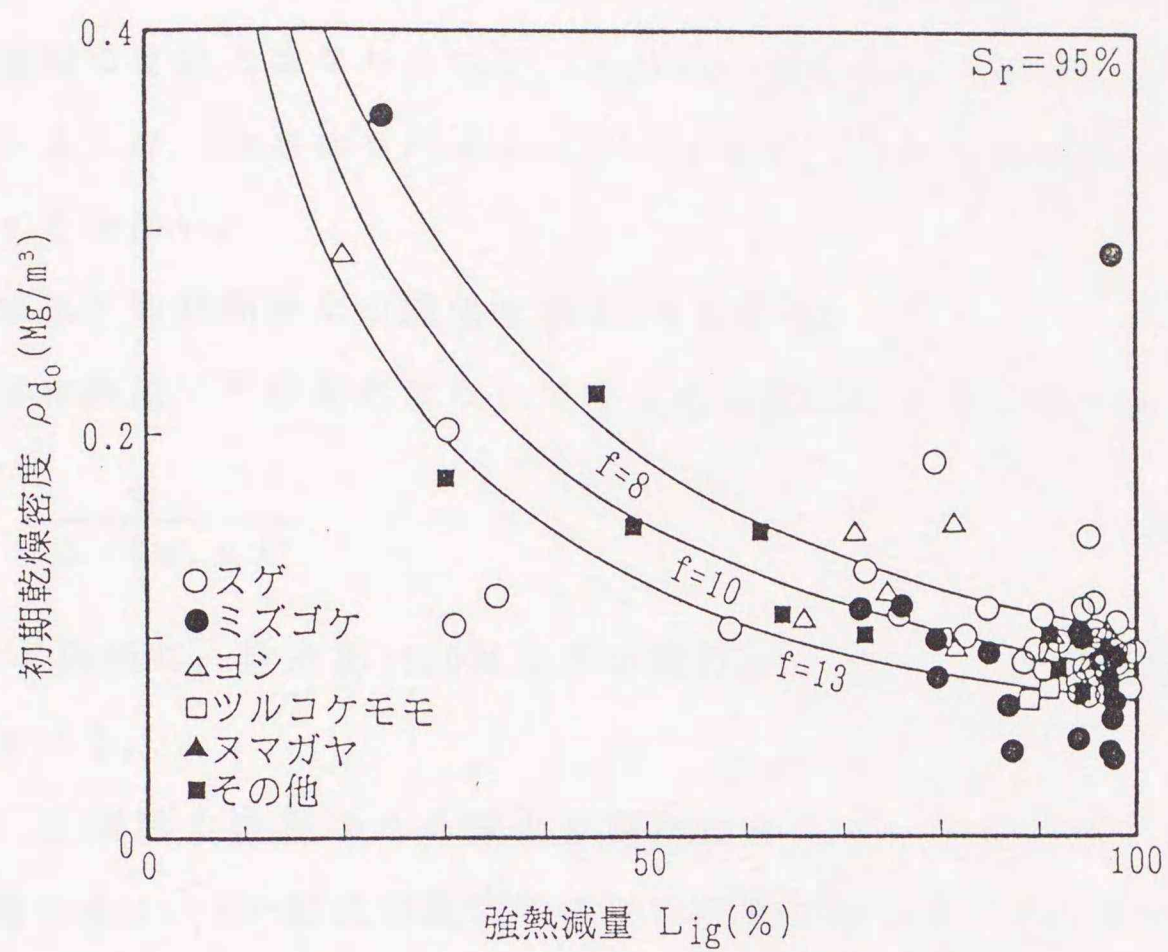


図 3・4 強熱減量と初期乾燥密度の関係

3・3・2 初期含水比

初期含水比は排水履歴などにより変化する値で、強熱減量や分解度などと異なり土の固有の定数とはなりえない。しかし、含水比は一般的に土の特性を大きく支配するため、含水比をパラメーターとして、他の土質定数との相関が求められることが多い。

初期含水比と初期間隙比の関係を図3・5に示す。

図の破線は渡辺¹¹⁵⁾が泥炭についてまとめた次式によるものである。

$$e_0 = \frac{W_0}{0.03 W_0 + 37} \quad (3.6)$$

及川⁸⁰⁾も同様に、含水比1000%以下の泥炭により、この式の相関性が高いことを示している。

しかし、本試験の結果はこの線より間隙比の大きいものが多く、含水比が1000%を越えると、(3.6)式が適用できない結果となっている。また、構成植物でみるとミズゴケの間隙比が特に大きく、ツルコケモモも幾分大きくなっている。

図の実線は(3.2)および(3.5)式より、 L_{ig} を消去して求めた関係である。

含水比の低い範囲では $f = 8$ で完全飽和の線に近いが、含水比が大きくなると f が大きくなり、飽和度が低下する傾向にある。

一般に泥炭地は地下水位が高いことおよび泥炭は水分の保持機構が優れているため、泥炭は飽和に近い状態で堆積していることが多いとされている。

しかし、含水比が大きくなると飽和度が低下する要因としては、つぎの2つが考えられる。試料採取時に自由水が抜け落ちるため飽和度が低下する。さらに、含水比の大きい泥炭では、有機物含有量が多いため、泥炭の有機物の内間隙に空気が存在し、その量が数%に達する。この内間隙の気泡が飽和度を低下させる要因となると推定される。

一般に粘性土では、初期含水比が他の土質定数との相関を求めるパラメーターとして用いられることが多い。鉾質の粘性土では比重はほぼ一定であり、飽和していると考ええると、含水比と間隙比は比例し、いずれを用いても同じ傾向が得られる。泥炭でも同様に初期含水比をパラメーターとして用いることがあ

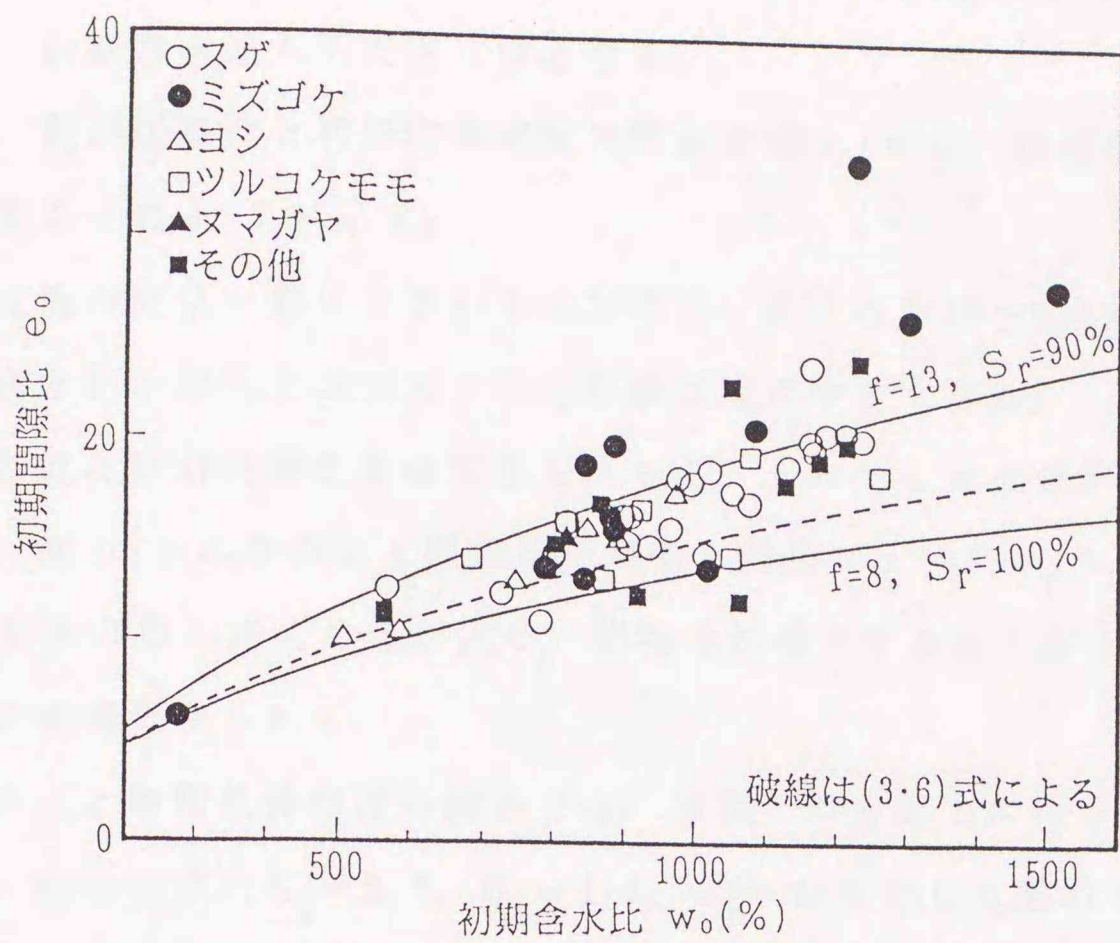


図 3・5 初期含水比と初期間隙比の関係

る。しかし、泥炭、特に間隙比の大きい泥炭では、上述のように、完全飽和とはならず、初期含水比も不安定な値となる。

つぎに、初期間隙比と初期乾燥密度の関係を図3・6に、初期含水比と初期乾燥密度の関係を図3・7に示す。

泥炭の乾燥密度は一般に小さいものが多く、多くは $0.05 \sim 0.2 \text{ Mg/m}^3$ の範囲にはいり、含水比や間隙比が増大すると乾燥密度は小さくなる。

初期間隙比と初期乾燥密度の関係をみると、ツルコケモモがいくぶん低い値を示すが、図3・5の含水比と間隙比の関係と同様に $f = 8, S_r = 100\% \sim f = 13, S_r = 90\%$ の間に多くの点が入り、間隙比が増大すると f が大きく、飽和度が低下する傾向がみられる。

初期含水比と初期乾燥密度の関係では、ほぼ一つの線上にのる結果が得られた。また、図中の線は $G_s = 2.7, G_o = 1.5, S_r = 95\%$ として求めたものである。初期含水比～乾燥密度の関係は f の変化による差はほとんどなく、飽和度による変化も少ない。それゆえ、 f や S_r の影響を受けない関係であるため、実験結果もほぼこの線上に乗ったものである。

初期乾燥密度については含水比を指標とした方が、比較的ばらつきの少ない傾向がみられた。

そこで、泥炭の物理的特性を表すパラメーターとしての初期間隙比と初期含水比を比較する。間隙比は乾燥密度と比重より求められるが、泥炭では比重の測定にさまざまな誤差が生じ、間隙比に影響を与える。また、含水比は前述のように試料からの水の抜け落ちなどあり、特に含水比の大きい試料で顕著な問題になる。

そのため、含水比の低い状態では試料からの脱水も少ないため、パラメーターとして初期含水比が有効であるが、分解度の低い間隙比の大きい泥炭では、初期間隙比をパラメーターとして用いることが適当と思われる。

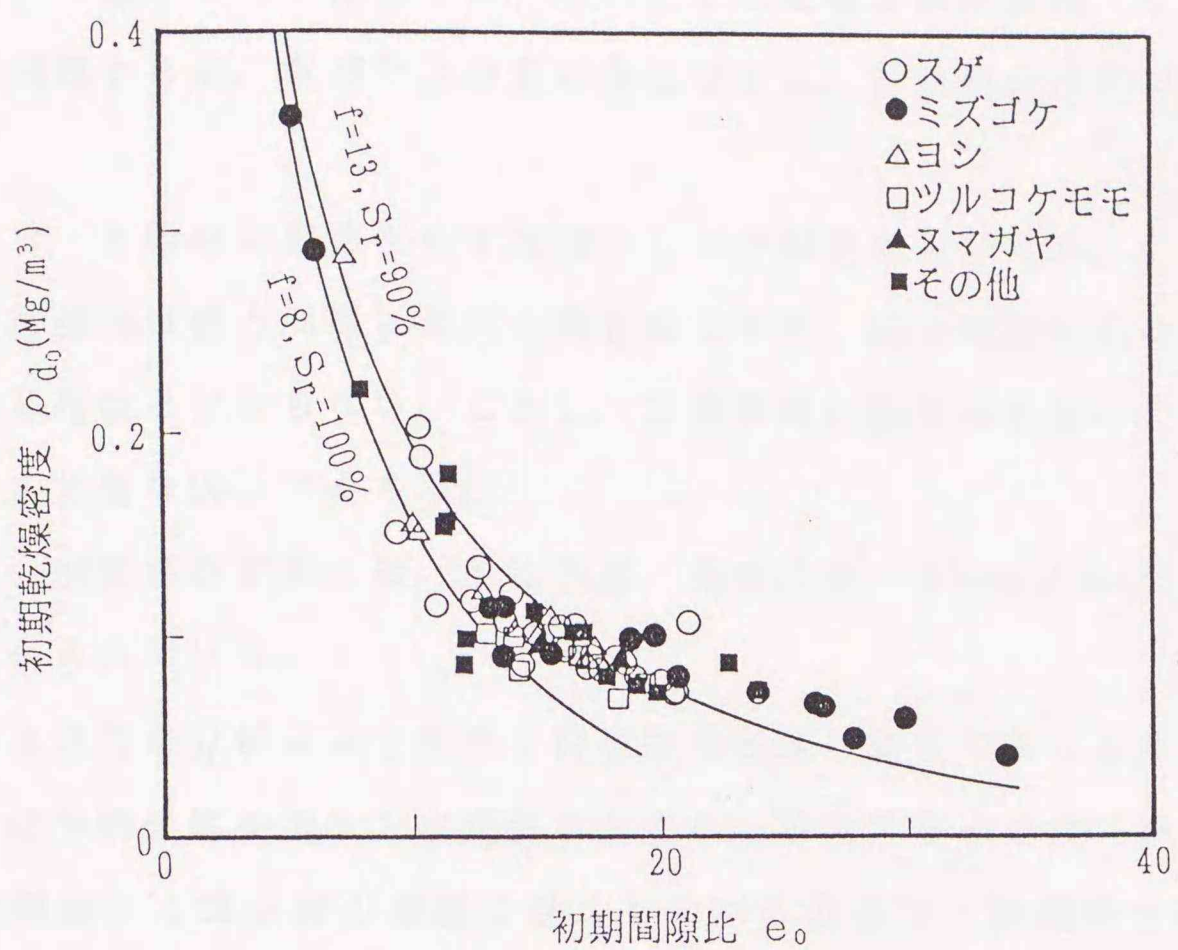


図 3・6 初期間隙比と初期乾燥密度の関係

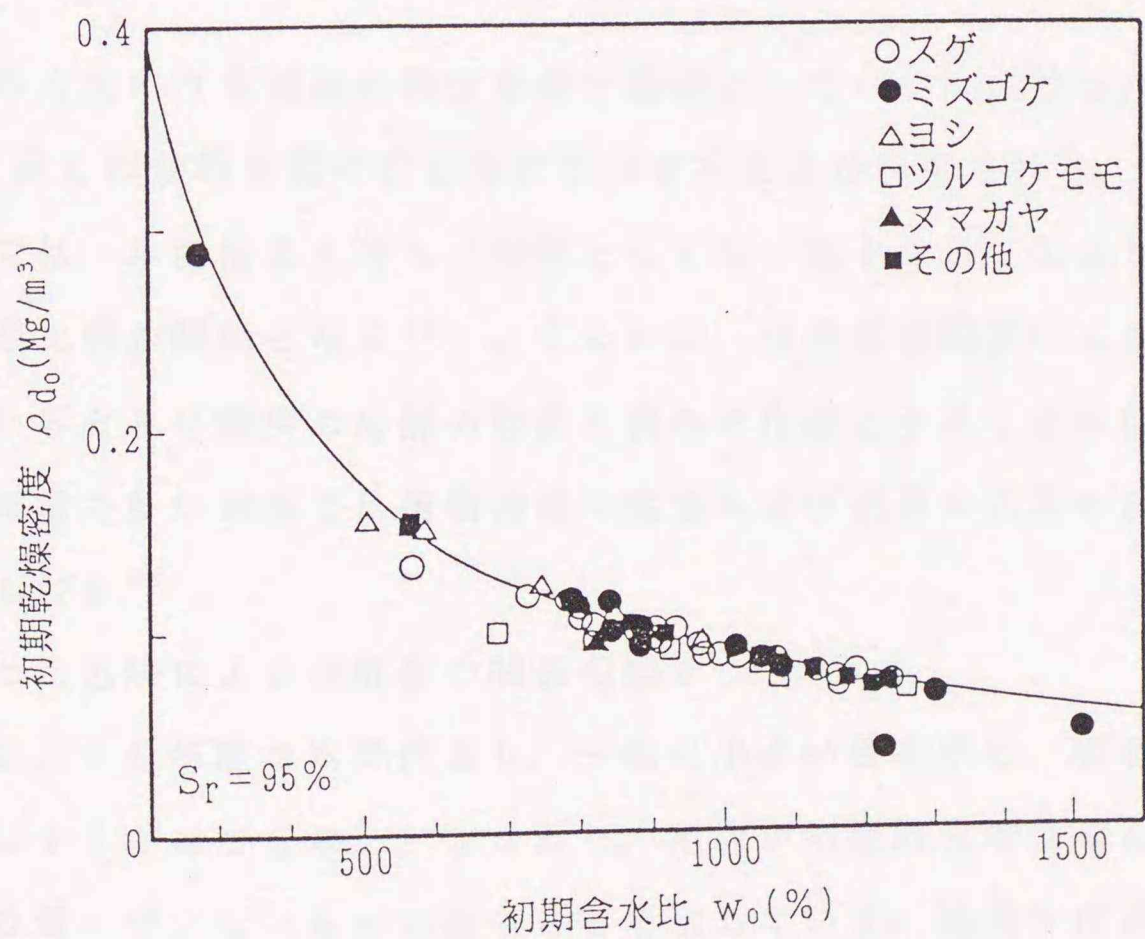


図 3・7 初期含水比と初期乾燥密度の関係

3・3・3 分解度

有機物含有量の少ない泥炭では、その工学的性質は強熱減量、すなわち有機物の量に関連するが、有機物含有量が多くなると、有機物の形態の影響が顕著となる。

ここでは、有機物の形態を示す指標として分解度に着目した。

分解度は強熱減量と同様に泥炭の固有値であり、排水履歴などの状態の変化に対応する指標とはならない。しかし、自然堆積状態では泥炭の工学的性質に影響する重要な因子であろう。

泥炭の分解度の測定法には、①比色法、②水洗法、③von Post法の3つが従来より用いられている。

比色法は泥炭の分解により生ずる腐植酸の濃度を測定することにより求めるもので、化学的分解を示す。水洗法は泥炭の分解物質を水で洗い流し、 $105\mu\text{m}$ フルイに残留する未分解の繊維の量より求める方法で、物理的分解を示す。von Post法は泥炭を手で握り締め、絞り出した水と残滓物を観察して判定するもので、最も簡単な方法であるが、測定者による誤差の生ずる可能性もある方法である。

これらの方法のうち泥炭の特性を表す指標としてvon Post法を用いた例もあるが²⁰⁾、多くは数的表現の容易な比色法や水洗法が利用される。土砂の含有量の多い土では、水洗法は土砂も分解物として洗い流すため、大きな値を示し、比色法と逆比例の関係となる¹²⁵⁾。そのため、水洗法は泥炭中に多量の土砂が含まれているときは泥炭の分解の程度を表わす指標とすることは困難であるが、有機物含有量の多い泥炭では植物繊維の性質および泥炭の構造の変化をとらえる因子ともなる⁷¹⁾。

水洗法と比色法による分解度の関係を図3・8に示す。

比色法による分解度は水洗法より、一般に小さい値を示し、両者の間に相関性を見いだすことはできない。すなわち、泥炭が物理的分解は進んでいても化学的分解の進んでいないものもあることを示している。同様な結果は大平ら⁷¹⁾や及川⁷³⁾によっても示されている。そのため、比色法による分解度は泥炭のように未分解の植物残遺体を主構成物とするものの特性を示す指標とすることは困難である。

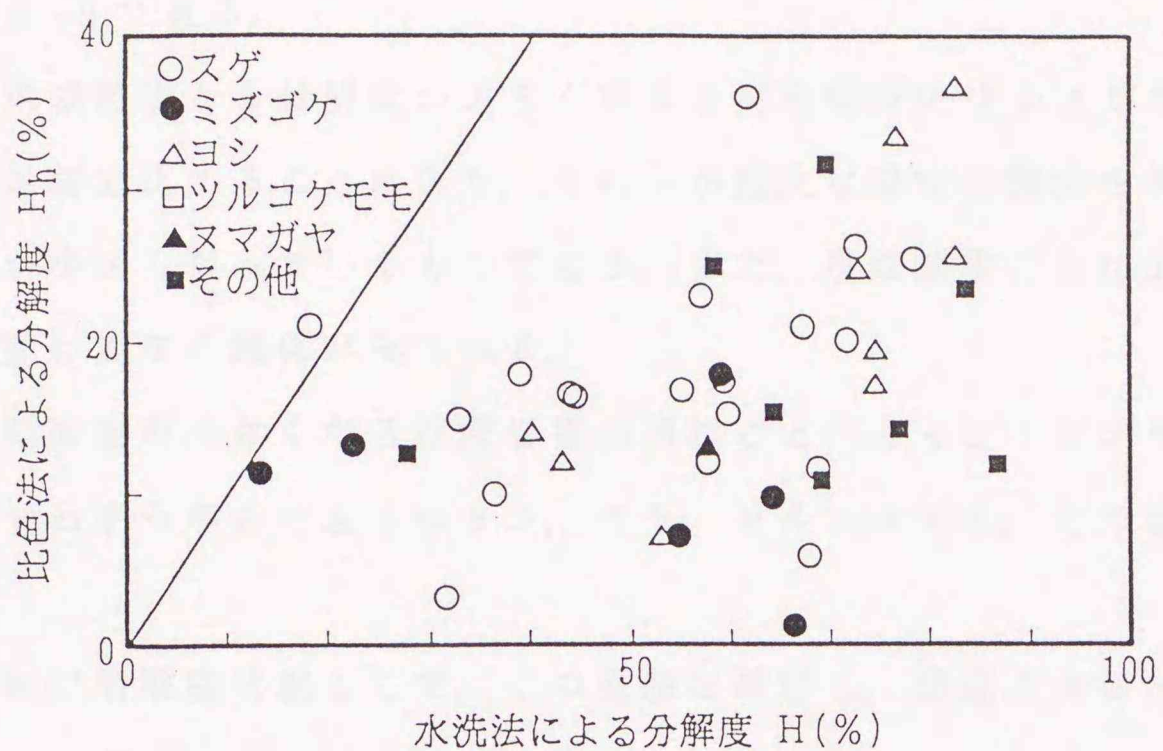


図 3・8 水洗法と比色法による分解度の比較

そこで、泥炭の分解の程度が土の構造を表わす指標である間隙比に与える影響を見るために、構成植物ごとに水洗法による分解度と初期間隙比の関係を示したのが図3・9である。

いずれの構成植物とも分解度が大きくなると初期間隙比は小さくなる。これは植物残体が細分化することにより、それらが粗大な繊維の間隙を埋めていくため間隙比が小さくなっていくものである。また、構成植物ごとに分解度と初期間隙比の間に異なる関係がみられる。

この初期間隙比の小さくなる程度を構成植物ごとにみるとミズゴケが最大であり、ついでわずかの差であるがヨシ、スゲ、ツルコケモモ、その他の順となる。

分解度0を初期堆積状態として、この直線を外挿し、縦軸との切片をみると、初期堆積状態の間隙比も、

ミズゴケ > ヨシ > スゲ > ツルコケモモ > その他

の順となっている。

すなわち、初期堆積状態の間隙比の大きいものほど、分解による初期間隙比の低下の度合が大きく、泥炭が完全に分解し植物繊維の形状が解らなくなるところすなわち分解度が100%までこれらの線を外挿すると、いずれの構成植物も、間隙比が10程度に収束する結果となった。

これらを構成植物の特徴からみると¹⁰³⁾、ミズゴケはその植物体の構造上、とくに大きな間隙比を示し、スポンジのように水を含みやすく、分解が進行すると、茎と枝葉がばらばらになって分解し、通称みそ泥炭と呼ばれるように、茎や芯が細かく切れ、みそ状になっていくため、分解による間隙比の低下も著しい。

ヨシは茎が大きな管状であるため、初期堆積状態の間隙比は大きくなるが、これが分解するときは、管状の内容物が先に分解し、表皮が押しつぶされた状態になり、分解により間隙比も低下しやすい。

スゲは、葉茎部が多数密な束となって株を作り、分解によっても間隙比は変化しにくく、間隙比は15程度の範囲に分布している。

また、ツルコケモモは茎が針金状になってからみ合っているため、初期堆積

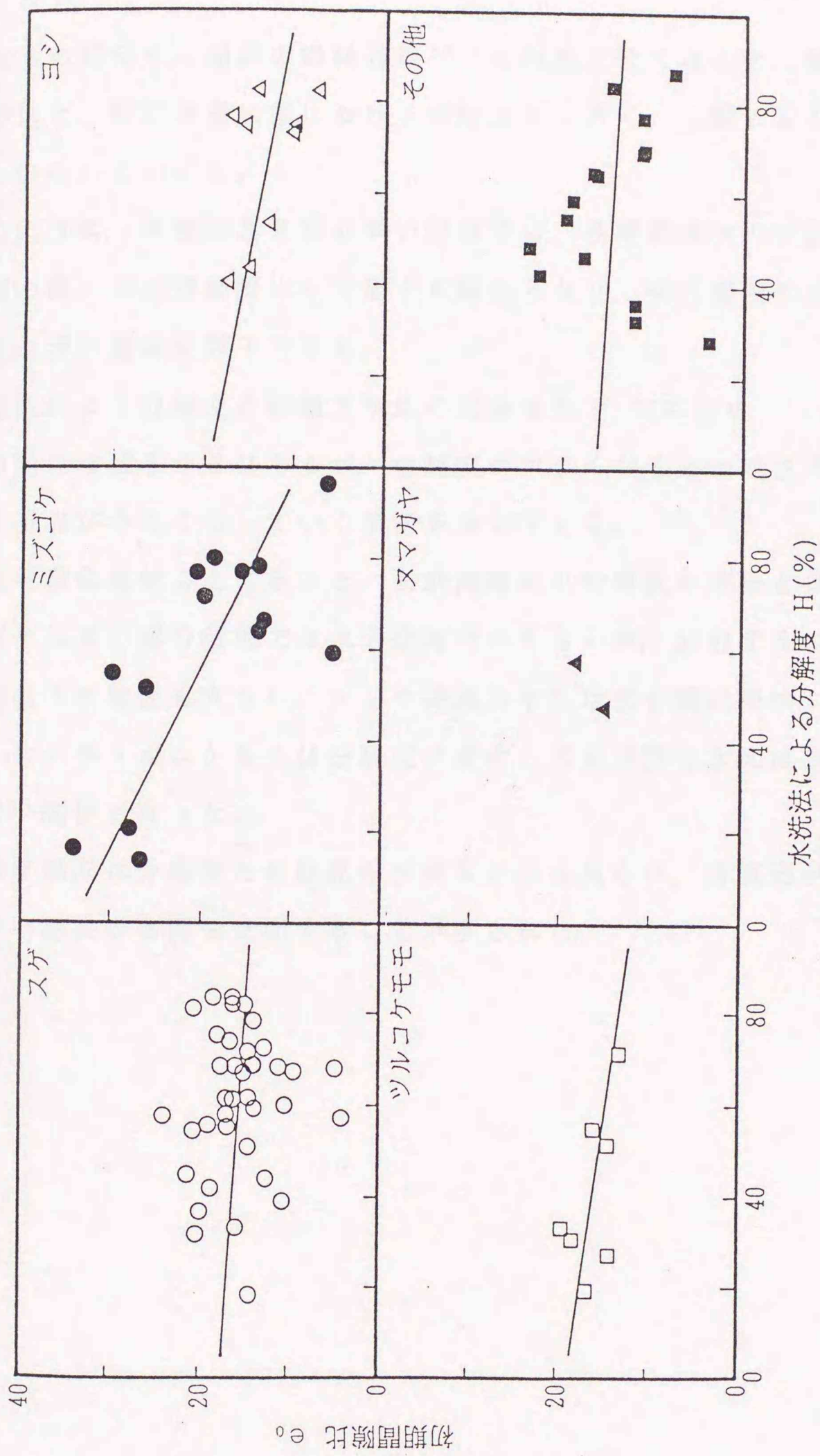


図3・9 構成植物ごとの分解度と初期間隙比の関係

状態の間隙比もあまり大きくなり、葉やひげ根が分解しても、間隙比の低下はすくない。

これらの傾向を、泥炭の繊維効果¹⁰¹⁾と対応させてみると、繊維効果の大きいものほど、初期堆積状態における間隙比が小さく、分解による初期間隙比の低下も少ないといえる。

このように、有機物含有量の多い泥炭では、各構成植物の堆積の特性や分解の様相の違いが初期間隙比を支配する結果となり、構成植物や分解度などが泥炭の質を示す重要な因子となる。

水洗法による分解度と初期含水比の関係を図3・10に示す

この関係はばらつきはあるが、分解度が大きくなると初期含水比が低下し、水分保持力が小さくなっていく傾向を示している。

これを構成植物ごとにみると、初期間隙比と分解度の関係とはほぼ同様であり、ミズゴケは未分解の状態では水分保持力が大きい、分解するに従い、初期含水比の低下の程度も大きい。ヨシの初期含水比は他の構成植物より小さな値を示し、スゲやツルコケモモは分解度が変化しても初期含水比はあまり変化がみられない関係となった。

同様な傾向は分解度と初期乾燥密度などにも見られ、分解度が有機物含有量の大きい泥炭の性質を支配することが示された。

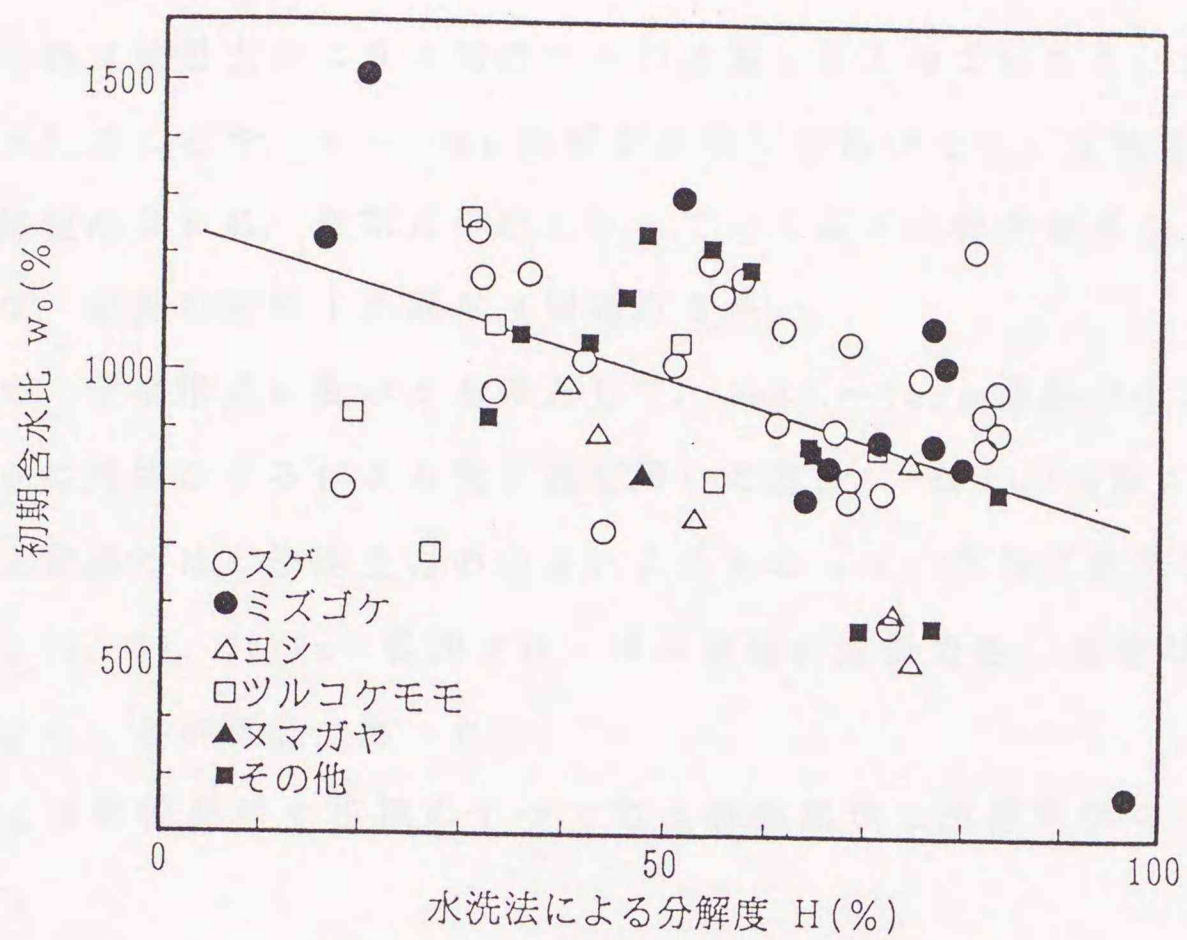


図3・10 分解度と初期含水比の関係

3・4 泥炭の構成植物と圧縮特性

3・4・1 圧縮指数

泥炭の圧縮は鉍質土のように間隙のみが圧縮されるのではなく、構成素材自体も圧縮されることや、 $e \sim \log p$ 曲線が正規圧密部分でも、圧密圧力が大きくなると直線性が失われ、次第に平坦になっていくなどの特徴があり、圧縮指数の決定には、鉍質の粘性土と異なり問題点も多い。

そのため、圧密指数に変わるものとして、 $\log f \sim \log p$ 曲線の傾き¹²⁾や間隙比の代わりに対数ひずみによる沈下量を用いる方法¹⁶⁾などが提案されている。しかし、本実験では、圧密圧力の小さいこともあって、正規圧密部分に相当する圧密圧力20, 39, 78kPaの範囲では、ほぼ直線に近似でき、通常の方法で圧縮指数を求めることが可能であった。

有機質土の特性を示す指標の1つである強熱減量と圧縮指数の関係を図3・11に示す。

全体の傾向としては図のような曲線となり、強熱減量の小さい範囲では、両者はほぼ直線的に増加し、圧縮指数と比例関係を示すが、大きくなると測定値のばらつきもあり、その傾向は定かでない。すなわち、強熱減量の小さい、鉍物質の混入の多い泥炭では、有機物の割合が土の構造に与える影響が大きく、その混入率により圧縮性も顕著に増大する。しかし、強熱減量が大きく、すなわち、鉍物質の混入が少ない泥炭では、強熱減量だけで、その構成素材による構造の差を評価できなくなり、圧縮指数との相関が失われるものと考えられる。

これは、強熱減量は泥炭を構成する有機物の量のみとらえたもので、土の圧縮性に最も大きな影響を与える土の構造を表す要素とはなり得ないというためであろう。

初期間隙比と圧密指数の関係を図3・12に示す。

初期間隙比は土の構造を評価する最も一般的なものである。そのため、鉍質土では圧縮指数を支配する因子としては初期間隙比が通常よく用いられ、多くの相関式が提案されている¹¹⁴⁾。

本試験による結果は

$$C_c = 0.37 e_0 + 1.65$$

(3・7)

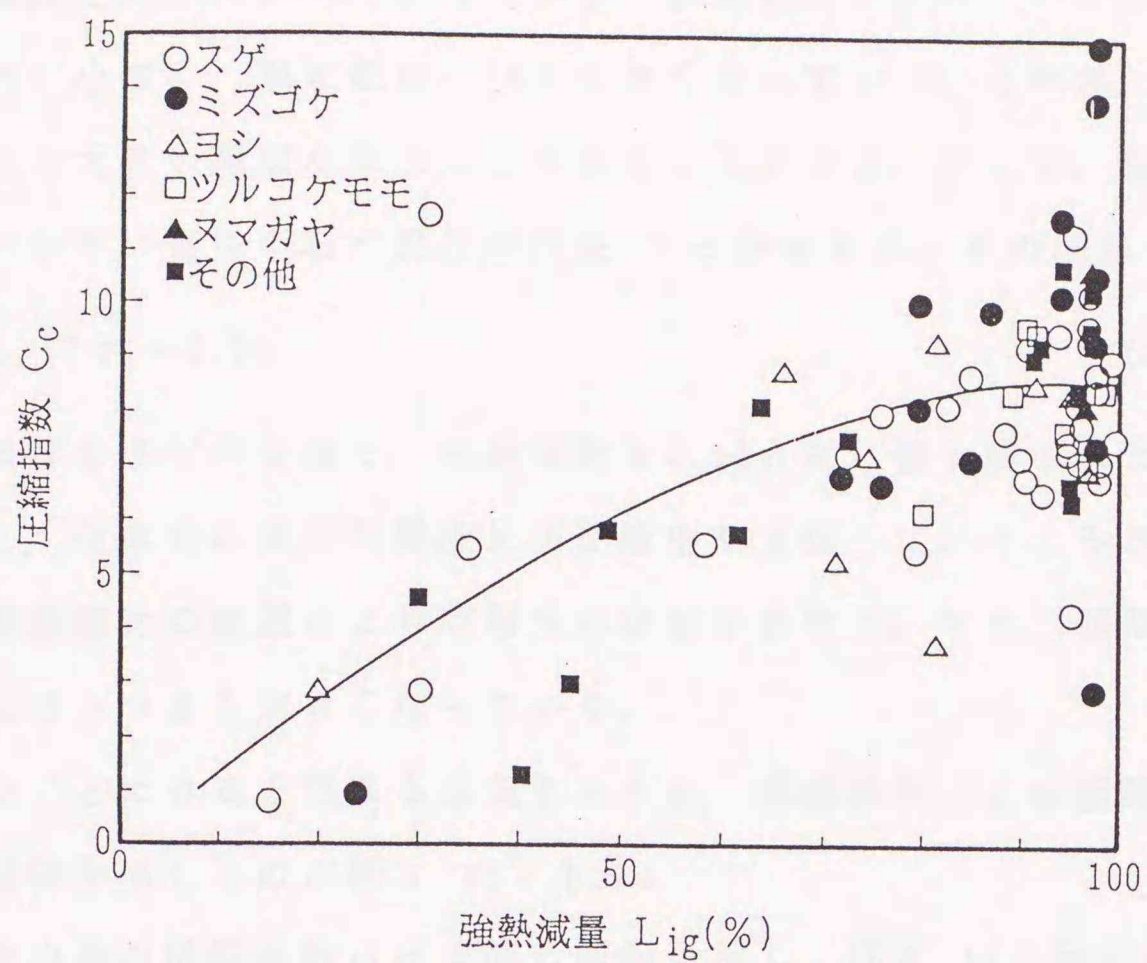


図 3・11 強熱減量と圧縮指数の関係

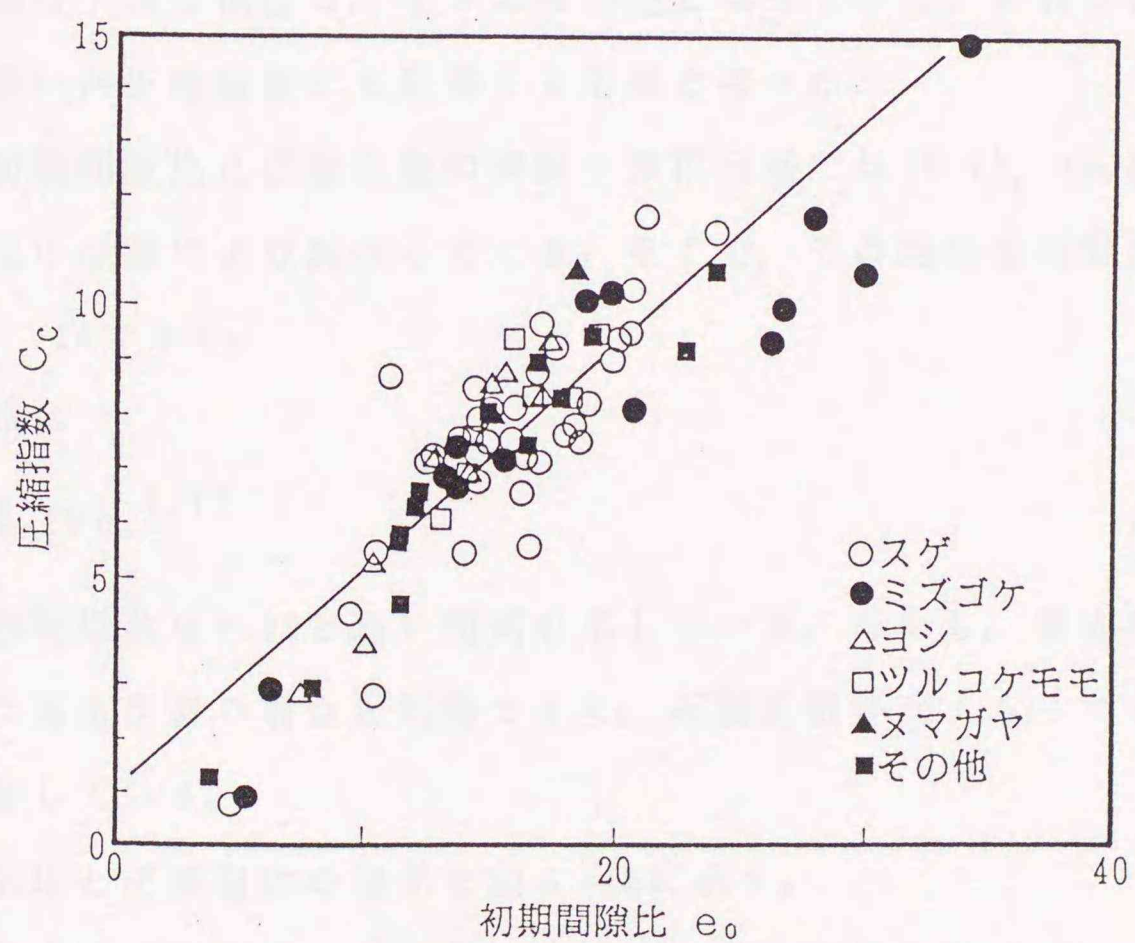


図 3・12 初期間隙比と圧縮指数の関係 (算術目盛)

となり、相関係数は0.85であった。

この式の乗定数の0.37はこれまでの多くの報告に示されている値²⁶⁾0.45～0.62に比べて小さく、加定数は1.15と大きくなっている。これは、本データが初期間隙比の大きい泥炭がほとんどであることによる。そこで、初期間隙比10以下のものが多い宮川の石狩泥炭の結果⁵⁸⁾と併せると、その関係は³³⁾

$$C_c = 0.47 e_o + 0.05 \quad (3.8)$$

となり、ほぼ原点付近を通り、相関係数も0.93と高い値が得られた。

それゆえ、全体的には初期間隙比が圧縮性を支配しているとみることができるが、初期間隙比の範囲により回帰式の係数が異なる。また、初期間隙比が大きくなるとばらつきも大きくなっている。

構成植物ごとにみると異なる傾向もみられ、構成植物ごとに初期間隙比と圧縮指数の関係を示したのが図3・13である。

スゲとその他の構成植物はほぼ同じ傾向を示し、図3・12の回帰直線の付近に分布しているが、ミズゴケは間隙比の増加による圧縮指数の変化量が小さく、全体の直線の下方に位置し、ヨシはその逆となっている。それゆえ、構成植物の特性の違いが圧縮指数にも影響する結果となった。

泥炭の初期間隙比と圧縮指数の関係は算術目盛では(3.7)、(3.8)式のように初期間隙比の範囲により異なってくる。そこで、その関係を両対数目盛で示したのが図3・14である。

この関係は

$$C_c = 0.29 e_o^{1.17} \quad (3.9)$$

となり、相関係数は0.90と高い相関を示している。しかし、構成植物による傾向の違いは算術目盛の場合と同様であり、相関係数が高くなっても構成植物の影響は残存している。

初期含水比と圧縮指数の関係を図3・15に示す。

初期含水比は間隙比とともに泥炭の特性を示す指標として用いられ、圧縮指数との相関は同程度とされている¹⁷⁾。しかし、本結果ではばらつきも大きく、相関係数も初期間隙比と圧縮指数の関係に比べて低くなっている。これは、有機物含有量の大きい泥炭では測定時に自由水が抜け落ちることや、泥炭の有機

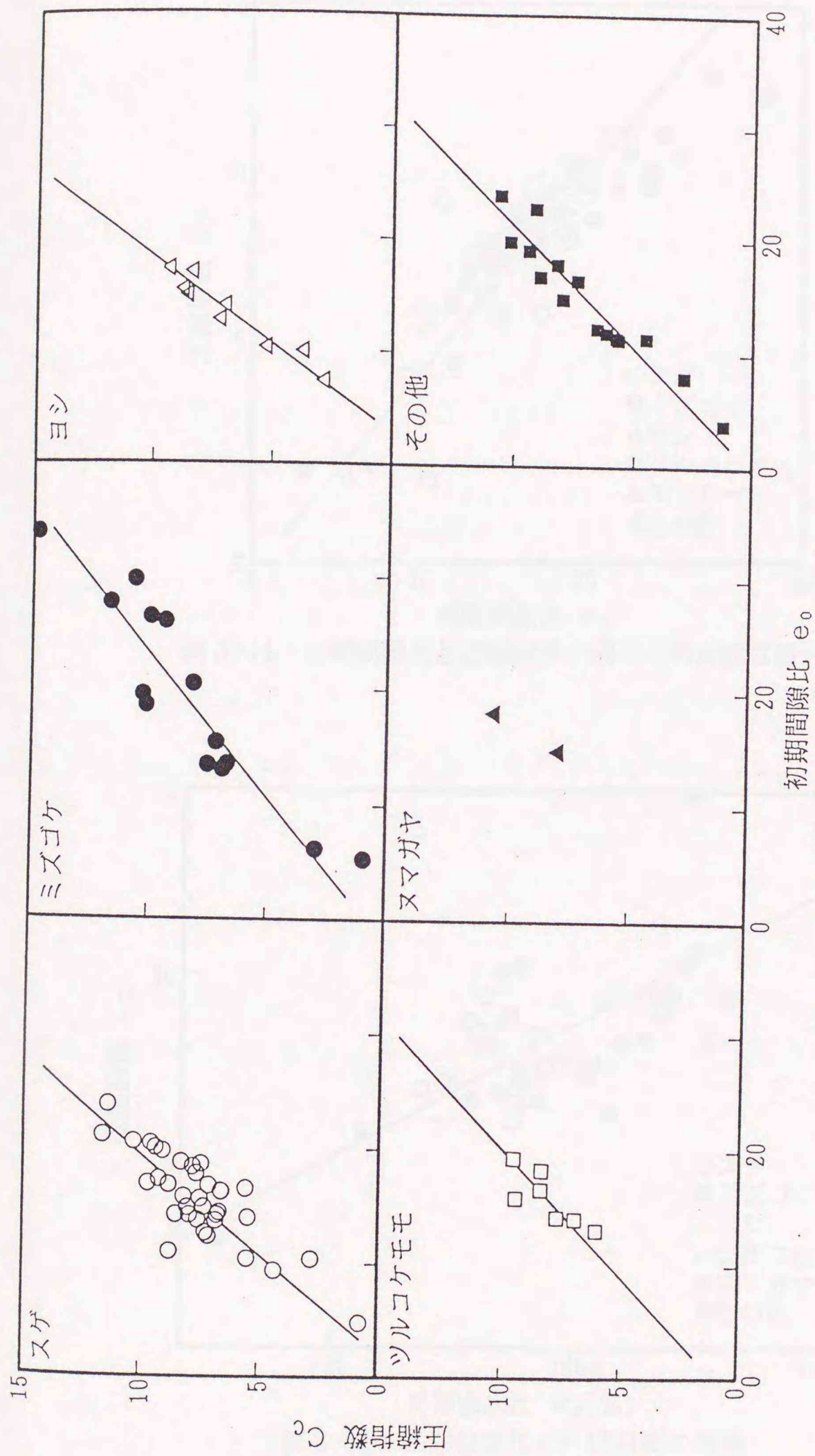


図 3・13 構成植物ごとの初期間隙比と圧縮指数の関係

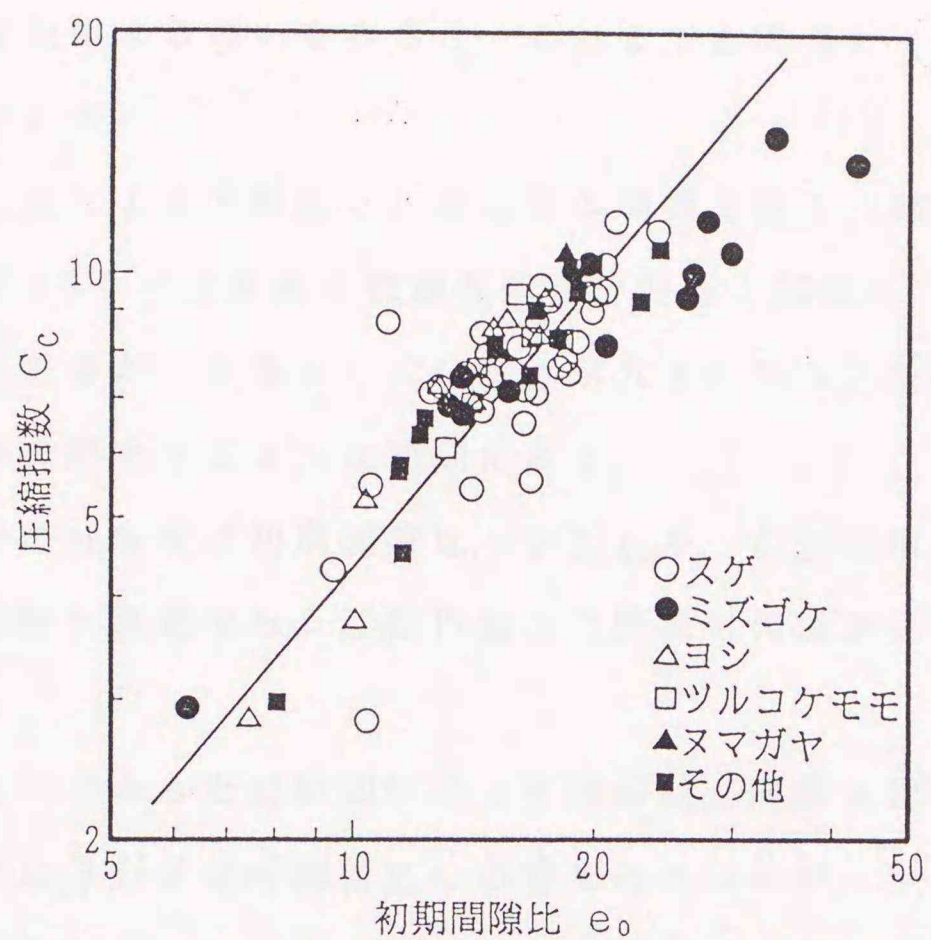


図 3・14 初期間隙比と圧縮指数の関係 (両対数目盛)

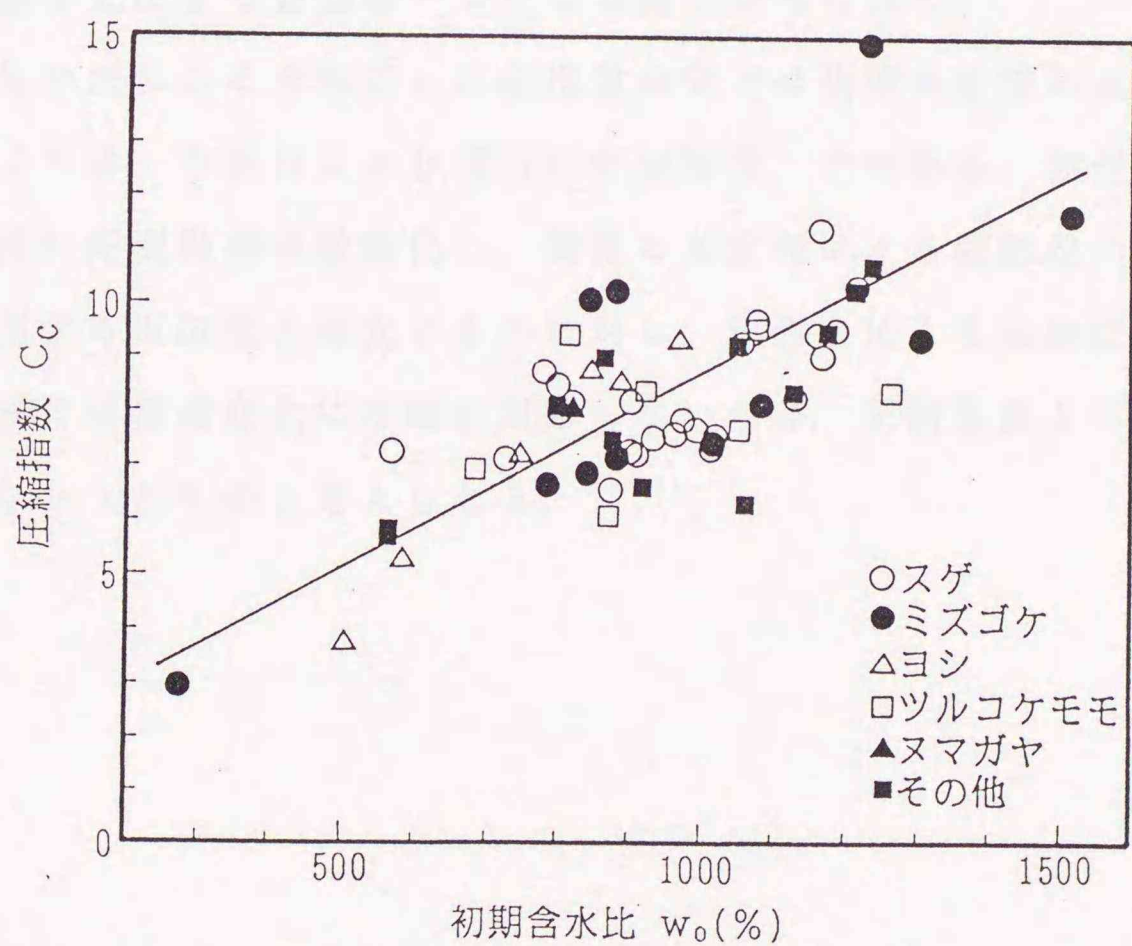


図 3・15 初期含水比と圧縮指数の関係

物の内間隙に存在する気泡のため、含水比に誤差が生ずるためと推定される。

また、構成植物による違いをみると、これまでと同様にミズゴケの圧縮指数が小さくなっている。

つぎに、水洗法による分解度と圧縮指数の関係を図3・16に示す。

この関係は図3・9の分解度と初期間隙比の関係と同様に、構成植物による傾向の違いは若干あるが、全体として分解度が大きくなると圧縮指数は小さくなり、ほぼ直線で近似できるような傾向にある。

これは、泥炭の分解度は初期間隙比、すなわち、泥炭の構造に影響を与えるため、構造の影響が顕著である圧縮指数との関係に相関が見い出されたものである。

構成植物についてみると初期間隙比と圧縮指数の関係と同様に、スゲやその他の構成植物では分解度は圧縮指数に影響を与えないが、ツルコケモモ、ヨシ、ミズゴケの順で分解度が大きくなるほど、圧縮指数が低下する傾向が顕著であった。また、繊維効果¹⁰³⁾が小さい構成植物ほど分解の影響がみられ、分解度が圧縮指数を支配する要因の一つとなる結果が得られた。

また、比色法による分解度と圧縮指数の間では明確な相関は見い出せなかった¹⁰⁶⁾。これは、水洗法により得られた分解度、すなわち、物理的分解は、その進行に伴い泥炭繊維は微細化し、間隙の再配列による間隙比の減少などで、圧縮性に対する抵抗性が増大するのに対し、比色法による分解度、すなわち、化学的分解では構造変化に明確に対応しないため、圧縮指数との間に相関が見い出されなかったものと考えられる。

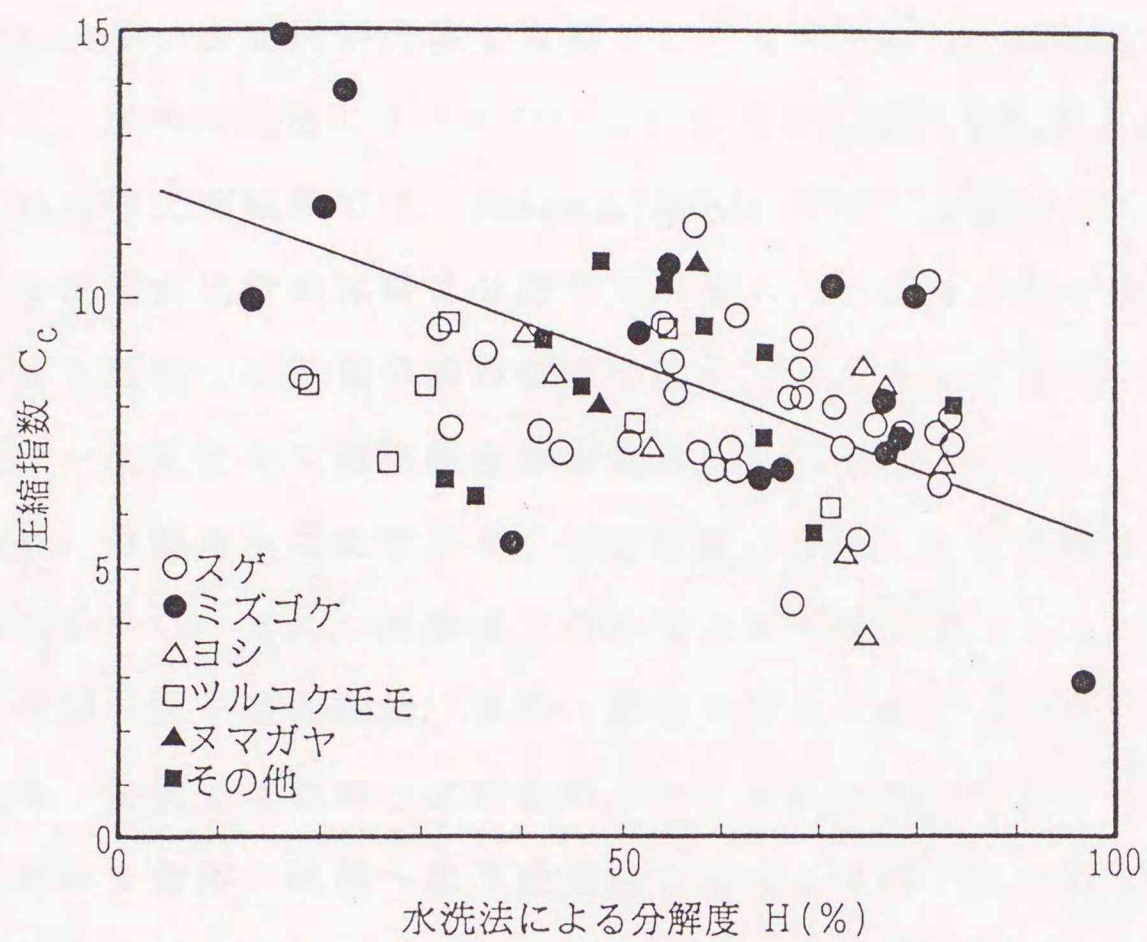


図3・16 水洗法による分解度と圧縮指数の関係

3・4・2 圧密係数

圧密係数の決定法には、 $\sqrt{t}$ 法、曲線定規法および $\log t$ 法などがあるが、いずれもTerzaghiの一次元圧密理論を根拠としたものである。泥炭にこの理論を適用するには、理論の仮定にそぐわない部分もあり問題点が指摘されている⁷⁰⁾。

粘性土の標準圧密試験では、Terzaghi理論による一次圧密と、クリープ沈下による二次圧密が比較的容易に分離でき、また、二次圧密量が少ないので、圧密係数により時間～沈下量曲線の概要を推定することができる。それに対し、泥炭では、一次圧密中に植物繊維の圧縮による二次圧密が生じ、この両者が混在するため、分離が不可能であり、圧密理論に準拠した圧密係数の決定が困難となる場合が多い。また、泥炭は二次圧密による沈下量が大きいので、圧密係数による時間～沈下量曲線は、その一部分が求められるにすぎない。

そのため、泥炭では通常一次圧密部分と二次圧密部分を分けて求め、それらを重ね合わせて全体の時間～沈下量曲線を求める方法がとられる。

圧密係数を求める手法として、泥炭では $\log t$ 法が妥当であることを前章で示したが、ここでは $\sqrt{t}$ 法により圧密係数を決定した。それは、泥炭では圧密圧力が大きくなると圧密係数が著しく小さくなるため、24時間載荷の試験では二次圧密領域を定めるまでに至らない試料もあったため、全試料で利用可能な $\sqrt{t}$ 法に拠った。

また、 $\sqrt{t}$ 法の適用において、時間～沈下量曲線の初期部分が直線とならないのも一部にはあったが、ほぼ直線と近似できる範囲で最小自乗法により直線を求め、圧密係数を見いだした。

圧密圧力ごとの初期間隙比と圧密係数の関係を図3・17に示す。

一般に、粘性土などの鉍質土では、圧密係数は圧密圧力の変化に関係なく、ほぼ一定とされているが、泥炭などの初期間隙比の大きい試料では、荷重の増加に応じて、圧密係数が減少していく傾向にある⁵⁷⁾。それゆえ、泥炭では圧密圧力の変化により圧密係数が変化することが、泥炭の沈下解析を複雑にしている要因の一つともなっている。

図3・17においても構成植物や骨格構造の違いによりかなりな幅で分布しているが、10kPaでは圧密係数は初期間隙比によらずほぼ一定とみなすことができる。圧密圧力が大きくなると初期間隙比の小さい試料での圧密係数は変わらないが、

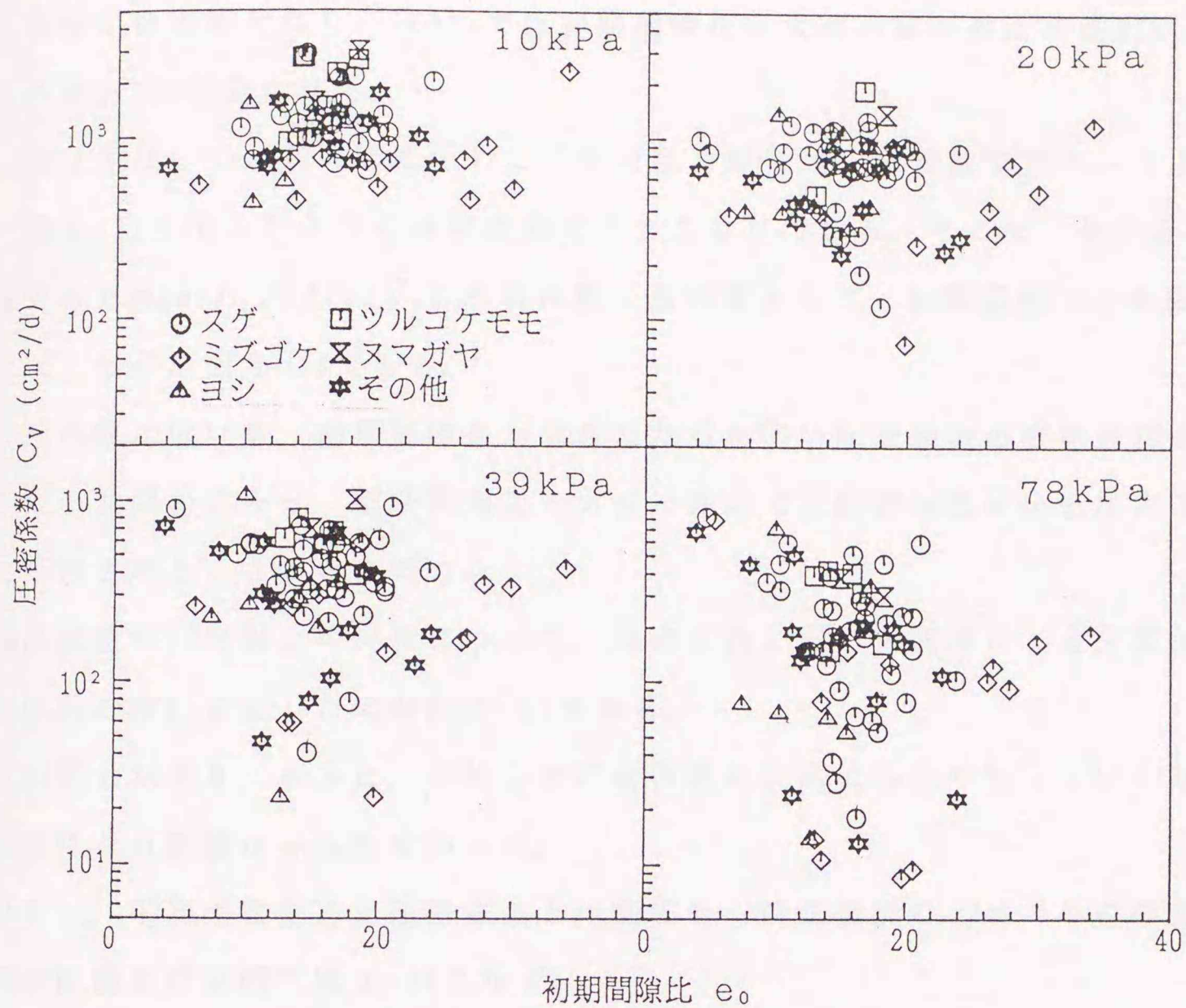


図 3・17 圧密圧力ごとの初期間隙比と圧密係数の関係

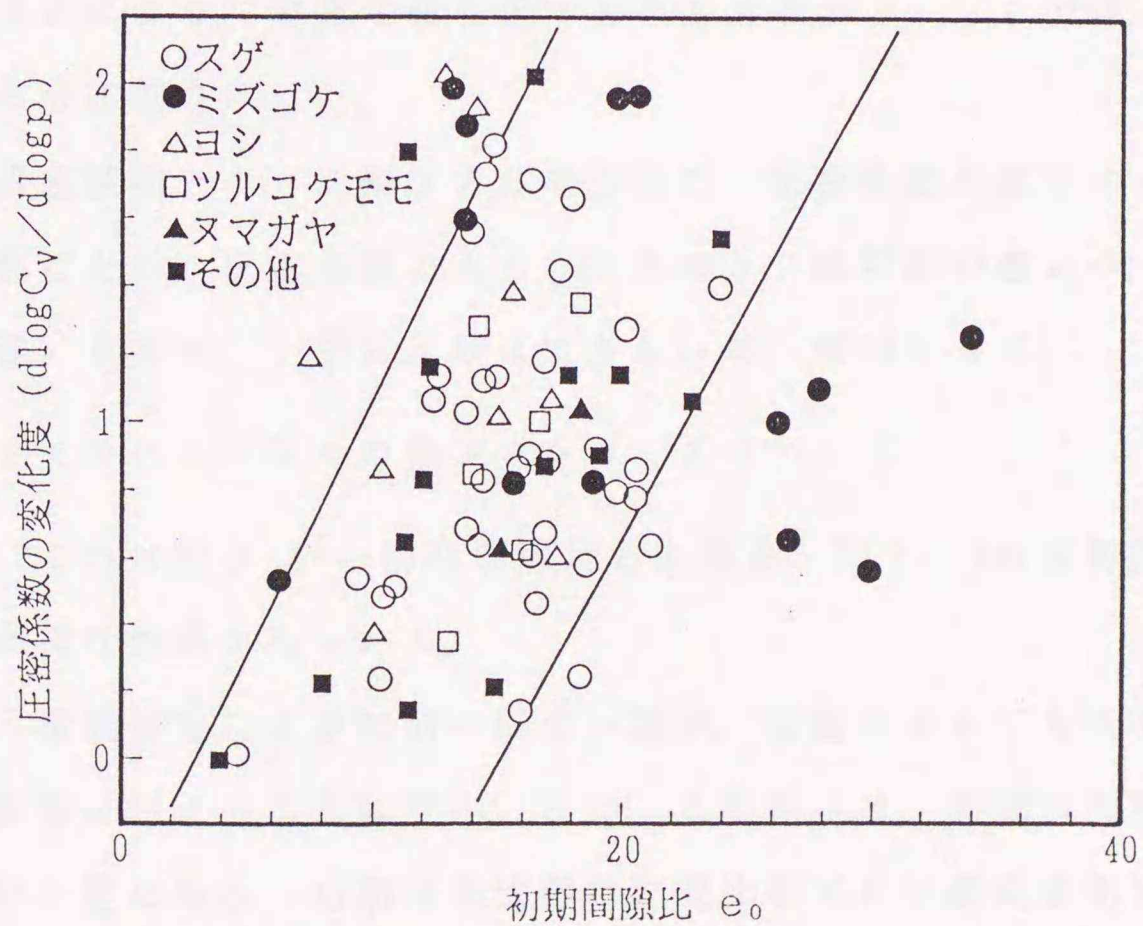


図 3・18 初期間隙比と圧密係数の変化度の関係

間隙比の大きい泥炭の圧密係数は小さくなる。さらに、圧密圧力が大きくなるとこの傾向は顕著となり、78kPaでは初期間隙比の大きい試料の圧密係数は小さいものの1/100程度になる。

一般に泥炭では、平均圧密圧力と圧密係数の関係は、両対数でプロットすると、図2・22に示したようにほぼ直線で示すことができる。そこで、その直線の勾配である $d \log C_v / d \log \bar{p}_g$ を圧密係数の変化度として、初期間隙比との関係で示したのが図3・18である。

変動の幅は広いが、初期間隙比が大きくなるに従い圧密係数の変化速度が大きくなる傾向がみられ、初期間隙比の大きい泥炭では圧密係数が圧密圧力に顕著に影響されることが示された。

強熱減量が50%以上の泥炭について、圧密圧力ごとに水洗法による分解度と圧密係数の関係を示したのが図3・19である。

圧密圧力が大きくなると、平均した圧密係数は次第に小さくなっていくが、分解度による影響はみられなかった。

つぎに、平均圧密圧力と圧密係数との関係を、構成植物ごとに、その中位数と四分位偏差の範囲で図3・20に示す。

測定値の散布度を表すものは、種々あるが、泥炭の圧密係数は、多くの要因の相互作用などにより、特異な値を示すものもあるので、ここでは、四分位偏差によりその散布度を示した。

いずれの構成植物とも、圧密圧力の増加に伴い圧密係数が減少する傾向にある。構成植物ごとの、圧密係数の大きさをみると、試料数の違いや、分解度や強熱減量の違いもあり、一概に比較はできないが、傾向として、

ツルコケモモ > スゲ > その他 > ヨシ≡ミズゴケ

の順となる。これは図3・17の初期間隙比との関係、図3・19の分解度との関係においても同様な傾向がみられる。

それゆえ、構成植物による初期の構造の差が、圧密によっても失われず、沈下速度にも影響を与えることになる。また、この順序は、前述の初期堆積状態の間隙比の順と逆になり、初期堆積状態の間隙比の大きい構成植物ほど、圧密係数が小さくなる傾向にあった。これは、初期堆積状態の間隙比の大きい構成

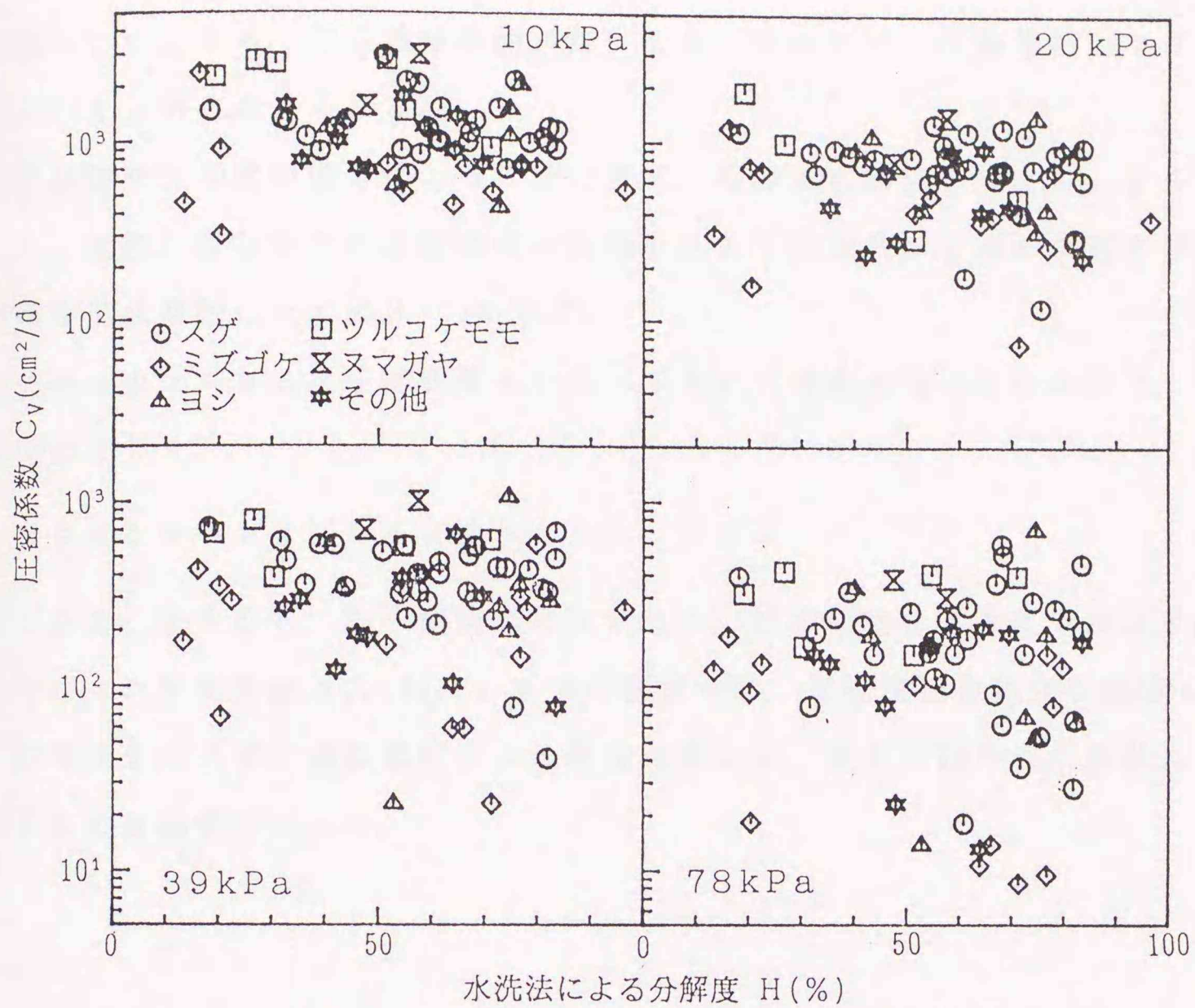


図 3.19 圧密圧力ごとの分解度と圧密係数の関係

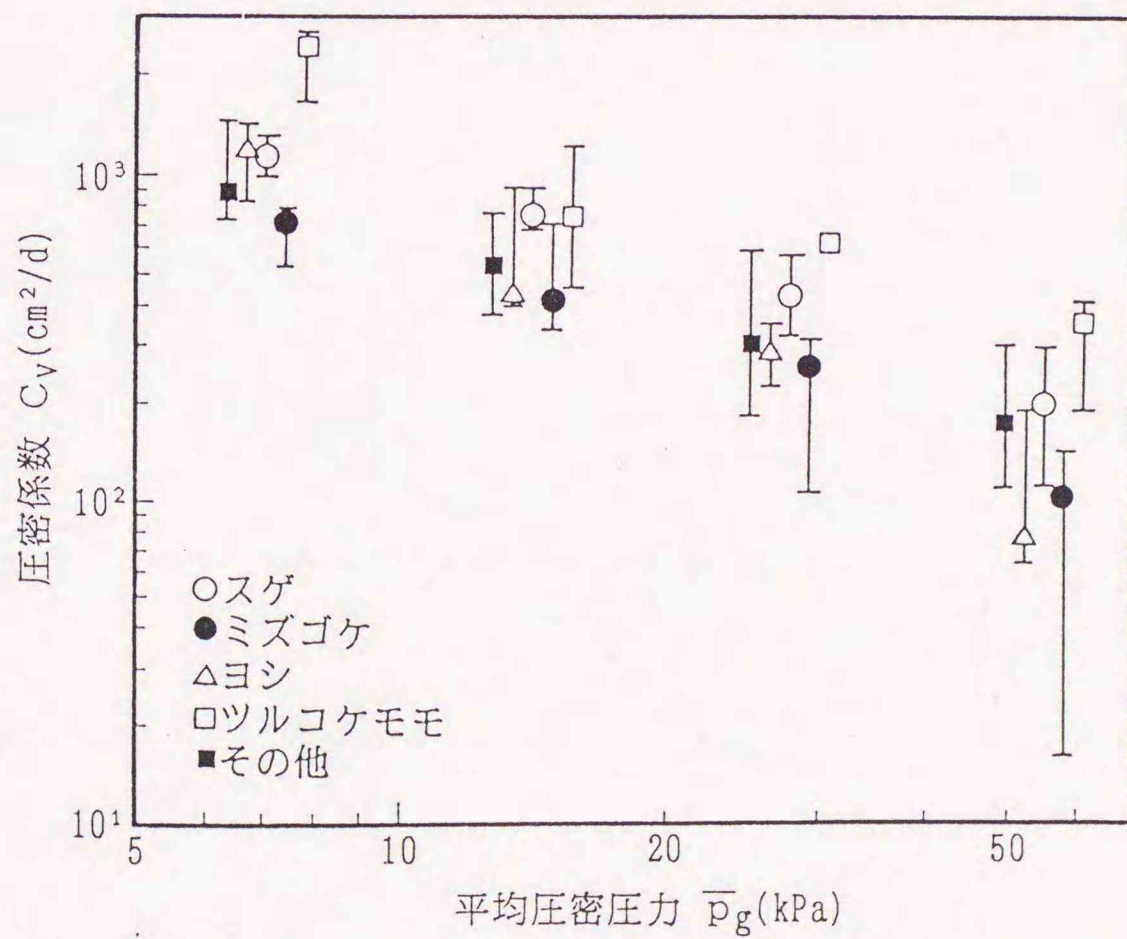


図 3.20 平均圧密圧力と圧密係数の中位数および四分位偏差の関係

植物は、一般的に構造としては弱く、圧密によりこれらが圧縮・破断し、間隙を充填していくため、有効透水断面が減少する。そのため、圧密係数が小さくなっていくものと考えられる。

構成植物や分解度の違いによる構造の差は、間隙比に影響を与えることを考慮して、正規圧密領域での圧密時の平均間隙比と圧密係数から求めた透水係数の関係を構成植物ごとに図3・21に示す。

間隙比が小さくなると圧密係数も小さくなるが、構成植物ごとにみると、概略の傾向として、

ツルコケモモ > スゲ ≒ その他 ≒ ヨシ > ミズゴケ

の順である。すなわち、同一間隙比においても、構成植物による差異があり、実験で行った平均圧密圧力 59kPa までの範囲では、構成植物の機作の影響による差異は消去できず、構成植物による構造の違いが、圧密係数や透水係数にも影響を与える結果となった。

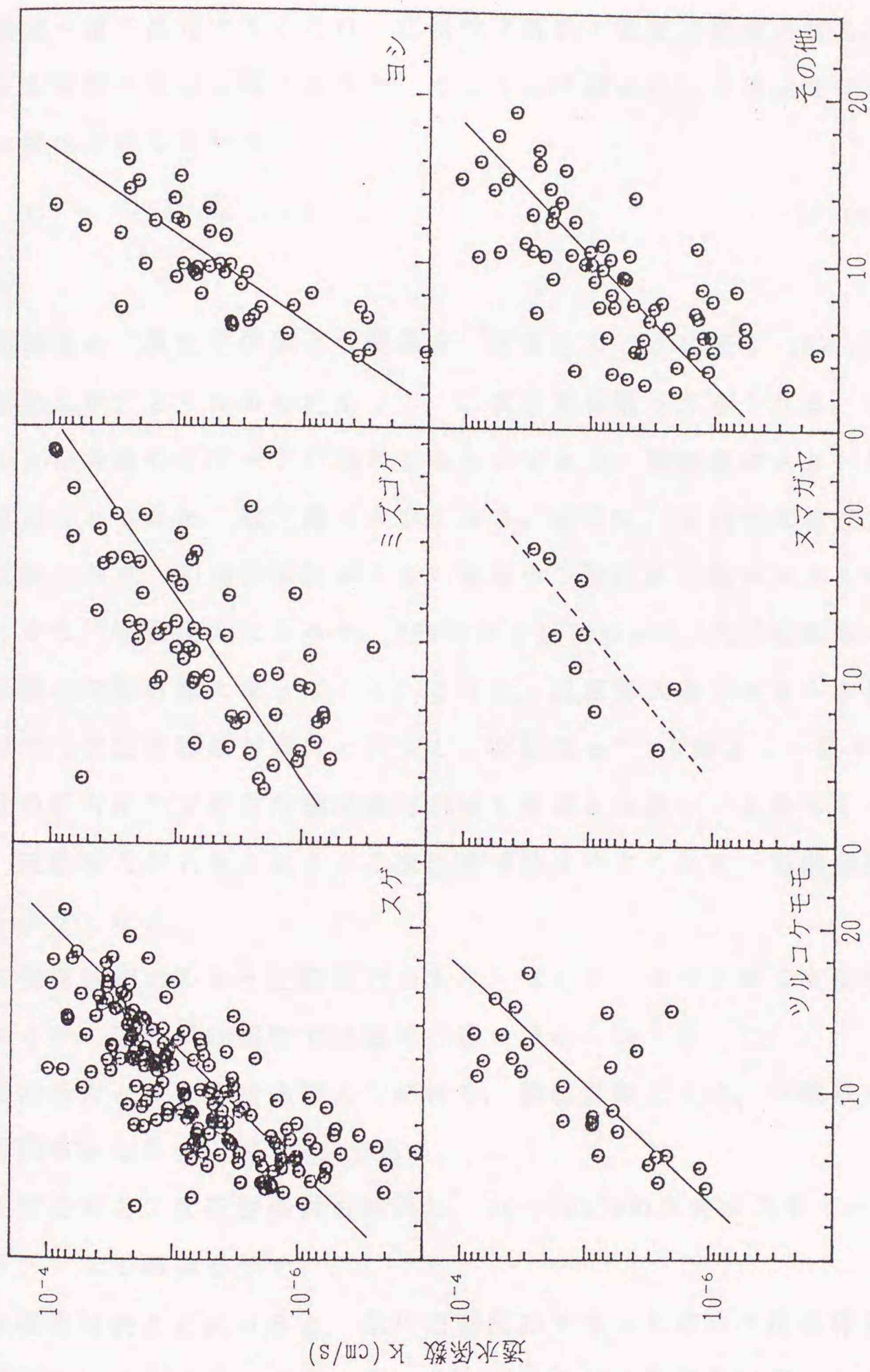


図3・21 構成植物ごとの平均間隙比と透水係数の関係

3・4・3 二次圧密係数

泥炭の圧密沈下の多くは、二次圧密で占められることが知られており、二次圧密の速度や量を推定することは、圧密沈下解析の重要な要素となる。

二次圧密係数の定義は種々あるが、ここでは圧縮係数との対比をはかるため、間隙比の変化速度を用いる

$$C_{\alpha} = - \Delta e / \Delta \log t \quad (3.10)$$

で表した。

初期間隙比と二次圧密係数との関係を、圧密圧力ごとに図3・22に示す。

初期間隙比が大きくなるのに応じて、二次圧密係数も大きくなる。二次圧密は一般に土の骨格のクリープ圧縮によるものであり、間隙比の大きい試料では変形が容易であるため二次圧密は大きくなる。さらに、泥炭では構成素材そのものの圧縮もあり、初期間隙比の大きい泥炭の二次圧密係数が大きくなるものである。また、圧密圧力でみると、20kPaおよび39kPaで二次圧密係数が最も大きく、直線の勾配も急になっている。これは、圧密降伏応力の2～3倍付近の圧密圧力で二次圧密係数が最大となるとした松尾ら⁴⁵⁾の報告と一致するもので、この付近の圧密圧力で泥炭の構成素材が最も圧縮され易いことを示している。さらに、圧密圧力が大きくなると二次圧密係数は小さくなり、初期間隙比による影響も少なくなる。

これを構成植物でみると圧密圧力が大きくなるとミズゴケの二次圧密係数が小さくなるが、他の構成植物では顕著な違いはみられなかった。

平均圧密圧力と二次圧密係数との関係を、構成植物ごとに、中位数と四分位偏差の範囲を示したのが図3・23である。

平均圧密圧力と二次圧密係数の関係は、20～30kPaの圧密圧力をピークとして凸型の形状になる傾向を示す。

これを構成植物ごとにみると、低い圧密圧力ではヨシの二次圧密係数は小さく、初期間隙比の大きいミズゴケが、他と比べて大きな値を示す。しかし、圧密圧力が大きくなると、これらも他の構成植物とほぼ同程度の値となり、構成植物による差も少なくなってくる。

二次圧密係数 C_{α} は圧密圧力により変化し、土の固有の定数として扱うこと

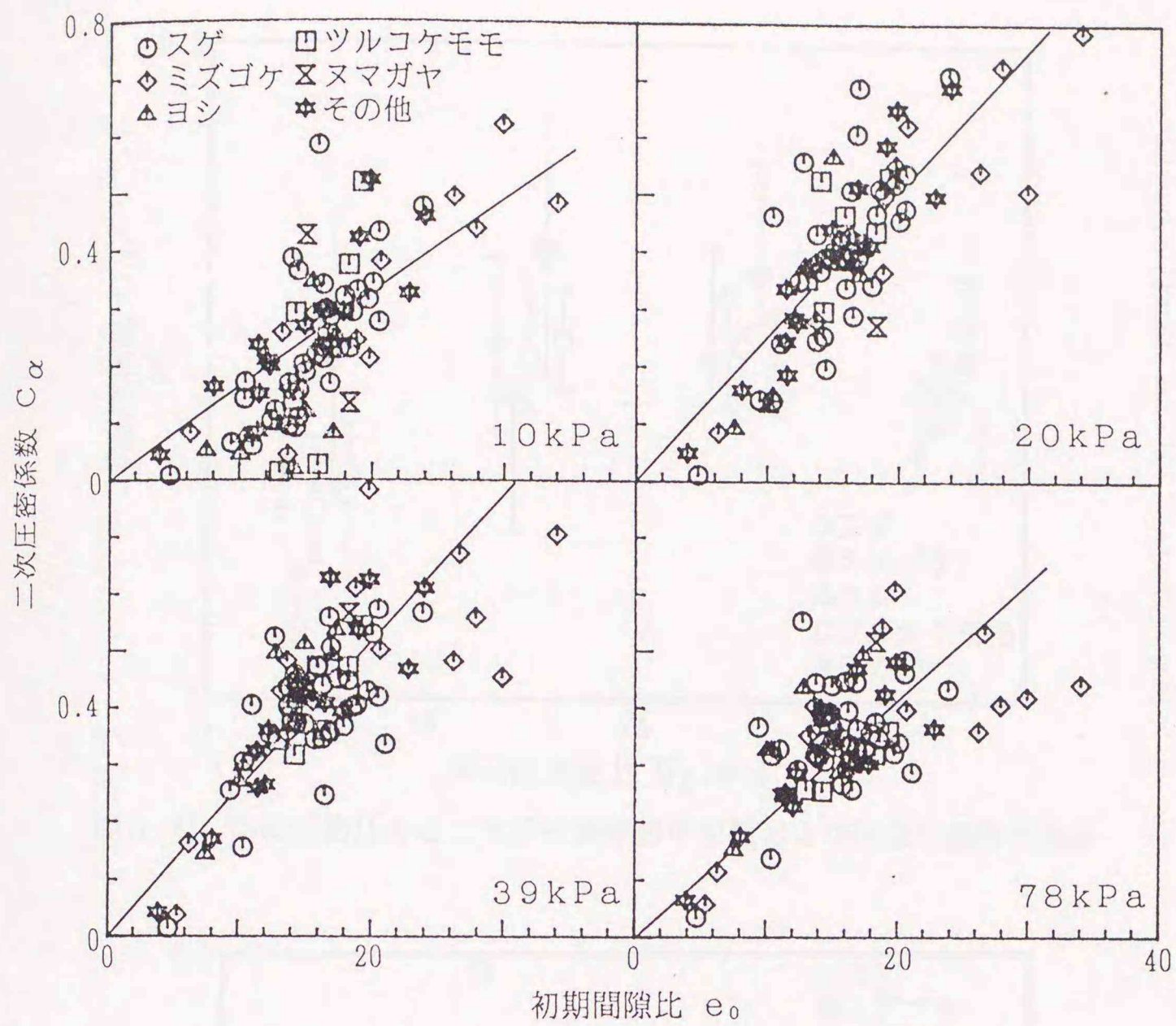


図 3・22 圧密圧力ごとの初期間隙比と二次圧密係数の関係

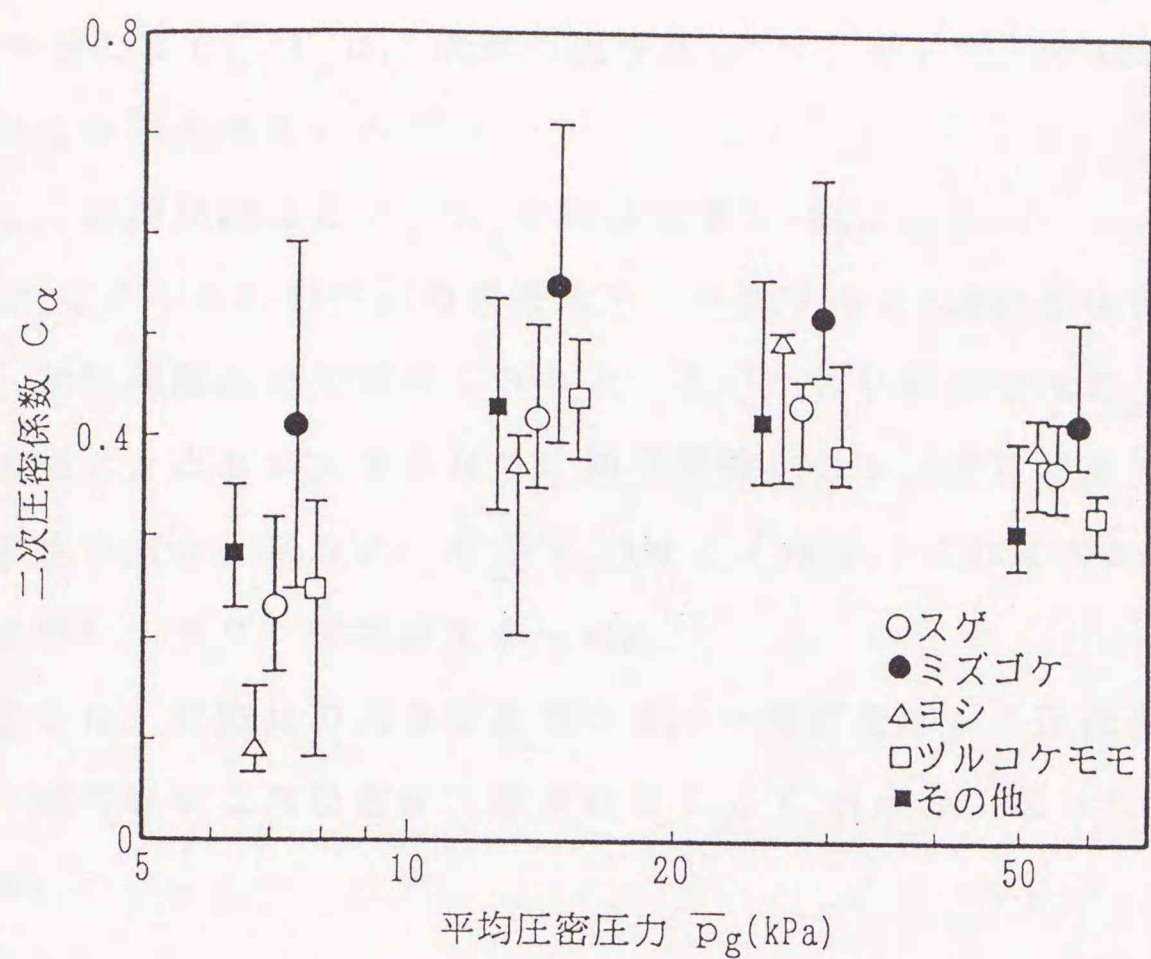


図3・23 平均圧密圧力と二次圧密係数の中位数および四分位偏差の関係

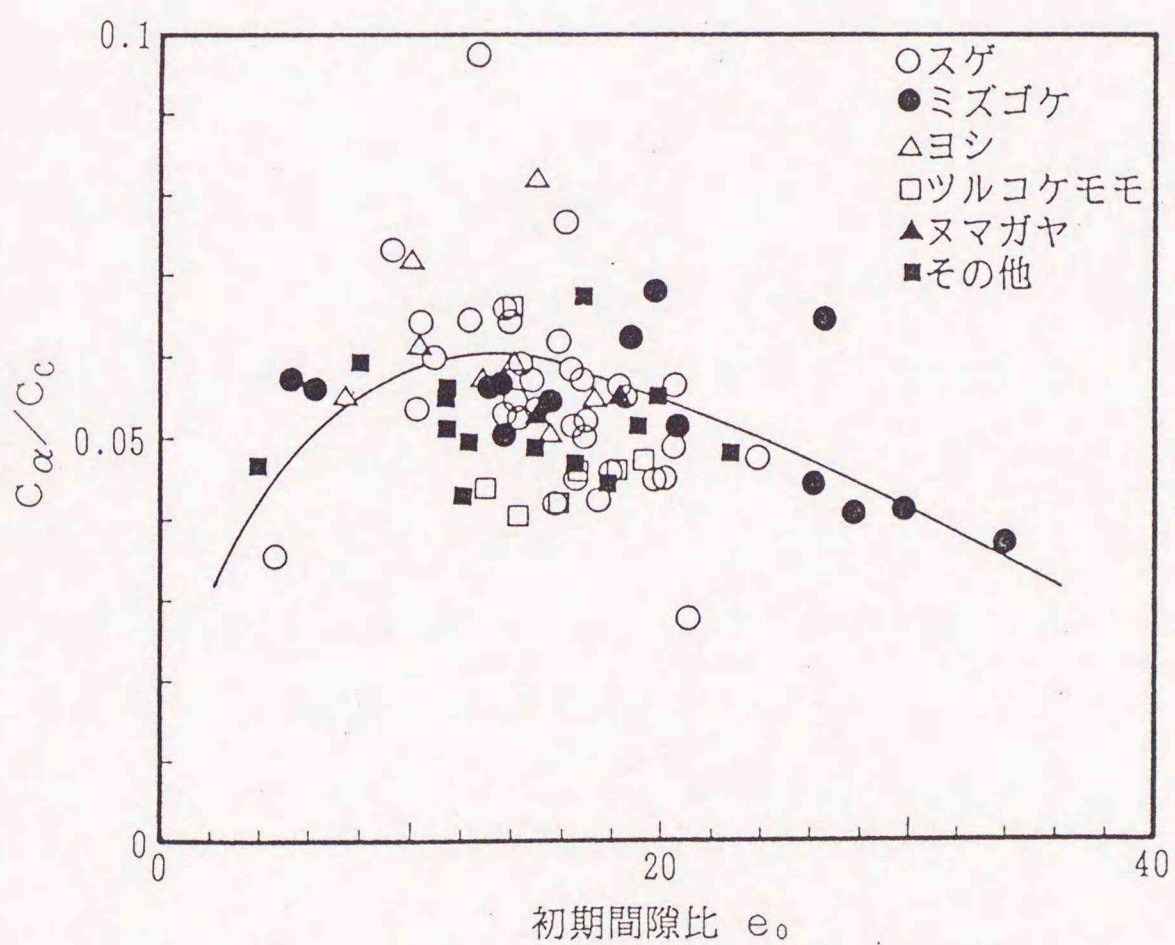


図3・24 初期間隙比と C_α/C_c 係数の関係

ができないが、これを各荷重段階における $e \sim \log p$ 曲線の勾配より求めた圧縮指数 C_c で除した C_α / C_c は、固有の値を取る⁴⁹⁾。そして、それが土質により異なることが示されている⁴⁵⁾。

そこで、初期間隙比と C_α / C_c の関係を図 3・24 に示す。

C_α / C_c は多くは 0.05 付近の値をとり、平均すると 0.051 となる。

これを、初期間隙比との関係でみると、その小さい部分では C_α / C_c は小さく、間隙比の増大とともに大きくなり、初期間隙比 10～15 付近で最大値となる。さらに間隙比が大きくなると、 C_α / C_c は小さくなり、これは大きな初期間隙比の試料の多いミズゴケで明瞭であった。

このことは、間隙比の大きな泥炭では、一次圧密による圧密量が大きく、そのため、相対的な二次圧密沈下量である C_α / C_c が小さくなったことを示すものである。

3・4・4 時間～沈下量曲線

泥炭の圧密沈下形状は Terzaghi理論に従わないことは周知のことであり、これは泥炭の構成素材の特徴により、二次圧密量が多く、これが一次圧密と同時に進行することや、繊維自体が圧縮するなどに起因するものである。

それゆえ、Terzaghi理論によらず泥炭の時間～沈下量曲線を経験的に推定する方法として、双曲線法が提案されており、宮川^{5,4)}や星埜^{2,9)}の方法がある。これらは少ない係数で時間～沈下量曲線を簡便に推定できる利点がある。

宮川^{5,4)}の双曲線法は原位置での最終沈下量を推定するのによく用いられる方法で、及川^{7,4)}は室内試験により、この双曲線法が二次圧密領域で適用性が高いことを示している。星埜法は $\sqrt{t}$ 双曲線法であり、能登^{6,6)}は初期のいわゆる一次圧密領域で適用性が高いことを報告している。

ここでは、標準圧密試験での沈下傾向をみるために、初期部分での適用性の高い $\sqrt{t}$ 双曲線を用いて検討した。また、標準圧密試験では初期弾性沈下量が無視できない大きさであることを考慮して、能登の式に初期沈下量 S_0 を加えた

$$S = S_0 + \frac{\sqrt{t}}{a + b\sqrt{t}} \quad (3.11)$$

として、泥炭の圧密曲線への適用を試みた。

この式において、 b は $S_0 + 1/b$ として最終沈下量を示すもので、 b が小さいほど沈下量は大きくなる。また、 a は沈下曲線の形態、すなわち、沈下速度を支配するもので、圧密係数に対応するものであり、 a が小さくなると沈下速度が早くなる。また、初期沈下量は計算処理を容易にするため、土質試験法(1964)^{1,4)}の圧密係数を求める $\log t$ 法における初期補正の方法を採用した。

この曲線の適用の例を図3・25に示す。

能登の提案式より S_0 を加え、パラメータを一つ増やしたことにより適用性が高くなるのは当然である。

係数 a 、 b と含水比の間には、泥炭を飽和と仮定したとき、一義的な関係が成り立つとの報告がある^{6,6)}。しかし、植物残体よりなる泥炭では繊維内部に空隙を有することもあり、飽和とはみなしがたいので、含水比のかわりに間隙比を用いた。圧密圧力10kPaについて、構成植物ごとに整理したのが図3・26であ

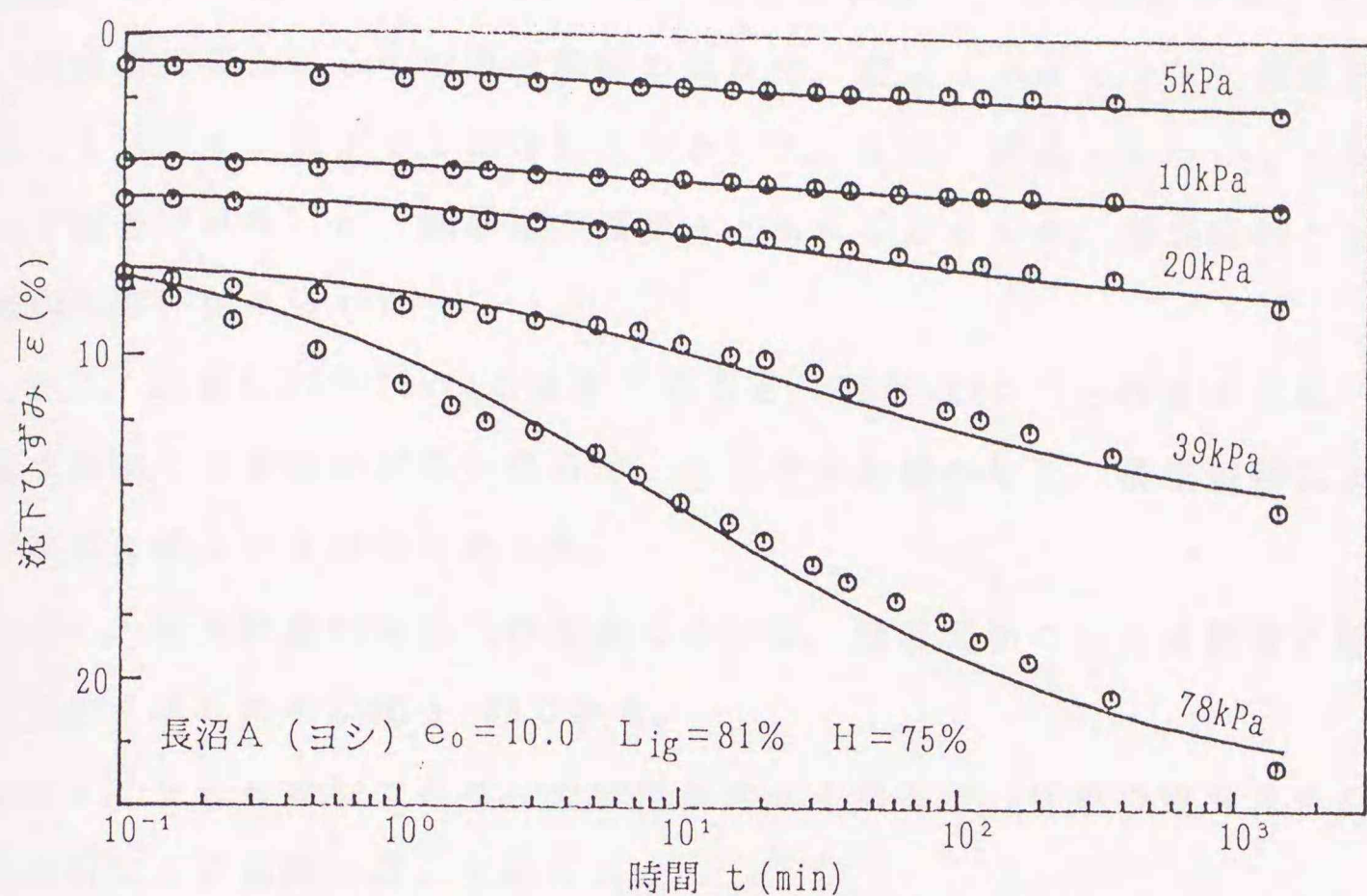


図3・25 $\sqrt{t}$ 双曲線の圧密沈下曲線への適用例

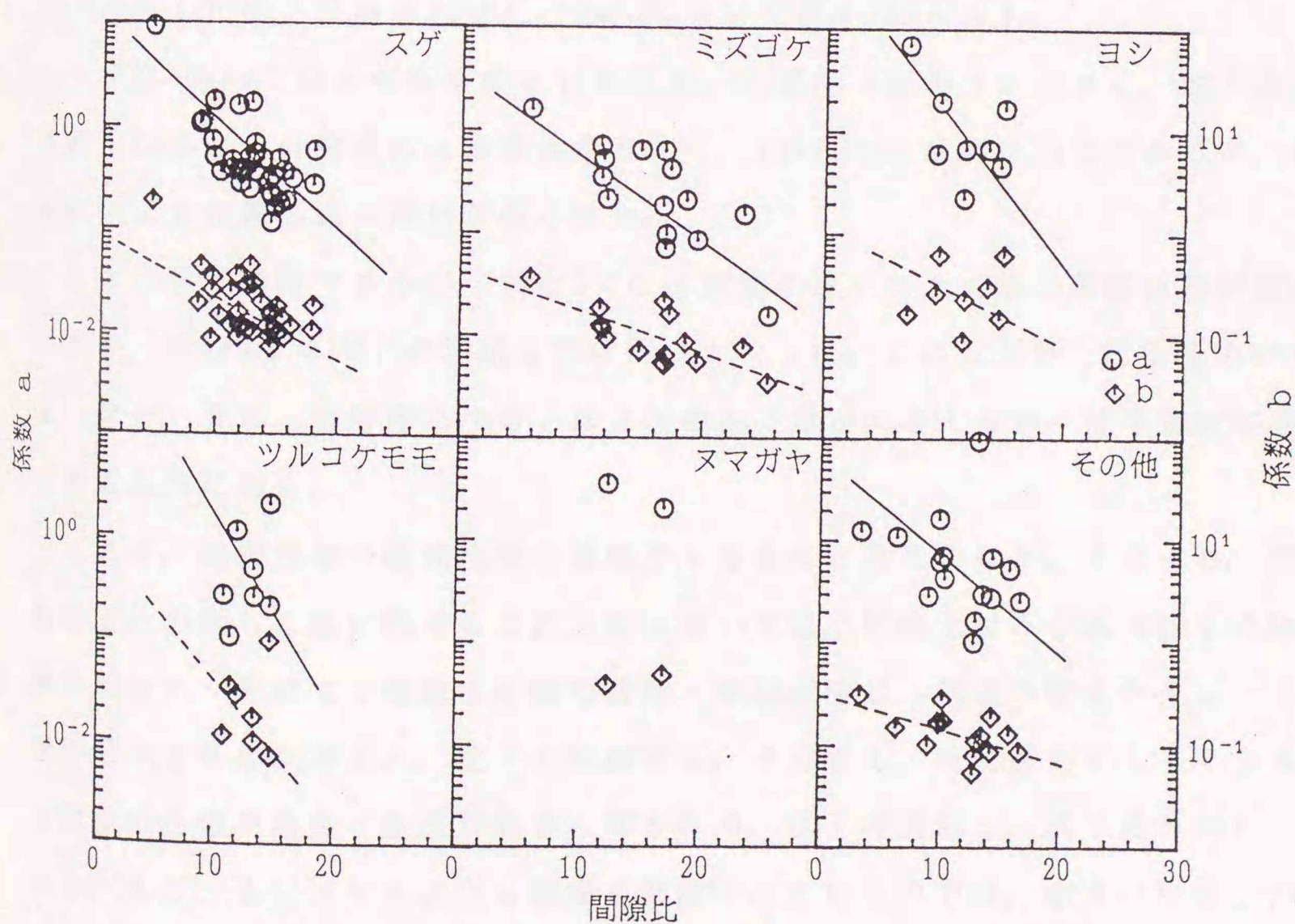


図3・26 構成植物ごとの間隙比と $\sqrt{t}$ 双曲線の係数 a , b の関係 (10kPa)

る。

圧密圧力が10kPaと小さい試験では、間隙比が減少すると係数 a も小さくなるが、構成植物ごとにこの両者の関係が異なり、特にミズゴケでは、間隙比が減少しても係数 a の低下する割合は少なかった。また、係数 b についても同様に、 a ほど顕著ではないが、間隙比の減少とともに小さくなり、構成植物ごとにその傾向に違いがみられた。

しかし、圧密圧力が78kPaと大きくなると、図3・27にみられるように、 a には構成植物による違いが幾分残るが、 b にその影響がなく、構成植物による差異が次第に減少する傾向にあった。

つぎに、強熱減量50%以上の泥炭について、構成植物ごとに分解度と係数 a 、 b の関係を示したのが図3・28である。

係数 a 、 b とも同様であり、分解度が大きくなると、係数の値も大きくなり、構成植物による傾向の違いもみられた。

そこで、スゲおよびミズゴケについて、分解度20%と80%付近の係数の値を用いて計算した沈下曲線を10kPa、78kPaについて図3・29に示す。

スゲは10kPaでは分解度の小さいものが、圧密沈下量がやや大きく、沈下速度も遅くなるが、分解度による差は余りなく、78kPaでは傾向は同じであるが、分解度による曲線形状の違いがみられた。

ミズゴケも同様であるが、10kPaでの分解度の違いによる沈下曲線の差が明瞭であり、78kPaではスゲの形状とほぼ同じとなった。これらより、圧密圧力が大きいほど、また、分解度が小さいほど圧密沈下量が大きくなり、沈下速度が遅くなる傾向にある。

これは、泥炭特有の構成植物の圧縮によるものと考えられる。すなわち、間隙水圧の消散した後には生ずる二次圧密においては、粘性土にみられる粒子の移動のほかに、泥炭では繊維の圧縮や湾曲・座屈が生じ、構造の変化が生じ、二次圧密がさらに促進され、沈下が継続する。それゆえ、圧密圧力が大きくなると繊維の圧縮や湾曲・座屈が顕著になるため、沈下が継続し、沈下量も大きくなる。また、ミズゴケのように繊維の強度の小さいものでは、小さい圧密圧力でも同様な効果が生じることになる。

つぎに、スゲとミズゴケを比較してみると、10kPaの分解度の大きい試料や

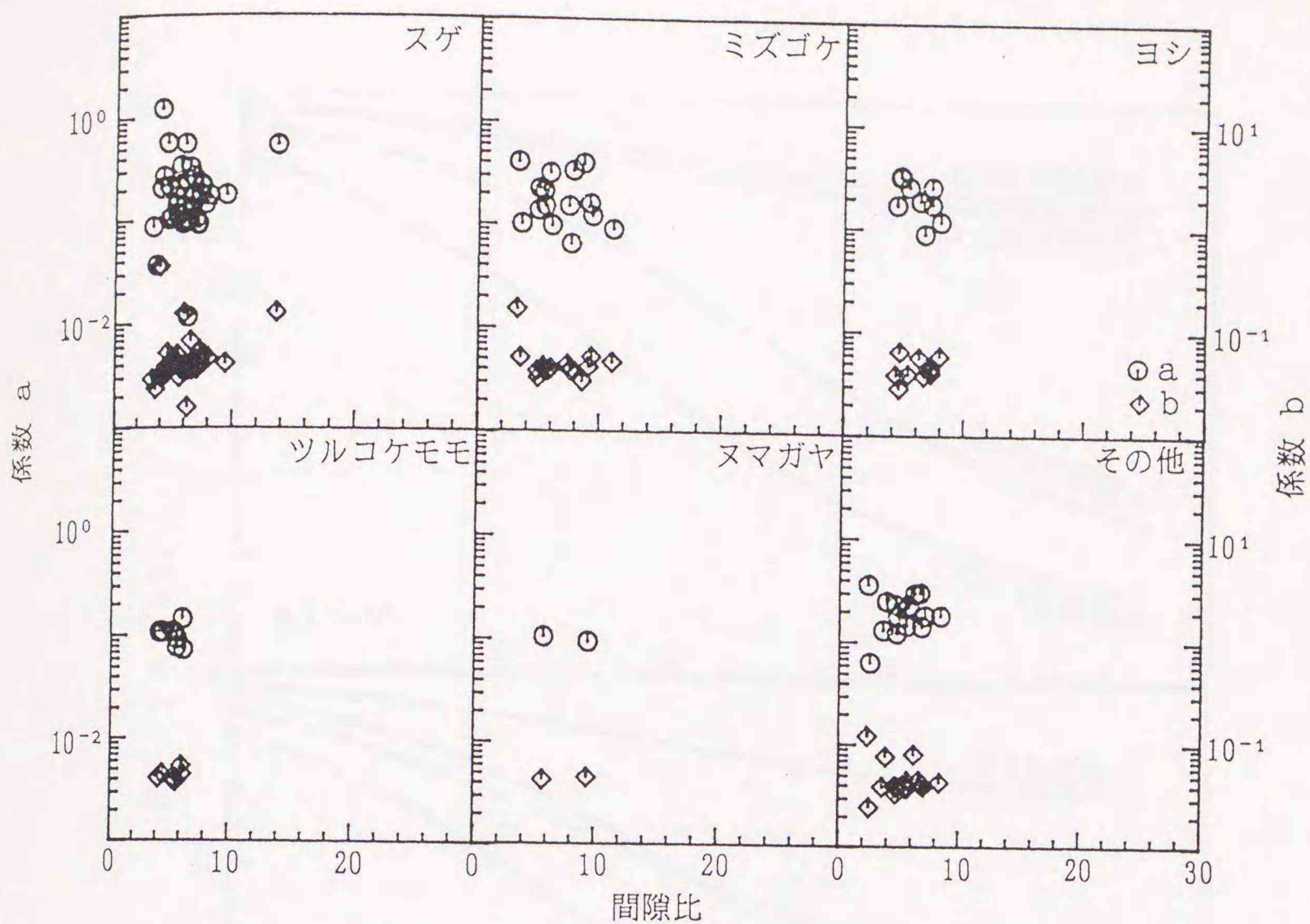


図3・27 構成植物ごとの間隙比と $\sqrt{t}$ 双曲線の係数 a , b の関係 (78kPa)

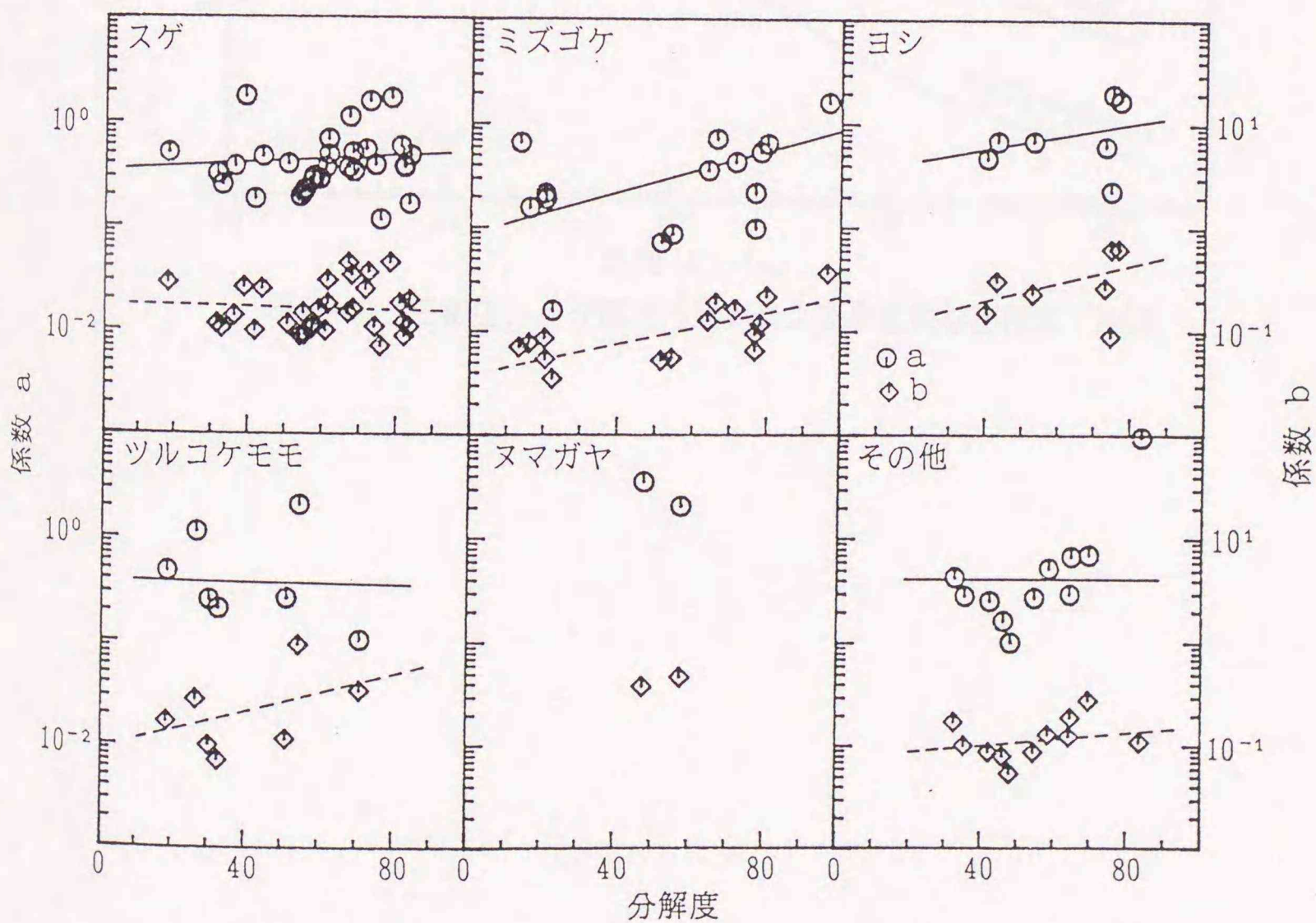


図3・28 構成植物ごとの分解度と $\sqrt{t}$ 双曲線の係数 a , b の関係 (10kPa)

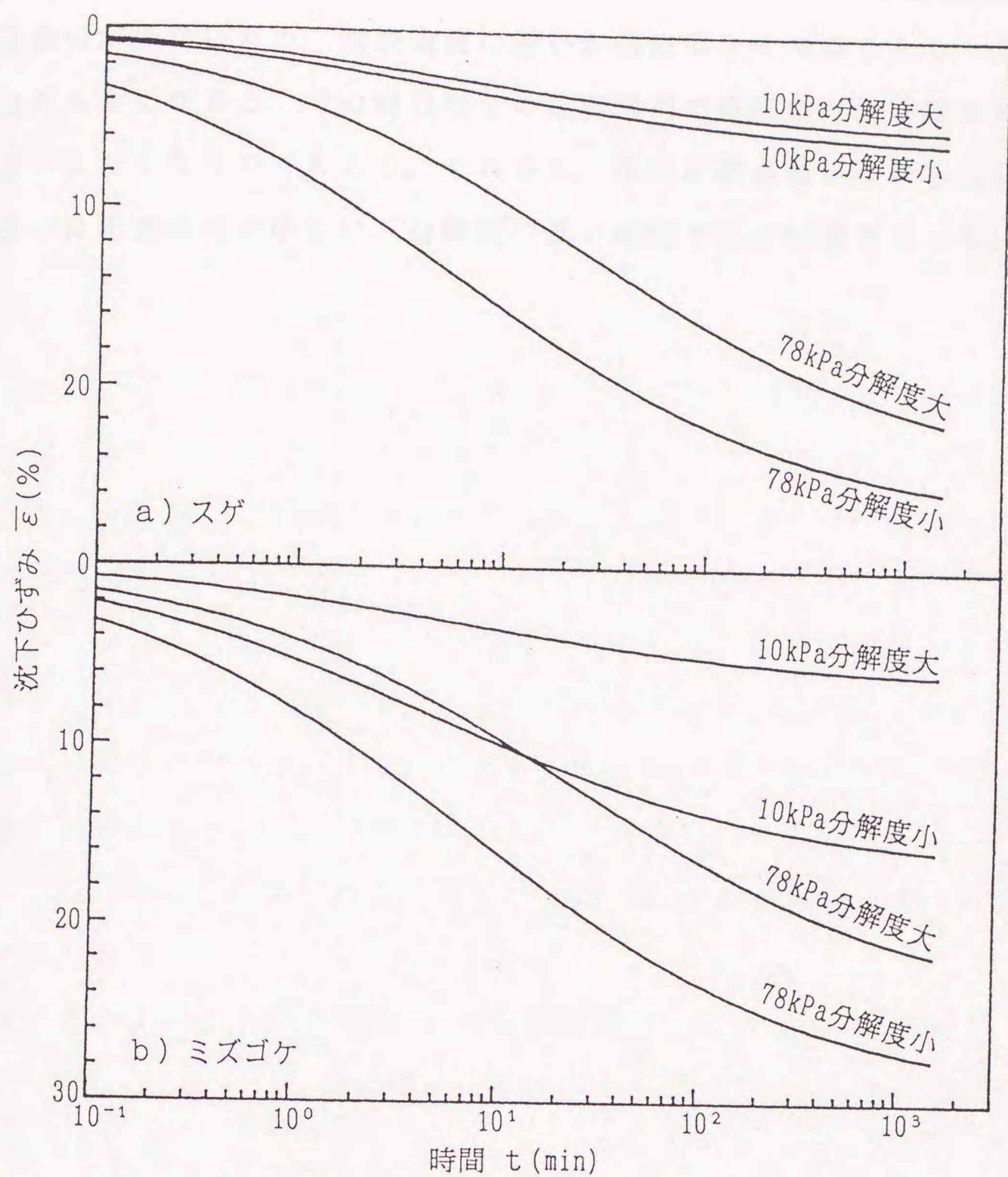


図3・29 圧密圧力と分解度の違いによる典型的な圧密沈下曲線

78kPaの試験では、構成植物による違いは少なかった。これは、分解度が大きくなると繊維分が少ないため、構成素材の違いが明瞭でなくなることと、また、圧密圧力が大きくなると、その前段階での圧密過程で構成素材が圧縮され、構造の差異が少なくなるのであろう。それゆえ、構成植物の違いによる圧密沈下曲線の違いは圧密荷重の小さい、分解度の低い範囲で特に明瞭であった。

3-5 泥炭の構成植物と生成過程と圧縮特性

3・5・1 生成過程と構成植物の特徴

泥炭地は一般に、高位泥炭、中間泥炭、低位泥炭地に分類される。これは、形態的と水文学的な2つの意味を持つ生成過程による分類である⁸⁵⁾。

すなわち、低位泥炭地では泥炭地の表面はまわりの地下水面よりやや低いか一致しており、泥炭地の涵養水は地表水や地下水で富栄養である。これに対し、高位泥炭地は中央部が周辺より高く、全体の形態は時計皿を伏せたような状態で、降水のみの供給しかない貧栄養状態のところに発達する。その中間の状態に移行したものが中間泥炭地と分類され、通常の発達段階では低位→中間→高位泥炭地と経過するものである。

いま、これらを生成過程により再整理し、すなわち、水分供給が停滞状態か流動状態か、泥炭が水中で堆積していく陸化型か、地下水面上あるいは地表面上で堆積する湿地化型かによって分類すると図3・30のようにモデル化できる¹⁰⁶⁾。この過程の各状態の経過・履歴がその泥炭地の特性を示すことになる。それゆえ、同じ高位、中間、低位泥炭地であっても生成過程の違いにより工学的特性が異なってくる。

泥炭地の植物はその生成環境により種類が異なってくるものであり、図3・30のモデルに現在も残っている植物の残遺体のうち最も代表的なものを示すと図3・31のようになる。

これにより、泥炭の構成植物をみることにより泥炭地の生成過程の概略を知ることができる。

さらに、圧縮特性を主体として、泥炭を生成過程で分類すると、図3・32のようになる。これらの主な構成植物を表3・3に示す。

これは、泥炭地が低位→中間→高位泥炭地と発達する過程で、水分状態などにより $C' \rightarrow C \rightarrow \bar{A}$ 、あるいは $B' \rightarrow B \rightarrow \bar{A}$ などのように生成コースが異なることを示すものである。これより、泥炭地の生成過程が、A、B、Cのどの位置にあるかにより、圧縮性の違いをみることができる。

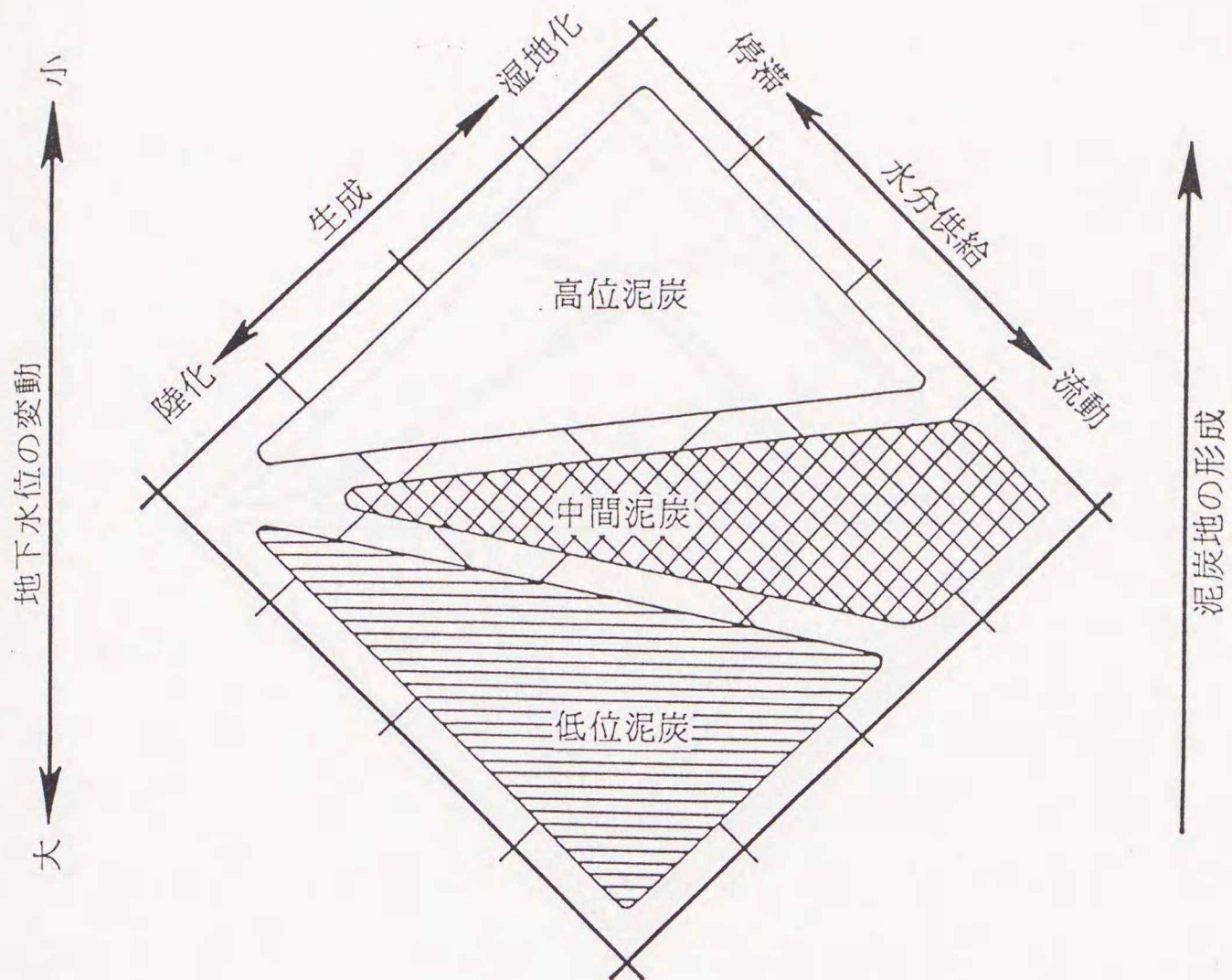


図 3・30 泥炭地の生成過程

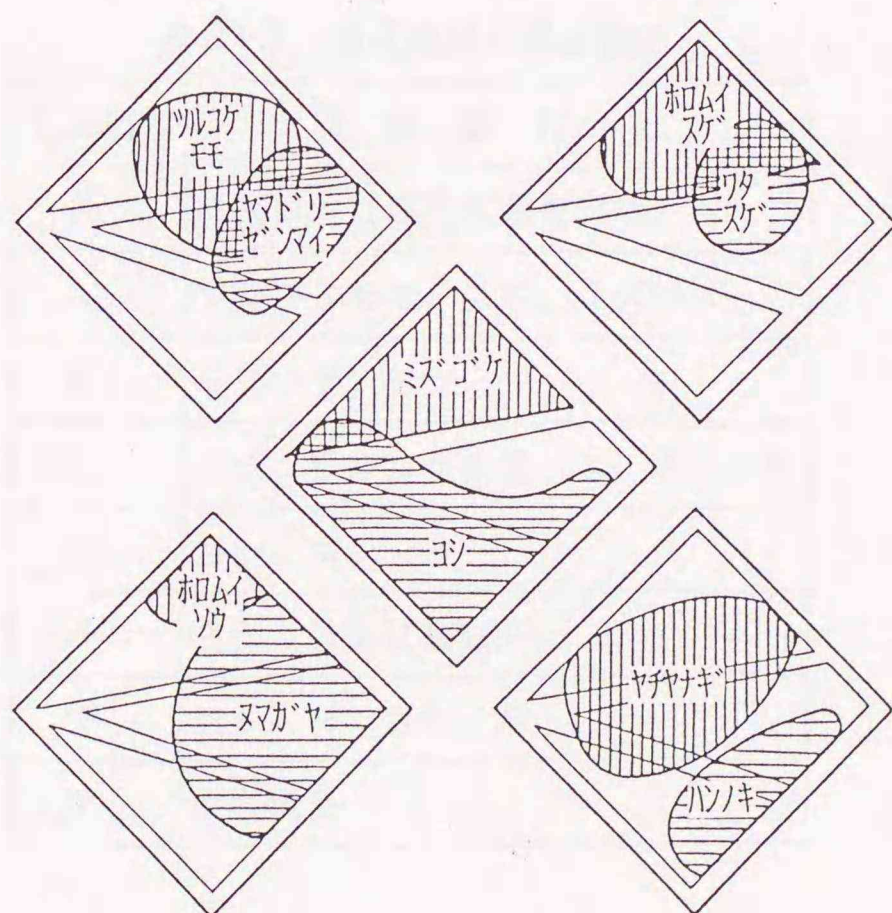


図 3・31 泥炭の構成植物の生育ゾーン

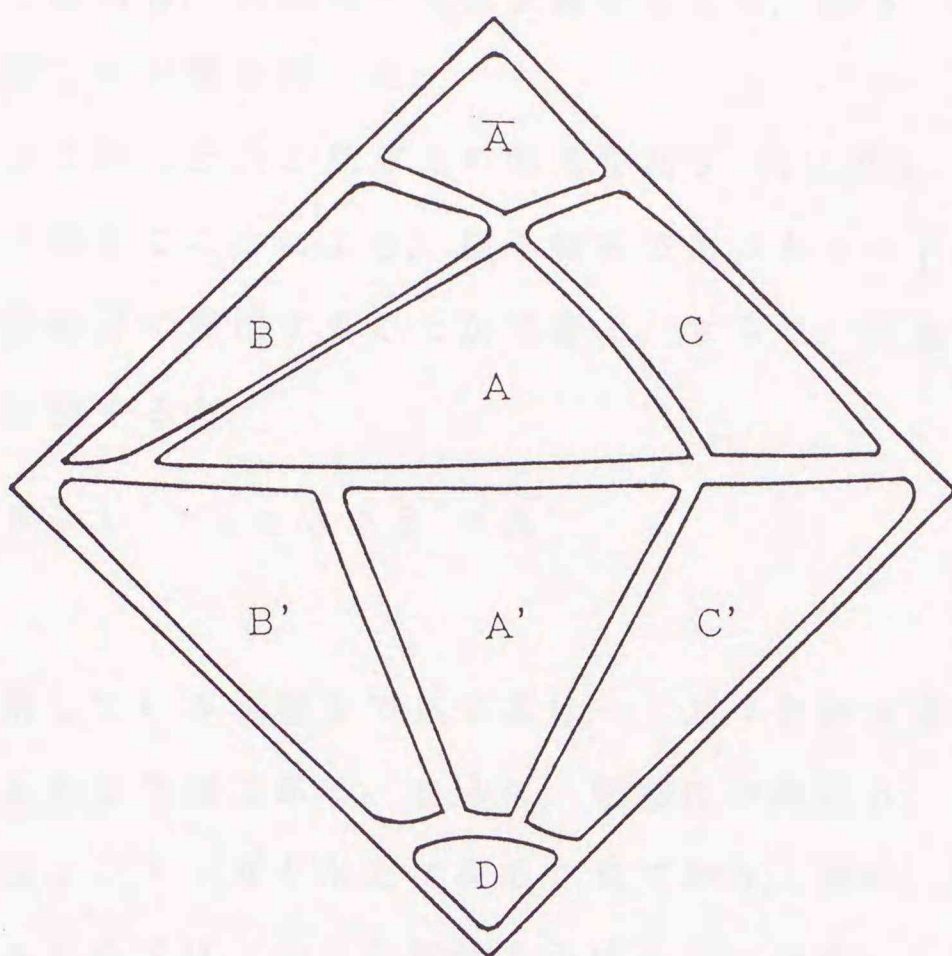


図 3・32 泥炭地の生成過程分類

表 3・3 生成過程と構成素材

生成過程	構 成 素 材
Ā	ミズゴケ（現生状態を含む）
A	ツルコケモモ，スゲ，ミズゴケ
B	ミズゴケ，ヨシ
C	スゲ，ツルコケモモ，木，ミズゴケ
A'	ヨシ，木
B'	ヨシ（分解に富む）
C'	ヨシ，ヌマガヤ，木
D	土砂量多

3・5・2 生成過程と圧縮・沈下特性

実験に用いた試料は、周辺地形や構成植物により、図3・32や表3・3に示す生成過程を推定して分類を行った。

この分類による圧密圧力と間隙比の関係を図3・33に示す。

このように分類することにより、種々雑多であった $e \sim p$ 曲線を、生成過程ごとに類似の曲線群に整理することができる。さらに、圧密圧力の小さい範囲での圧縮量を比較すると、

$$\bar{A} > B > C' > C \cong A > B' \cong A'$$

の順となる。

最上位に堆積している現植生である $\bar{A}$ は、ミズゴケから構成されるため、圧縮性が高くなるのは当然である。さらに、圧縮性の高い B 、 C' は、いずれもミズゴケ、ヨシおよびヌマガヤなどで構成されており、逆に、ツルコケモモやスゲを多く含む A や C では、低い圧縮性を示すことになる。

つまり、同じ低位泥炭であっても、 A' 、 C' にみられるように、生成過程、すなわち、構成植物が異なることにより、層序によらず、圧縮性が変化することがわかる。

また、 B は本研究では、 A に近似した圧縮量を示したが、現実の地盤では、排水履歴の影響を受けやすく、圧縮量が A 、 C などと同じ値を示すこともあり、排水履歴により、この順位が変化することもある。

そこで、生成過程のコースごとに、一般的な圧縮特性をみると、 C コース、 B コース、 A コースの順に小さくなっていく傾向がみられた。

つぎに、この圧縮特性を数値化してみるために、 $0 \sim 20 \text{ kPa}$ の間の圧縮係数 a_v とその変動の範囲を生成過程ごとに示したのが図3・34である。

圧縮性の大きなものは、構成素材の特性のため、バラツキもあるが、全体としては、さきに示した傾向と一致している。すなわち、上載荷重の小さい状態における泥炭の圧縮性は、生成過程を考慮にいれた泥炭の構成植物の影響が、支配的であることがわかる。

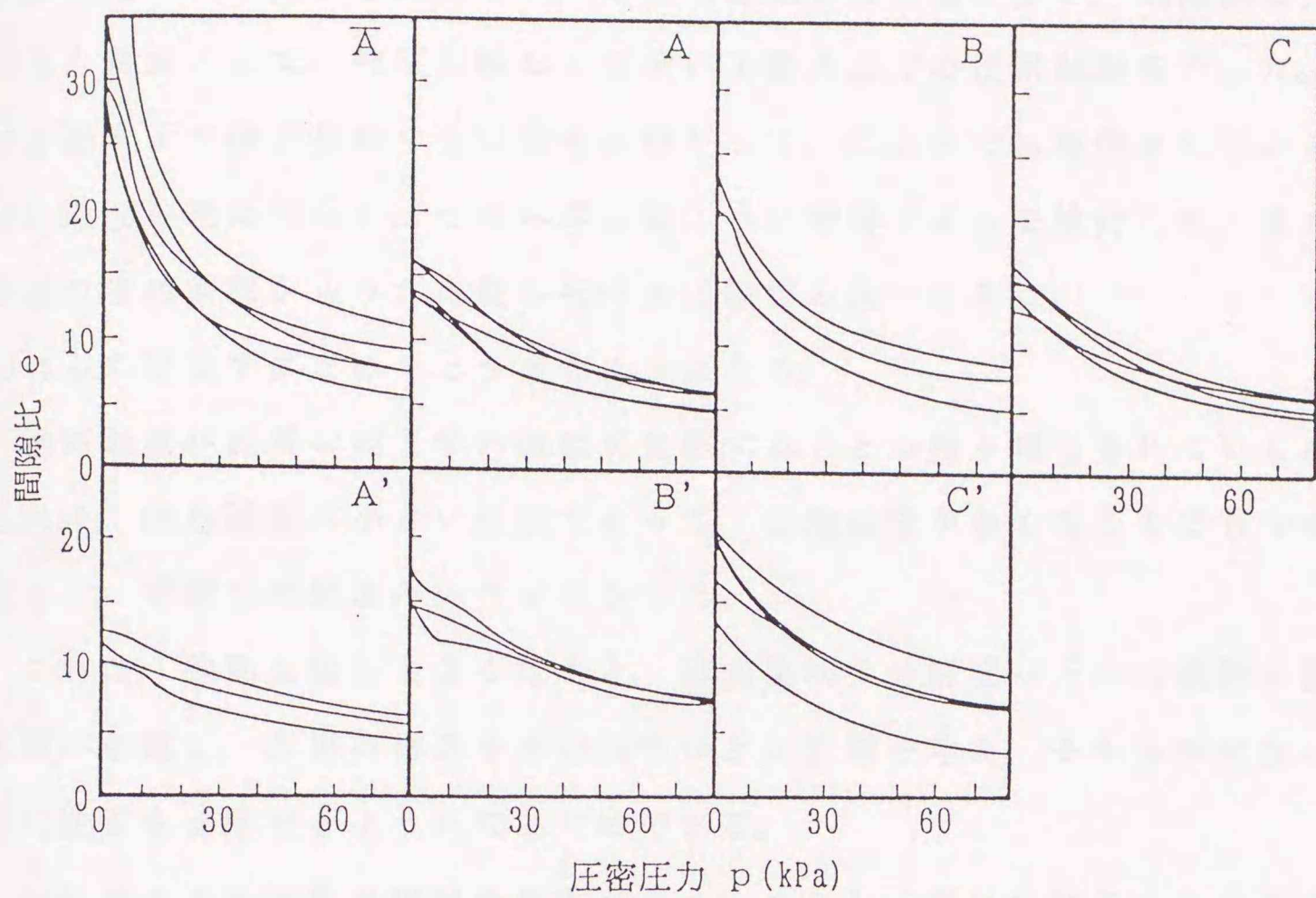


図 3・33 生成過程ごとの圧密圧力と間隙比の関係

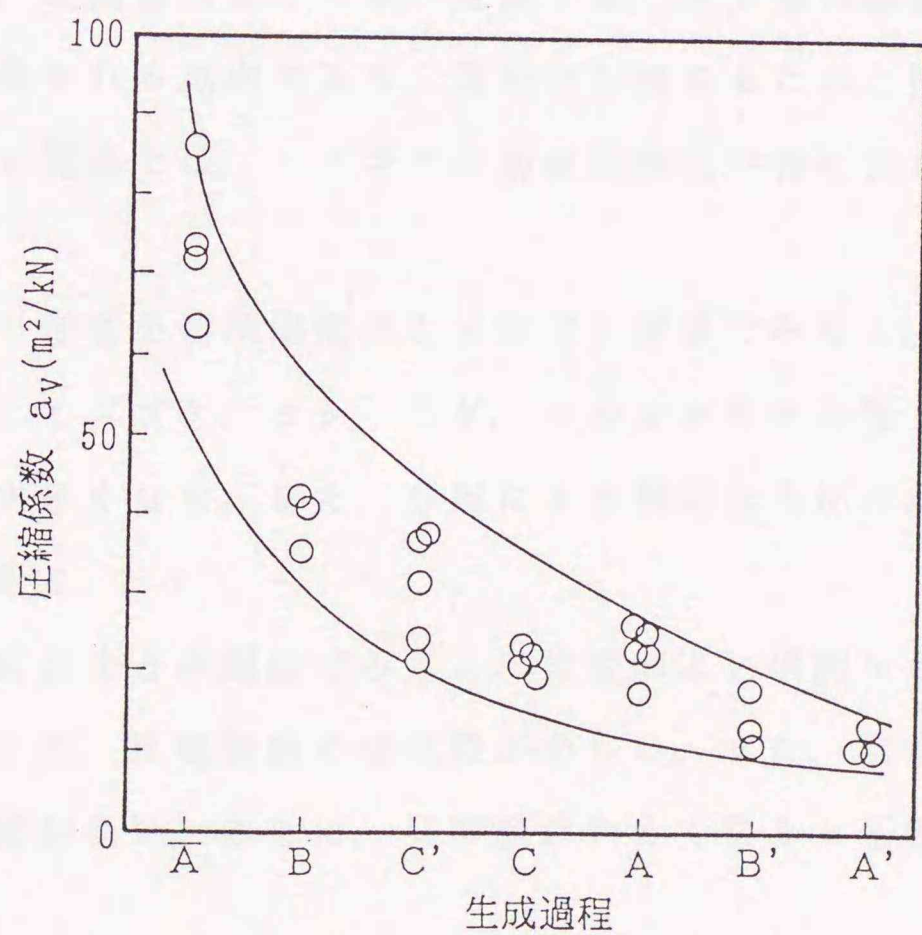


図 3・34 生成過程と圧縮係数の関係

3・6 まとめ

泥炭地盤の表層部より採取した、比較的有機物含有量の多い、間隙比の大きい泥炭を対象として、物理試験および低い圧密圧力での圧密試験を行った。泥炭の形態を示す構成植物や分解度を指標として、これまでに報告されている土質諸定数間の相関関係に、それらがどのように影響するかを検討した。また、泥炭地の生成過程からみた泥炭の特性と圧縮性の違いをみた。

これらの結果をまとめるとつぎのようになる。

- 1) 強熱減量が泥炭の理工学的特性を支配することが種々報告されているが、これは、強熱減量の小さい範囲であって、強熱減量が多くなるとばらつきが大きく、明瞭な相関はみいだせなかった。

これは、強熱減量が大きくなると、構成植物や分解度などの有機物の質的影響が卓越し、泥炭の構造や水分特性などに影響を与え、それらが泥炭の工学的性質を支配するようになるためである。
- 2) 初期含水比も泥炭の状態を表すパラメータとして用いられるものであるが、含水比の大きい泥炭では、従来より提唱されている関係と異なる傾向がみられた。これは、初期含水比の大きい泥炭では、未分解の植物残体の存在のため、それらに含まれる気泡により、飽和度が異なるためと推定される。また、初期間隙比との関係では、ミズゴケの初期間隙比が特に大きくなる様相を示した。
- 3) 泥炭の分解の影響を初期間隙比と分解度でみると、分解により、間隙比は低下し、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順で、分解による間隙比の低下は大きくなる。また、分解により初期含水比が減少し、密度が増大する傾向にある。
- 4) 圧縮指数は間隙比との関係でみると、比較的よい相関を示すが、間隙比の大きいミズゴケは、圧縮指数の変化量が小さい。また、含水比との関係では間隙比より相関が低い。さらに、分解度が大きくなると圧縮指数が減少する傾向にあった。
- 5) 圧密係数は初期間隙比が大きい泥炭では、圧密圧力が大きくなると、顕著に減少する傾向を示す。また、構成植物の影響は、初期間隙比と分解度の関

係と逆に、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順で小さくなる。すなわち、構成植物に支配される初期堆積状態における構造の差が、分解や圧密によって残存し、圧縮性や透水性に影響を与えることにもなる。それゆえ、低い圧密圧力では、泥炭の圧縮特性の指標として、構成植物をパラメータとすることが可能であった。

6) 二次圧密係数は初期間隙比が大きい泥炭ほど大きくなり、ミズゴケが他より小さい傾向にあるが、他の構成植物にはその差はみられなかった。また、 C_α/C_c は初期間隙比10~15をピークとして減少し、初期間隙比の大きい試料の多いミズゴケで明瞭であった。

7) 構成植物と時間～沈下量曲線を見ると、低い圧密圧力においてスゲは分解度による差は余りないが、ミズゴケでは分解度の違いによる沈下曲線の差が明瞭であった。また、圧密圧力が大きくなると、構成植物による沈下傾向の違いは少なくなってくる。

それゆえ、北海道のような分解の少ない泥炭地では、特に表層泥炭のように小さな載荷荷重で生じる圧密解析においては、構成植物の種類や分解度の違いを考慮する必要がある。

8) 泥炭の分類を、従来の高位・中間・低位泥炭の分類に加えて、構成植物を基礎とした生成過程による細分類を行うことにより、泥炭の生成のコースによる圧縮性の違いを明確にすることができる。

これらは、載荷条件による沈下問題だけでなく、泥炭地における、一般的な土地利用にともなう、自然的地盤沈下の解析・予測などに有用であろう。

第 4 章

繰返し载荷による泥炭の圧縮特性

第4章 繰返し載荷による泥炭の圧縮特性

4・1 繰返し圧密と泥炭

北海道の泥炭地は土地利用の進展にともない大きな地盤沈下が生じてきた。これは地下水位の低下に起因するものが多い。開拓当初は農地開発による地下水位の低下によるものであったが、近年は都市化による下水道の整備などで、排水の程度も大きくなり、かつ1年を通じてなされるため、沈下の程度も大きくなってきている。

地下水位の低下による地盤沈下は各地でみられる現象である。粘土地盤での沈下は、被圧地下水の汲み上げによる水位低下に伴って圧密沈下により生ずるものが多い。それに対し、泥炭地盤では地表面付近がきわめて軟弱であるため、深層にある被圧地下水位とは関係なく、地表付近の地下水位の変動にともなって発生しているものである¹⁰⁸⁾。松下ら⁴⁷⁾の泥炭地盤の沈下の観測においても、沈下の大部分が泥炭の圧密によることが報告されている。

泥炭地盤の地下水位の変動・低下による沈下の現象は、

- 1) 排水などによる水位の低下に伴い、表層部が下層への荷重となり、有効土被り圧の増加による圧密作用による沈下
- 2) 水位低下により旧地下水面以下の部分が乾燥化し、泥炭の乾燥収縮による沈下
- 3) 長期的には泥炭の分解などの進行によって生ずる沈下が考えられる¹⁰⁸⁾。

さらに、泥炭地盤では地下水位の変動に起因する沈下もあり、長期的にみても地下水位が一定であっても、季節的変動により沈下が進行する例がある⁸⁸⁾。

地下水位の変動による地盤沈下は粘土地盤でも当然生ずる現象であり、例えば、北陸地方などで多量に消雪水を汲み上げたときには地盤沈下が生ずることが報告されている³¹⁾。泥炭地盤では降雨や積雪などによるわずかな地下水位の自然的な変動でも、地盤は沈下と膨張を繰返しながら徐々に沈下していく。さらに、泥炭地盤では地下水位の低下がなくても、水位が変動すること自体、すなわち、地下水位の一時的低下で沈下が促進される²⁴⁾などの特異な性状を示す

ことがある。

泥炭はその構成素材が植物の残遺体よりなるため、圧縮性が高く、わずかな有効応力の増加で圧密沈下を起こすことと、非可逆的で長期間継続する二次圧密沈下が多いため、地下水位の変動による繰返し圧密により、大きな沈下を生ずる。さらに、泥炭はその内外に間隙を有するため、地下水位の低下による乾燥化で、表層部の泥炭の水分保持力が低下し、非可逆的な収縮沈下を引き起こす¹⁰⁸⁾。そのため、泥炭地盤では長期的な水位低下がみられなくても、地下水位の自然的な変動により、これらの非可逆的な沈下が蓄積され、地盤沈下が進行して行くものと考えられる。

地下水位の変動による地盤の沈下挙動の解析には、繰返し圧密試験の結果を用いて有限要素法などにより予測する手法があり、坂井ら⁸⁶⁾や諸戸ら⁵⁶⁾によって報告されている。また、水位の低下で不飽和となる帯水層の上部の沈下には、不飽和圧密理論での検討が必要であることが提唱されいるが⁶⁴⁾、室内の不飽和繰返し圧密試験の結果を現位置の沈下解析に用いた例はない。

泥炭地盤では梅田ら¹⁰⁸⁾により実測値からの係数を求めて解析する手法が提示され、それでは泥炭の乾燥収縮や分解による沈下も考慮されている。一方、鉾質土、特に粘土などでは圧密理論を基礎とした地盤沈下の解明・予測などが多くなされている。しかし、泥炭ではその圧密現象へのTerzaghi理論の適用の可否の判断もまだ十分でないのが現状である。

そこで、泥炭地盤の沈下の機構を解明するために、沈下の構造を有効上載圧の変動による繰返し圧密による沈下と、乾燥～湿潤の繰返しによる泥炭の収縮挙動にともなう沈下に分けて考えた。

いま、実験的に泥炭地盤の沈下の種々の応力状態を想定して、繰返し圧密試験を、①繰返し荷重、②繰返し応力比、③初期圧密時間、④荷重載荷時間などを種々変えて行った。また、荷重載荷状態で排水乾燥・水浸を繰返ししながら試験を行い、繰返し排水により沈下特性がどのように変化するかも検討した。

4・2 試験方法および試験試料

4・2・1 試験方法

試験は繰返し載荷試験と繰返し排水試験の2種類であり、試料は北村および美唄より採取した2種の泥炭を使用した。

繰返し載荷試験は飽和状態での試験で、通常の圧密試験機を用いて行い、供試体径は7.5cm、高さ4cmであり、繰返し荷重の波形は矩形波である。

試験は所定の圧密圧力まで段階的に圧密したのち、除荷、載荷の繰返しを行ったもので、圧密圧力、載荷応力比、初期圧密時間、繰返し載荷時間を種々変化させて行った。その試験条件と供試体の初期間隙比を表4・1に示す。

行った試験をつぎのように分類した。

A試験――除荷荷重を載荷荷重の1/2とし、3種の載荷荷重で、載荷・除荷を各1時間として行った試験。

B試験――除荷荷重を載荷荷重の1/2とし、4種の載荷荷重で、載荷・除荷を各2日として行った試験。

C試験――載荷荷重を39kPaとし、除荷を3種の荷重で行い、載荷・除荷を各2日とした試験。

D試験――美唄泥炭のみの試験で、載荷荷重20kPa、除荷荷重10kPaで、初期圧密時間を4種とし、載荷・除荷を各1日とした試験。

E試験――美唄泥炭のみの試験で、載荷荷重20kPa、除荷荷重10kPaで、載荷周期を4種に変えて行った試験。

室内試験による土の繰返し圧密試験の多くは、粘性土地盤上の低盛土道路の交通荷重による繰返し載荷の解析を目的としたもので、繰返し載荷の周期も10～200sec程度であり¹¹⁾、泥炭でも同様に短い載荷周期で行った例はある⁶³⁾。また、地下水位の変動による地盤沈下の解析を目的とした繰返し圧密試験においても、試験供試体の厚さを層厚2乗則で実際の地盤厚に当てはめると、載荷時間は比較的短くなるため、十数分から1日程度の繰返し周期で行った例が多い⁹⁷⁾。

本試験では地下水位の変動や雪荷重などの比較的長期の荷重を対象としたこと、および泥炭では長期間圧密するとその沈下挙動が変化するとの報告もある

表 4・1 繰返し圧密試験の試験条件と供試体の初期間隙比

試験名	試験番号	初期圧密		繰返し荷重		載荷・ 除荷時間	初期間隙比	
		荷重 kPa	時間 d	載荷 kPa	除荷 kPa		北村 泥炭	美唄 泥炭
A	AK-1 AB-1	10	4	10	5	1hr	8.45	19.08
	AK-2 AB-2	20	4	20	10	1hr	9.81	20.19
	AK-4 AB-4	39	4	39	20	1hr	9.28	16.98
B	BK-1 BB-1	10	4	10	5	2d	11.14	18.65
	BK-2 BB-2	20	4	20	10	2d	7.58	15.59
	BK-4 BB-4	39	4	39	20	2d	8.23	15.75
	BK-8 BB-8	78	4	78	39	2d	11.37	19.14
C	CK-1 CB-1	39	4	39	10	2d	10.21	14.88
	CK-2 CB-2	39	4	39	20	2d	BK-4と同一 BB-4と同一	
	CK-3 CB-3	39	4	39	29	2d	9.99	18.71
D	DB-1	20	1	20	10	1d		21.50
	DB-4	20	4	20	10	1d		17.60
	DB-14	20	14	20	10	1d		18.15
	DB-30	20	30	20	10	1d		18.85
E	EB-1	20	4	20	10	1d	DB-4と同一	
	EB-2	20	4	20	10	2d	BB-2と同一	
	EB-8	20	19	20	10	8d		17.64
	EB-14	20	14	20	10	14d		20.71

表 4・2 繰返し排水試験の試験条件と供試体の初期間隙比

試験番号	載荷荷重 kPa	試料厚さ cm	初期圧密時間	排水時間		水浸時間	繰返し回数	初期間隙比
				1回 目	2回 以降			
FB-1	10	4.0	14d	14d		7d	7	20.95
FB-2	20	4.0	16	14		7	7	22.39
FB-4	39	4.0	14	14		7	7	20.48
FB-21	20	4.0	20	40	14	7	6	19.57
FB-22	20	2.0	19	40	14	7	6	21.88

ため²⁵⁾，載荷周期を比較的長くした試験を行い，二次圧密現象による沈下挙動をみたものである。

つぎに，繰返し排水試験は美唄泥炭で行ったもので，供試体径7.5cm，高さ4cmと2cmである。

試験は飽和状態で所定の圧密荷重により14～20日間初期圧密したのち，同じ荷重を載荷したままで圧密容器内の水を抜き，14日間排水乾燥させる。その後，再び7日間水浸飽和させる操作を繰返したものであり，圧密圧力は3種とした。その試験条件と供試体の初期間隙比を表4・2に示す。

ただし，供試体FB-21，FB-22は第1段階目の排水乾燥期間を40日として，初期排水時間の違いによる影響を調べたものである。

泥炭の排水による乾燥化は室温や圧密容器の構造などにもよるが，非常に長い期間を必要とし，別に行った径10cm，高さ5.5cmの容器での排水試験では，半年排水乾燥でも飽和度で45%程度であった。そのため，本試験での排水期間内では，試料の乾燥はあまり進行していないとみなされるものである。

4・2・2 試験試料

試験に用いた試料は空知管内北村および美唄市より、地表面付近の泥炭をブロックサンプリングにより採取したものである。試料の比重、強熱減量、分解度を表4・3に示す。北村泥炭はヨシを主構成植物とするもので、表層の泥炭としては比較的有機物含有量の少ない分解の進んだものである。美唄泥炭の主構成植物はミズゴケで、鉍質土の含有量がきわめて少なく、未分解の繊維を多く含む泥炭である。

試料の圧密特性を知るために標準圧密試験を行った。

$e \sim \log p$ 曲線を図4・1に、圧縮指数と圧密降伏応力を表4・3に示す。

圧密降伏応力は北村泥炭で13kPa、美唄泥炭で8kPaであり、これより、本試験の繰返し載荷荷重は、過圧密領域、圧密降伏応力をまたぐ範囲から正規圧密までの比較的小さな応力範囲で試験を行ったものである。

平均圧密圧力と体積圧縮係数 m_v 、 $\log t$ 法より求めた圧密係数 C_v 、二次圧密係数 ε_α と算術平均による平均圧密圧力 $\bar{p}_a$ の関係を図4・2に示す。

体積圧縮係数や圧密係数は圧密圧力が增大すると減少する傾向にあり、本試験の載荷荷重の範囲内では、いずれも美唄泥炭の値が大きく、圧密速度が速く、沈下量も大きくなることを示している。二次圧密係数は北村と美唄ではその傾向が異なり、北村泥炭の二次圧密係数が100kPa付近で最大になるのに対し、美唄泥炭では圧密圧力の増加とともに大きくなる。しかし、本試験の範囲内ではいずれも増加する傾向にあり、その増加の程度も同一であった。

ついで、繰返し載荷試験との沈下傾向の違いを比較するために静的荷重による長期圧密試験を行った。その時間～沈下ひずみ曲線を図4・3に示す（本章では沈下ひずみはすべて算術ひずみ $\bar{\varepsilon}$ を用いた）。これらの曲線は形状の違いをみるために縦軸方向に平行移動し曲線の重なりを避けて図示した（以降の時間～沈下ひずみ曲線も同様に平行移動したものである）。

泥炭の時間～沈下ひずみ曲線がTerzaghi型の逆S字の沈下傾向を示すのは、圧密圧力がかなり大きくなってからであり、本試験の範囲内の圧密圧力では、Terzaghi型の曲線とはなっていない。北村泥炭の曲線の形状は78kPaを除き、二次圧密領域で圧密速度が急激に増加し、圧密圧力の大きい試験ほど顕著であり、粘性土とは異なる傾向を示す。これは、泥炭の長期圧密試験の例でも報告され

表 4・3 実験試料の諸性質

試料名	比 重	強熱 減量 (%)	分解 度 (%)	圧縮 指数	圧密降 伏応力 (kPa)
北村	2.08	42	80	4.34	13
美唄	1.47	93	56	12.4	8

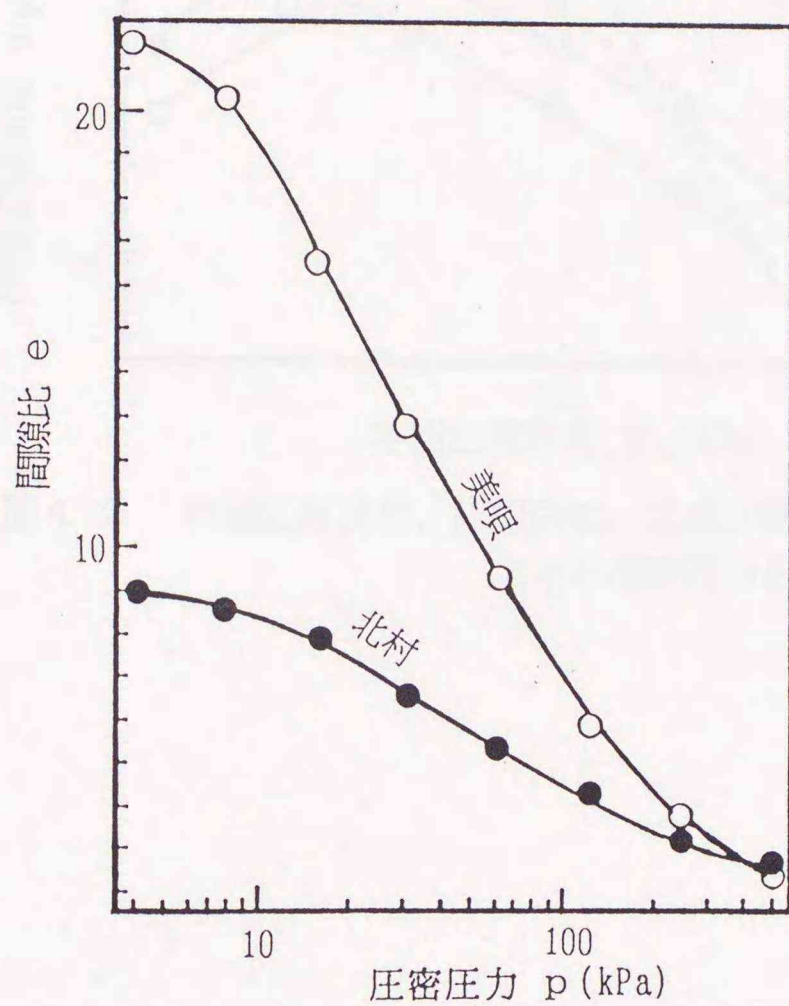


図 4・1 実験試料の $e \sim \log p$ 曲線

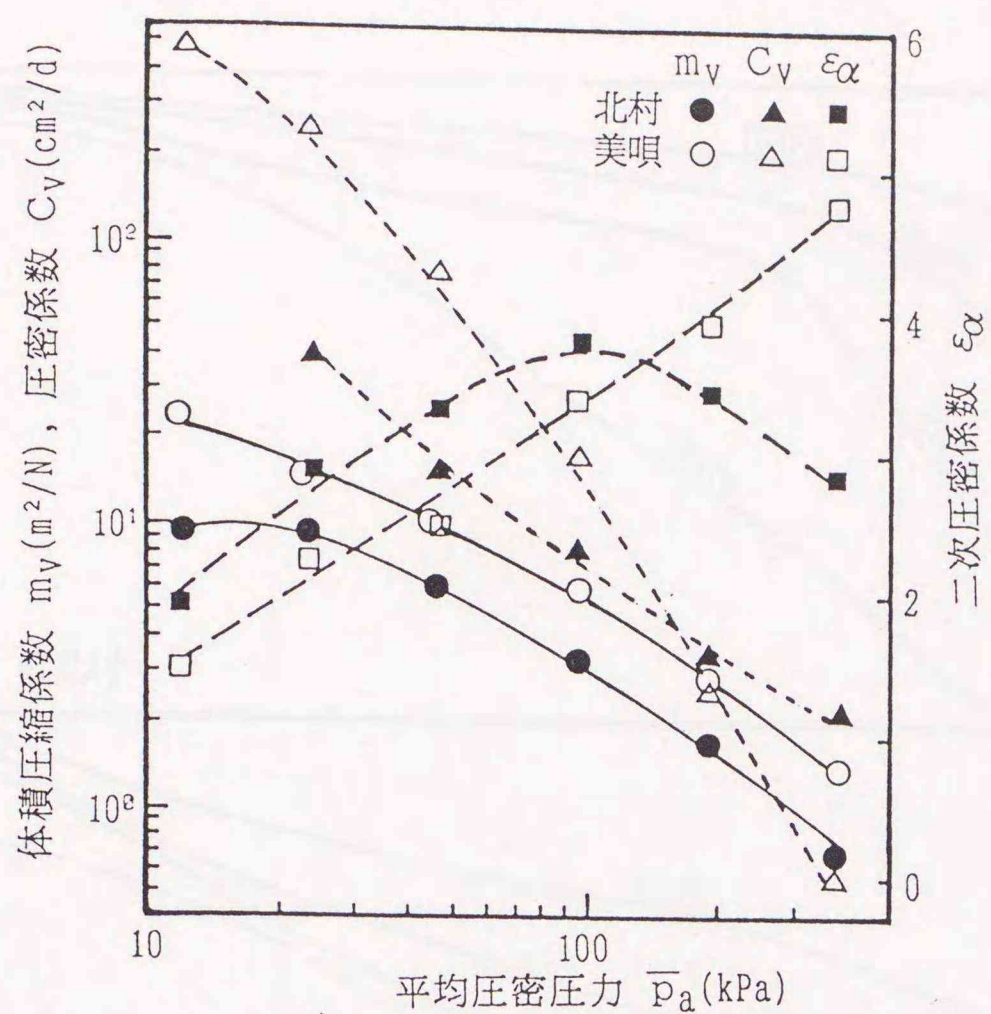


図4・2 体積圧縮係数，圧密係数，二次圧密係数と平均圧密圧力の関係

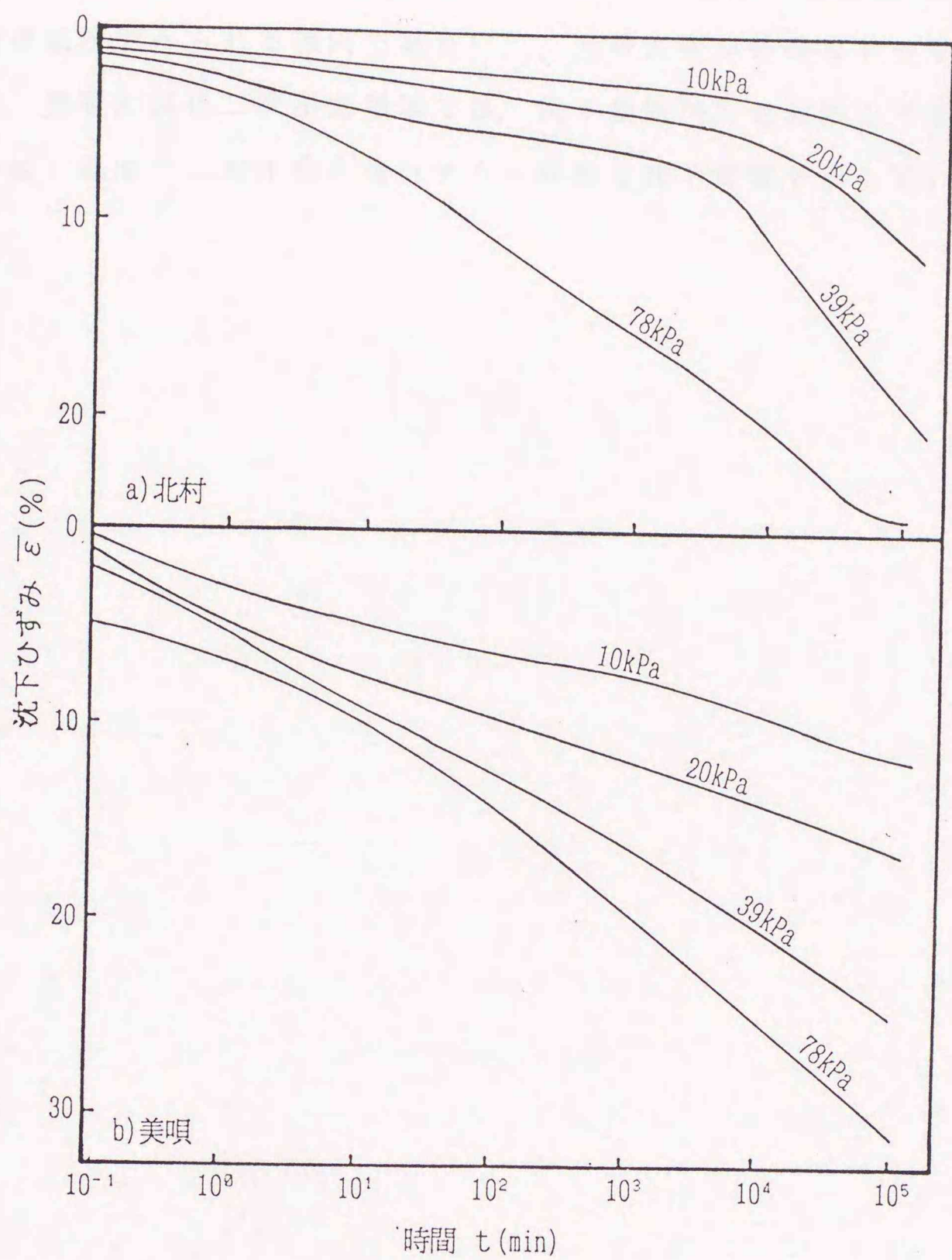


図4・3 静的圧密試験の時間～沈下量曲線

ている²⁵⁾。また、泥炭の長期圧密挙動のパターン分類でも分解の進んだミズゴケ以外の泥炭で見られる傾向であり¹⁰⁹⁾、北村泥炭が特殊なものではない。

一方、美唄泥炭は二次圧密領域では、沈下曲線が片対数紙上で直線となり、均一の沈下速度で二次圧密が進行する一般的な沈下形態を示している。

4・3 繰返し圧密による圧縮特性

4・3・1 時間～沈下量曲線の整理法

繰返し圧密と静的圧密との沈下挙動を比較するために、本論文で用いた繰返し圧密による時間～沈下量曲線や沈下ひずみの表現法と沈下ひずみの取り方について述べる。

静的圧密試験と整理法の異なる二つの繰返し圧密試験の時間～沈下ひずみ曲線の一例を図4・4に示す。

繰返し圧密試験の曲線Ⅰは載荷・除荷を連続して描いたものであり、粘性土などの載荷周期の短い試験で一般的に用いられる表現法である。この曲線では、載荷・除荷による沈下ひずみの変遷を知ることができる。すなわち、載荷することにより沈下量が増加し、除荷により膨張するが、載荷前の状態まで復元することではなく残留沈下を生ずる。そして、載荷・除荷を繰返すことにより残留ひずみが蓄積されて沈下量が増大していく傾向を読み取ることができる。

しかし、本論文では曲線Ⅱのように繰返し圧密の部分は除荷部分を除き、載荷部分のみの時間を累積して描いていた。これは静的圧密と繰返し圧密の沈下ひずみを比較するためのものである。曲線Ⅰでは除荷の部分は圧密圧力が静的圧密より小さく、異なる圧密圧力の曲線を比較することになるが、曲線Ⅱでは同一の圧密圧力が載荷されている部分のみを対比させることが可能である。

また、本試験のように載荷時間の長い繰返し試験では、載荷による沈下は時間の経過とともに沈下量の増加は少なくなるが、継続して生ずる。しかし、除荷による膨張はその大部分が瞬時に生じ、その後、わずかな膨張があるもののほぼ一定値に収束する³⁴⁾。そのため、曲線Ⅰのような型で両者を比較すると、静的圧密が一様に沈下するのに対し繰返し圧密では除荷時の膨張部分も含まれるため、時間～沈下ひずみ曲線では静的圧密の沈下が早くなることになる。

それゆえ、ここでは載荷・除荷の時間が長いことおよび同一荷重が載荷されている部分を対比させることが適当と考え、曲線Ⅱを用いた。この曲線で、除荷による膨張量は繰返し部分の沈下曲線の突起の立ち上がり高さによって示される。

また、繰返し載荷と静的載荷による沈下ひずみの量的比較は図4・4に示すよ

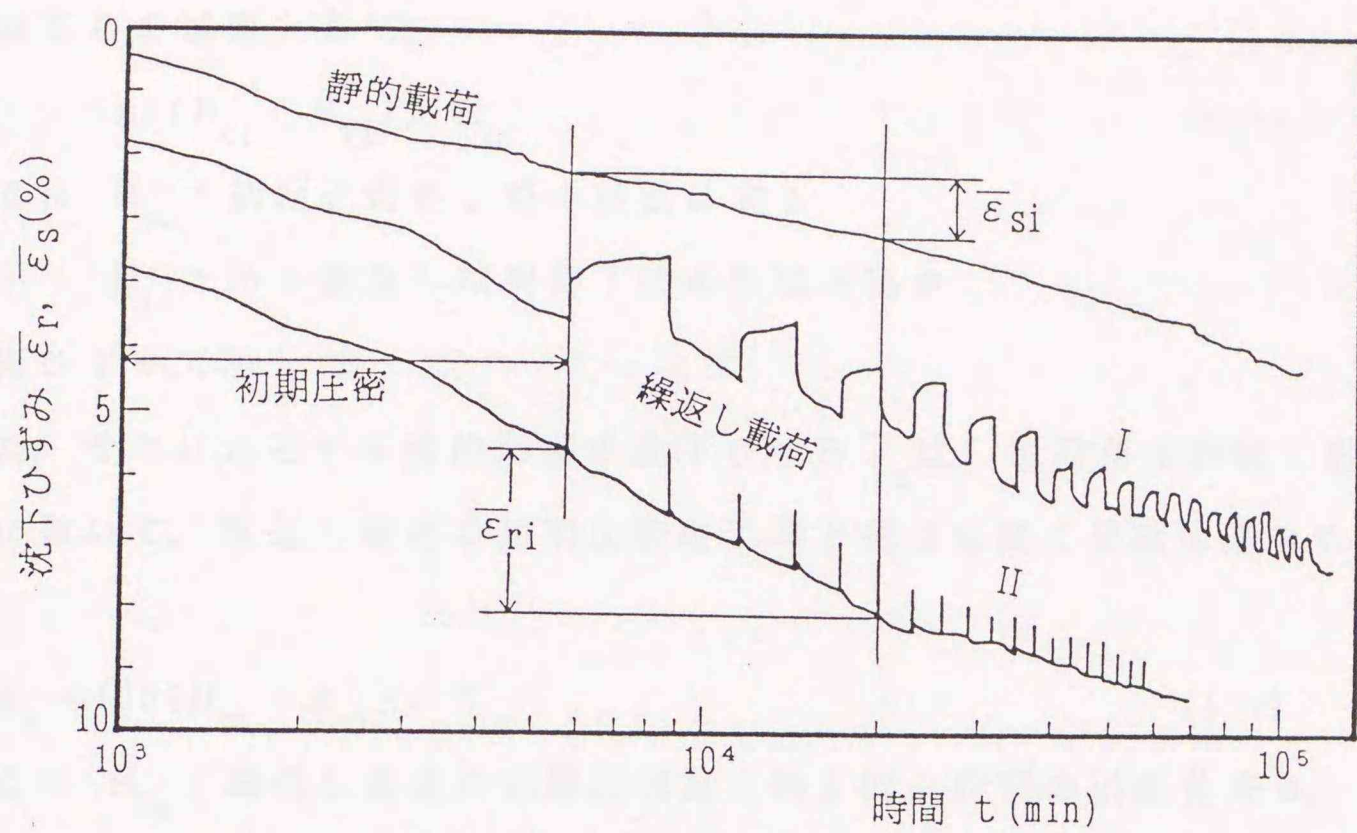


図4・4 繰返し载荷試験の時間～沈下量曲線の表現法

うな方法で行った。

繰返し載荷試験による沈下ひずみ $\overline{\varepsilon}_r$ は、曲線Ⅱにおいて、初期圧密終了時の供試体高さを基準として、

$$\overline{\varepsilon}_r = 100(H_{or} - H_{ri}) / H_{or} \quad (4.1)$$

ここに H_{or} : 初期圧密終了時の供試体高さ

H_{ri} : ある繰返し載荷終了時の供試体高さ
の算術ひずみで示した。

また、それに対応する静的載荷の沈下ひずみ $\overline{\varepsilon}_s$ は、載荷荷重が同じ静的圧密試験において、繰返し載荷の初期圧密終了時と同じ時間の供試体高さを基準として、

$$\overline{\varepsilon}_s = 100(H_{os} - H_{si}) / H_{os} \quad (4.2)$$

ここに H_{os} : 繰返し載荷の初期圧密終了時と同じ時間の供試体高さ

H_{si} : 繰返し載荷の H_{ri} と同一時間における静的載荷の供試体高さ
により沈下ひずみを求めたものである。

これにより、静的載荷試験においても繰返し回数と沈下ひずみの関係を求め、繰返し載荷試験と対比している。そのため、同一の静的載荷試験結果を用いても比較する繰返し試験により、静的載荷試験の繰返し回数～沈下ひずみの関係は異なってくるものである。

4・3・2 繰返し荷重の影響

繰返し載荷による泥炭地盤の沈下において、地下水位の低下や雪荷重などの載荷重量によっても沈下挙動が変わってくる。ここでは、載荷・除荷の応力比を2:1として、繰返し荷重の大きさによる影響をみたものであり、対象としたのはA試験とB試験である。

載荷時間1時間のA試験について、曲線Ⅱの整理法による時間～沈下ひずみ曲線を図4・5に、繰返し載荷による累積沈下ひずみ $\bar{\epsilon}_r$ と繰返し数の関係を図4・6に示す。図中の破線は繰返し載荷に対応する静的載荷の累積沈下ひずみ $\bar{\epsilon}_s$ である。また、繰返し載荷と静的圧密の累積沈下ひずみの差を図4・7に示す。載荷時間2日のB試験については、それぞれを図4・8、図4・9、図4・10に示す。

吉国¹²⁸⁾は種々の応力状態の圧密における間隙水圧の発生・消散を①吸水・排水、②載荷・除荷、③応力緩和、④硬化・軟化の4つに分け、これらが同時に進行するとしている。

①、②はTerzaghi型の弾性圧密理論による間隙水圧の発生・消散であり、③は二次圧密現象に関連するもので、④は繰返し載荷や動的圧密の特有の現象となる。軟化現象は粒子と粒子の相対的移動により生じ、移動が停止すると硬化回復し、シキソトロピー現象となる。繰返し圧密はこの軟化現象を著しく進行させるもので、土の骨格構造の乱れとなろう。繰返し圧密における載荷周期については、長い試験では③の二次圧密の影響を強く受けた試験となり、周期の短い試験は、応力緩和が生ずる時間的余裕がないため、④の影響が卓越する圧密過程となる。また、短周期で大きなせん断変形を受けることにより、繰返し載荷による軟化の程度は著しくなることを示している。

これにより、本試験の結果をみると、つぎのようになる。

載荷時間1時間のA試験についてみる。

時間～沈下ひずみ曲線は、一様な沈下速度でひずみが増加する形態を示すが、AB-4については繰返し載荷の前半部と後半部で沈下速度が異なり、前半部分の沈下速度が大きくなっている。

静的圧密の累積沈下ひずみと比較すると、ほぼ同じ曲線形状を示し、繰返し圧密による沈下ひずみは静的圧密より大きくなり、繰返し載荷が沈下を促進さ

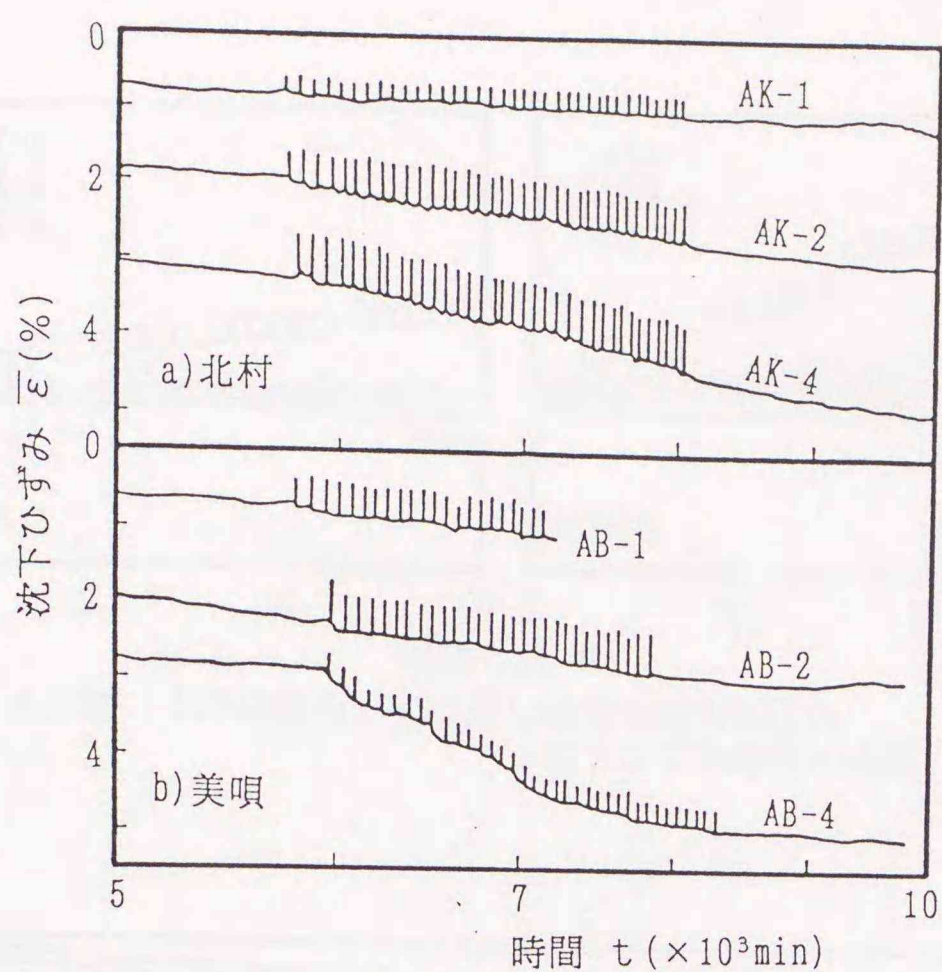


図4・5 A試験（1時間載荷）の時間～沈下量曲線

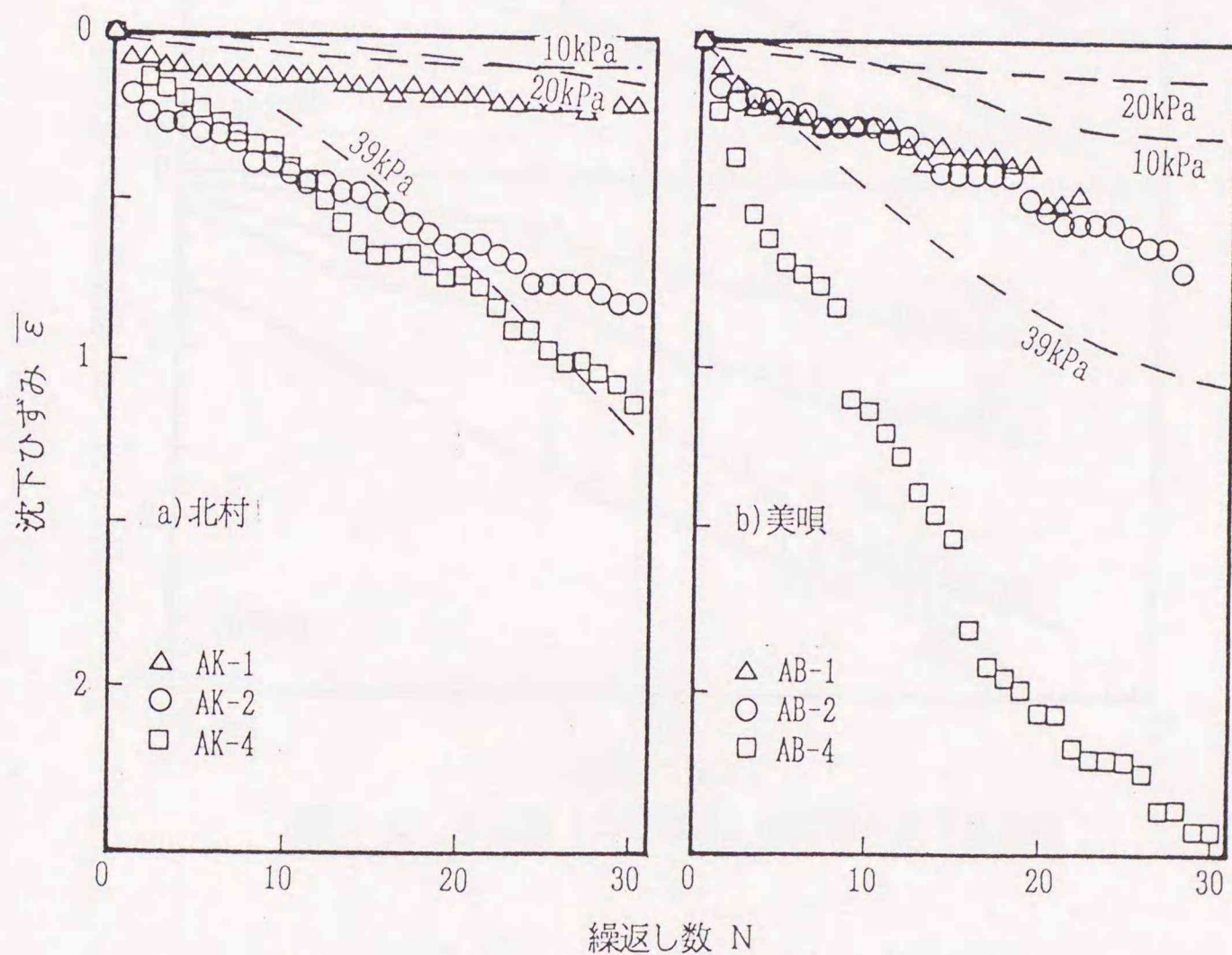


図4・6 A試験（1時間載荷）の繰返し載荷試験，静的圧密試験の
沈下ひずみと繰返し数の関係

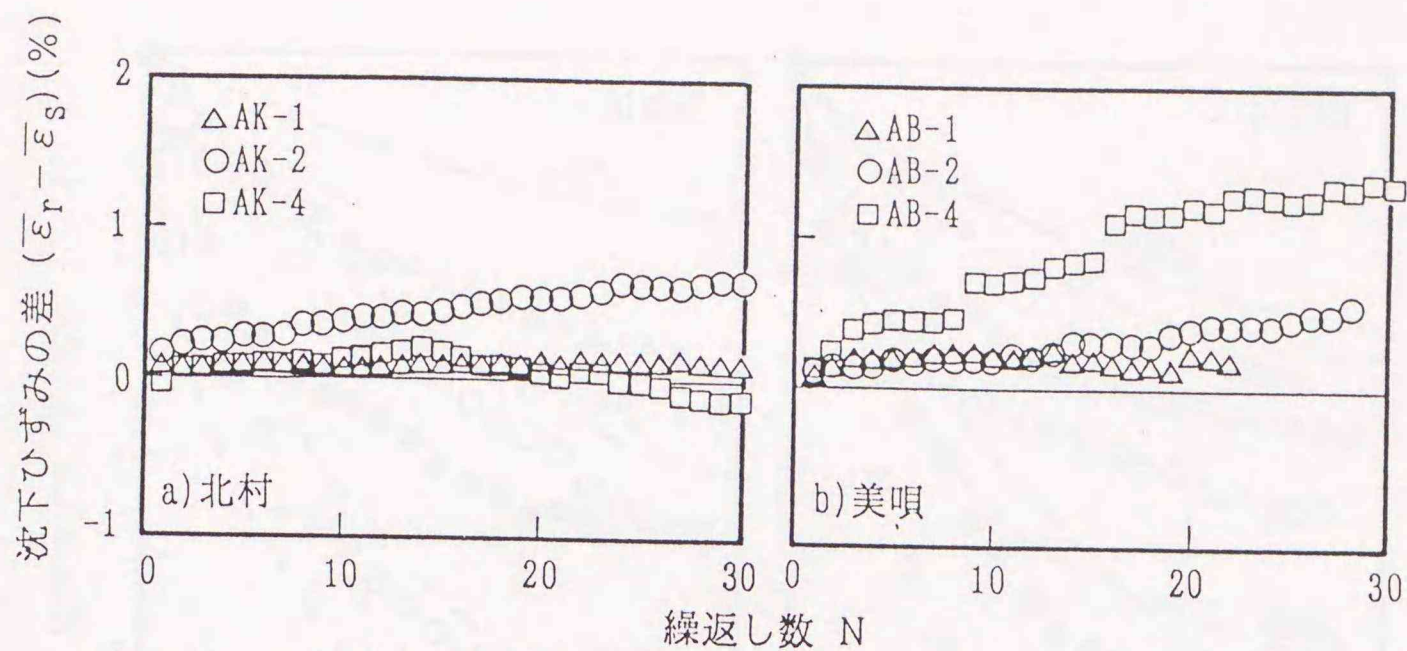


図4・7 A試験（1時間载荷）の繰返し载荷と静的圧密の
沈下ひずみの差と繰返し数の関係

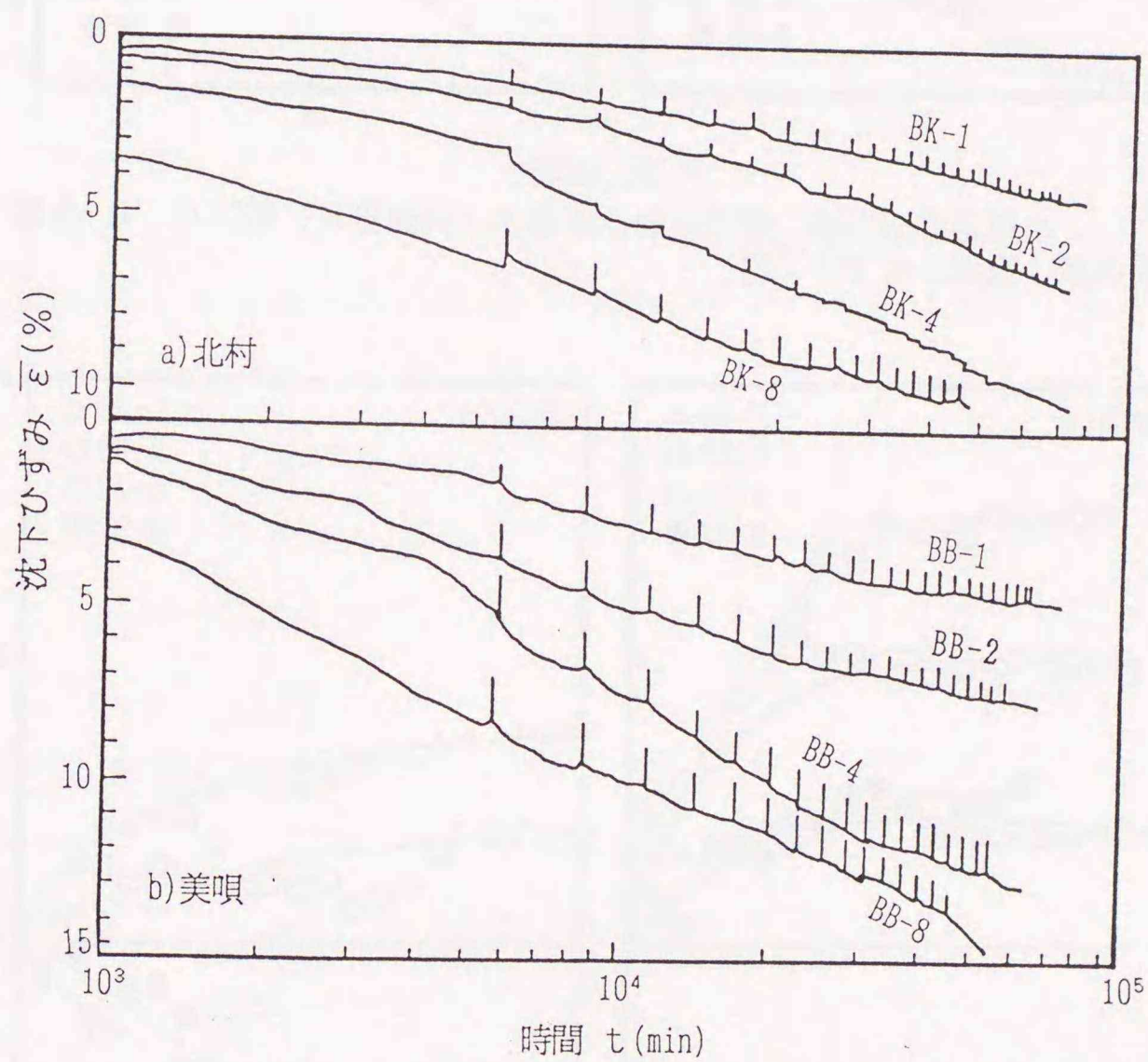


図4・8 B試験（2日载荷）の時間～沈下量曲線

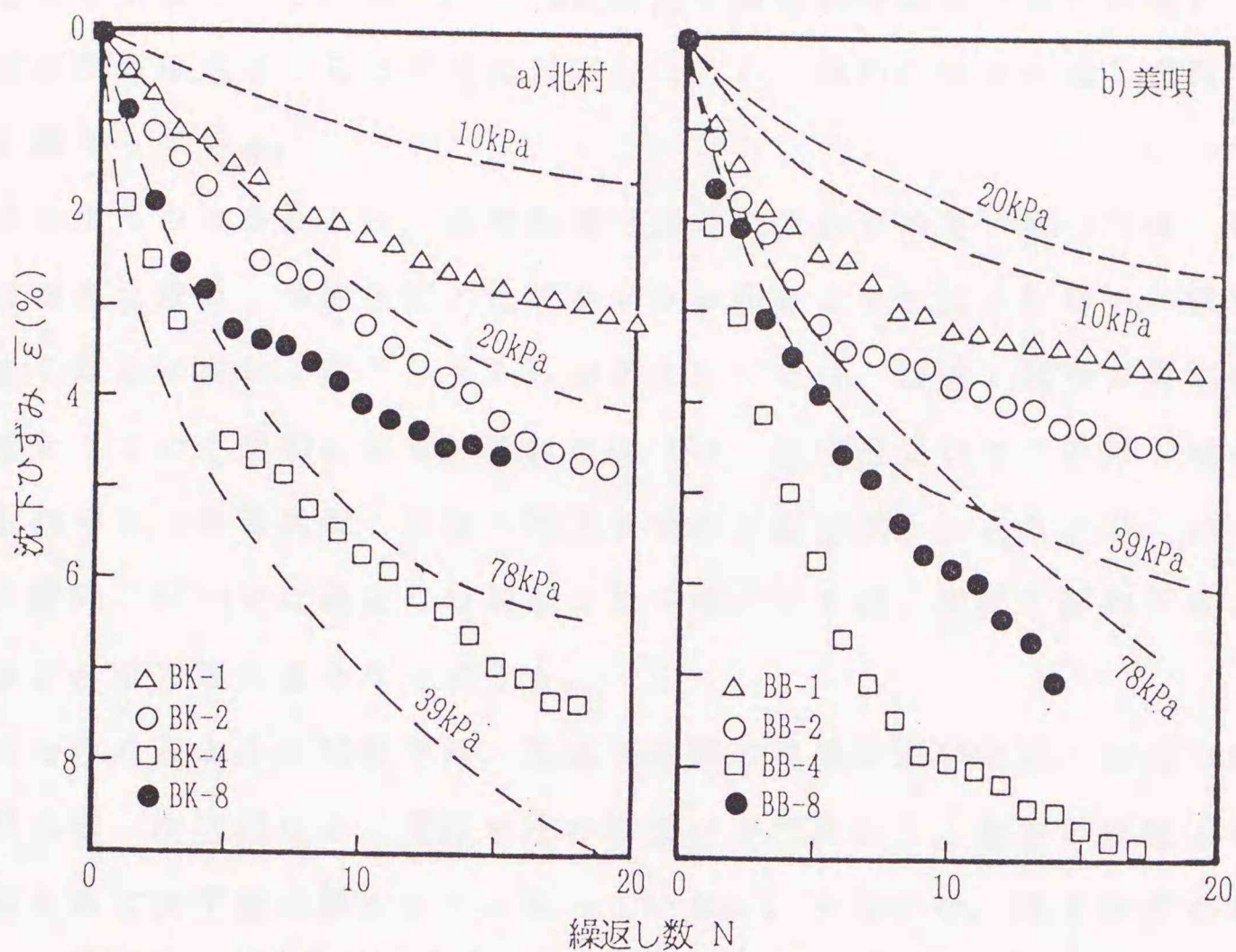


図4・9 B試験(2日載荷)の繰返し載荷試験, 静的圧密試験の
沈下ひずみと繰返し数の関係

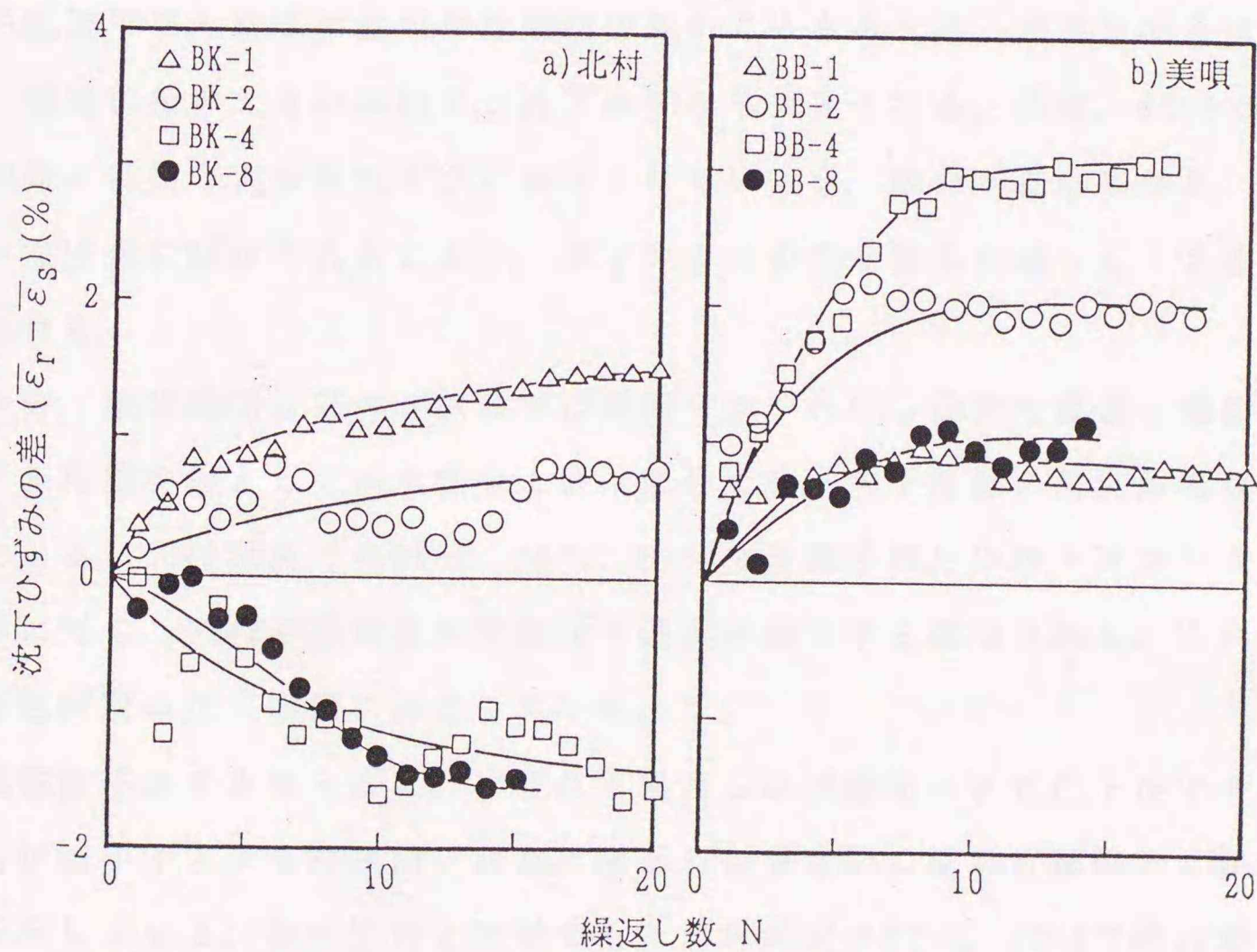


図4・10 B試験(2日載荷)の繰返し載荷と静的圧密の
沈下ひずみの差と繰返し数の関係

せることを示している。ただ、AK-4は繰返し載荷の時間帯が静的圧密の二次圧密速度が急激に大きくなる部分に対応したため、静的圧密と繰返し載荷で曲線形状が異なっている。

沈下ひずみの差をみると、美唄泥炭では載荷荷重の小さいAB-1では、ほぼ一定値で繰返し載荷と静的圧密に沈下ひずみの差はあまり見られない。載荷荷重が大きくなるに従い、沈下ひずみの差が大きくなり、繰返し回数の増加に伴い差も増大していく傾向にある。北村泥炭では、過圧密領域での繰返し載荷試験であるAK-1は、美唄泥炭と同様に沈下ひずみの差はほとんどないが、AK-2では増加の傾向、AK-4では繰返しの初期は差が増大するが、次第に静的圧密による沈下ひずみの方が大きくなっていく。

これらのことよりA試験では、繰返し載荷の時間が短いため、繰返し載荷の効果がほぼ一次圧密による間隙水圧の消散のみで終わり、泥炭の圧密沈下の多くを占める二次圧密の発現までに至っていない。そのため、沈下ひずみも小さく、沈下速度も一定となっている。また、累積沈下ひずみは繰返し載荷による泥炭の骨格構造の乱れのため、静的圧密に比較して大きくなる。載荷荷重の小さい試験では、構造の乱れが比較的少ないこともあって、沈下ひずみは小さいが、載荷荷重の大きい試験ほど沈下ひずみも大きくなる。特に、AB-4では繰返し載荷の初期で大きな沈下ひずみを示しているが、載荷が進むにつれ、骨格構造が安定化に向かうことにより、沈下ひずみの増加割合が減少してくるものと思われる。

一方、載荷時間2日のB試験では時間～沈下ひずみ曲線で繰返し載荷の10サイクル程度を境として前半部分と後半部分では、沈下曲線の勾配が異なる折線状となる。北村泥炭でのBK-1、BK-2、BK-4では後半部分の沈下速度が大きくなるのに対し、BK-8や美唄泥炭では沈下速度が減少する傾向にある。これは、静的圧密試験の沈下傾向に対応している。

累積沈下ひずみをみると、いずれも繰返し数の増加により沈下ひずみの増加割合が減少するような傾向となり、繰返し載荷時間の短いA試験とは異なる形態を示している。静的圧密と比較すると北村泥炭のBK-4、BK-8で静的載荷が大きくなるが、他は繰返し載荷の方の沈下ひずみが大きくなり、曲線の形状は繰返し載荷、静的圧密とも類似している。

沈下ひずみの差は、美唄泥炭ではBB-8はBB-1と同程度に小さいが、他は載荷荷重の増大と共に大きくなる。繰返し数との関係では、繰返し初期には繰返し試験のひずみが大きくなるが、繰返し数の増加に従い、沈下ひずみの差もほぼ一定値となってくる。北村泥炭は載荷荷重の小さい試験ほど繰返し載荷の沈下ひずみは大きくなっているが、載荷荷重が大きくなると、逆にひずみの差が負となり、静的圧密による沈下量が大きくなる。そのため、北村泥炭と美唄泥炭とでは異なった傾向を示している。

すなわち、載荷周期の長いB試験でも同様に、繰返し載荷による骨格構造の乱れのため、初期の部分で沈下が卓越するが、繰返し回数が多くなるに従い、安定化に向かうため、沈下ひずみの増加も少なくなっている。

沈下ひずみの大きさを載荷荷重で比較すると北村、美唄泥炭とも20～39kPa繰返しの試験が最も大きくなっている。これは、泥炭の繊維の構成素材である植物残体の圧縮強さに起因するとも考えられるが、粘土の繰返し圧密でも同様な結果があり¹¹⁾、繰返し載荷による沈下ひずみが最も大きくなる載荷応力があり、そのため、BK-4、BB-4の沈下ひずみが大きくなったものであろう。

試料による違いをみると、美唄泥炭の傾向は前述の繰返し圧密のメカニズムで示されるように、繰返し載荷による構造の乱れのため、繰返し載荷の沈下ひずみが大きくなる一般的な傾向がみられる。しかし、北村泥炭では逆に、載荷荷重の大きい試験の沈下ひずみが小さくなり、繰返し載荷が沈下を抑制することを示している。同様な結果はベントナイトの繰返し圧密試験で報告されているが⁴⁾、粘土としては希な例である。そのため、どの種の粘土や泥炭がこのような沈下傾向を示すかについては、本試験の結果よりは類推することができない。

また、A、B試験を比較すると、B試験の沈下ひずみの差が大きい。これは、載荷時間の違いによるものであり、泥炭では繰返し載荷により生ずる二次圧密が沈下のかなりの割合を占めることを示している。

繰返し載荷による沈下ひずみの変化をみるために、時間2日のB試験について塑性ひずみと繰返し数との関係を図4・11に示す。塑性ひずみは各サイクルの前後3つの平均値を用いた。通常、圧密沈下のみでは沈下量は少ないが、泥炭では植物残体が荷重を支えている部分があり、それらが座屈・破断すると極度

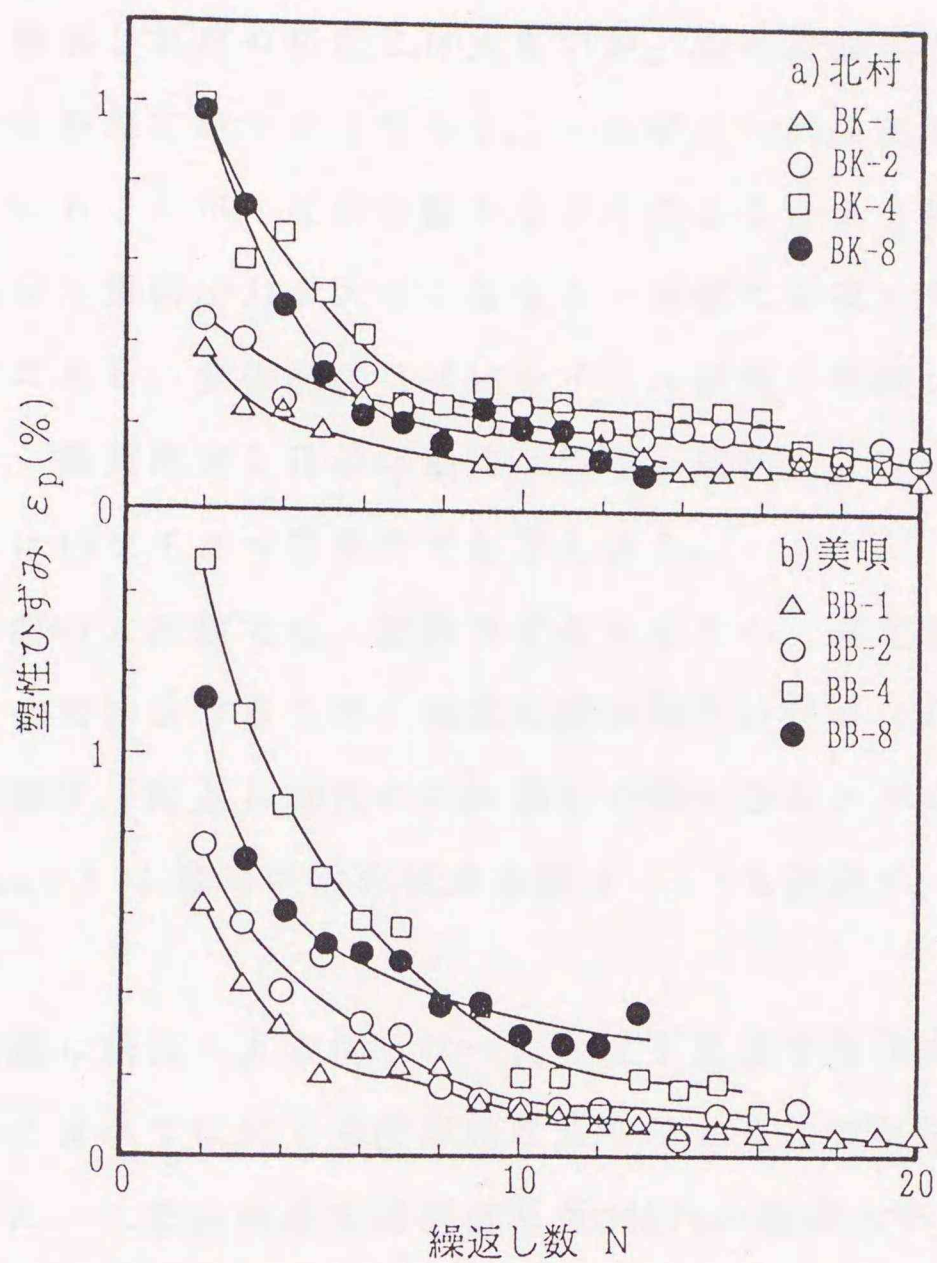


図4・11 B試験（2日载荷）の繰返し数と塑性ひずみの関係

に大きな沈下を示し、沈下ひずみにばらつきが生ずるため、平均値を用いたものである。

塑性ひずみは繰返し载荷の初期には大きい、徐々に減少しほぼ一定値に近づく。泥炭では圧密圧力が大きくなると、いわゆる一次圧密の終了に長い時間を要するようになることが、圧密係数が小さくなることより判る。繰返し荷重においても同様に、圧密圧力が大きくなると一定値に収束するまでの繰返し数が多くなる傾向にある。全体的にはほぼ10サイクル程度で塑性ひずみが一定値となる。それゆえ、载荷時間2日の試験では繰返し载荷により構造の乱れによる沈下が顕著なのは10サイクル程度までと言えよう。

载荷時間1時間のA試験では、塑性ひずみも小さく、測定精度の問題もあって、サイクル数と塑性ひずみの間に明瞭な関係は見いだせなかった。

つぎに、静的载荷、繰返し载荷の圧密速度の違いをみるために、二次圧密係数 ε_{α} ($d\varepsilon/d\log t$) と载荷荷重の関係を図4・12 (A試験)、図4・13 (B試験) に示す。

A試験では繰返し载荷による沈下は一定の沈下速度で推移するが、AB-4は繰返し载荷の前半と後半では沈下速度が異なるので、ここでは後半部分の二次圧密係数を採用した。二次圧密速度は载荷荷重39kPaの範囲内では、载荷荷重の増大とともに増加する。美唄泥炭では繰返し圧密と静的圧密の線は平行であり、繰返し载荷に起因する二次圧密係数の増分は、载荷荷重によらずほぼ同一である。北村泥炭では10kPaでは繰返し圧密の二次圧密係数が大きい、39kPaでは静的圧密の二次圧密係数が载荷荷重と共に急激に増大することもある、ほぼ同じ値となっている。

また、繰返し载荷終了後の载荷を継続したときの二次圧密係数をみると（このときの静的圧密の二次圧密係数は比較した時間帯が短いこともあって繰返し载荷時と同一と見なせた）、载荷荷重10kPaの場合は繰返し载荷のそれとほぼ同じであるが、39kPaになるとかなり小さくなっていく。10kPaでは過圧密領域であり、繰返し载荷と静的载荷の沈下ひずみの差も少ないため、繰返し载荷終了後も、ほぼ同じ圧密速度で沈下が継続するのであろう。39kPaでは、载荷時間が短いため、試料表面付近のみで間隙水が出入りして、供試体内部の間隙水は消散し難い。粘土では繰返し载荷終了後、载荷を継続すると、内部の間隙水が急

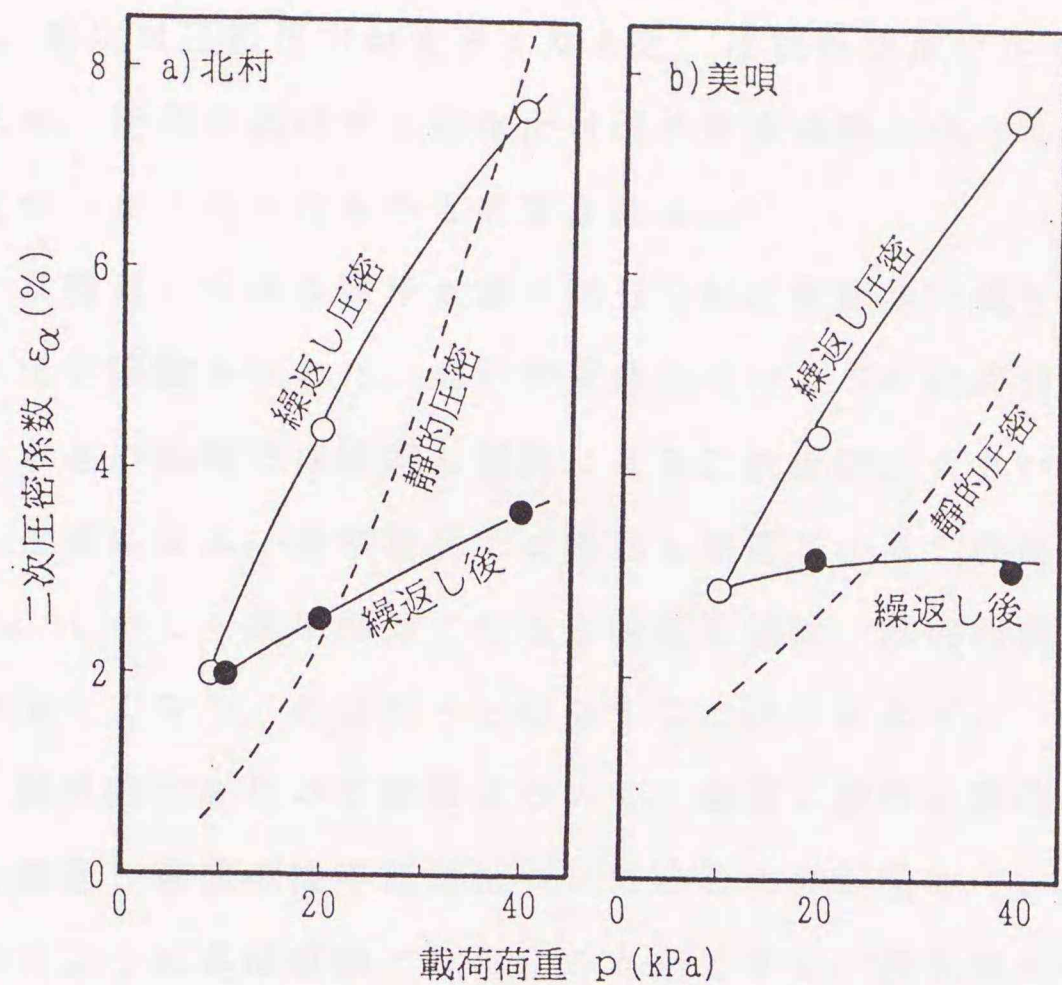


図4・12 A試験（1時間載荷）の二次圧密係数と載荷荷重の関係

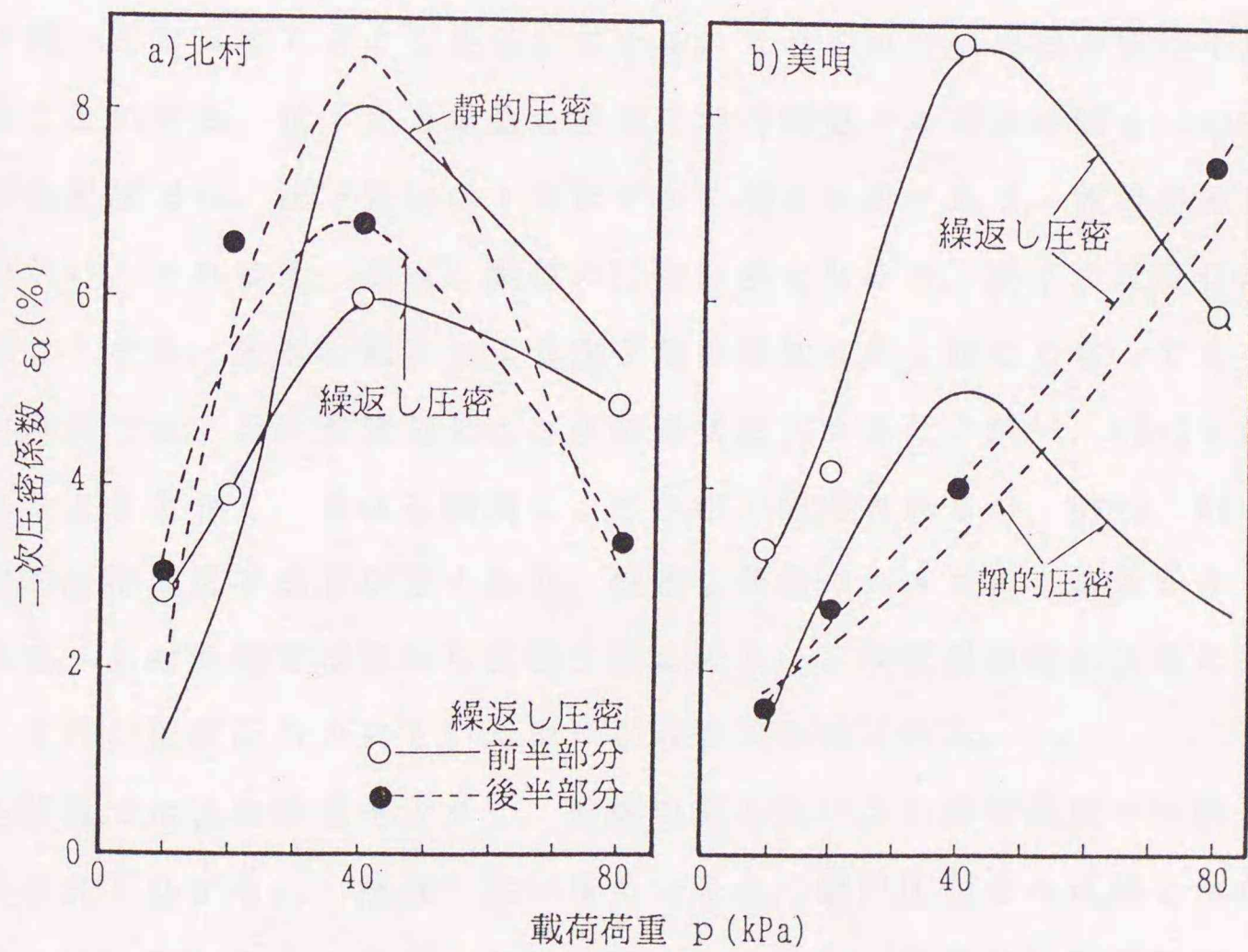


図4・13 B試験（2日載荷）の二次圧密係数と載荷荷重の関係

速に消散し、圧密速度が速くなり、静的圧密の沈下曲線に近づくことが示されている²²⁾。泥炭は圧密圧力が大きくなると、圧密係数が小さくなる性質を有する。そのため、圧密が進行する排水面付近の圧密係数が小さくなり、繰返し後の圧密速度が小さくなったものと推定される。

B試験では繰返し载荷の前半と後半部分では圧密速度が異なるため、各々の部分で二次圧密係数を求めた。北村泥炭は前述のように载荷荷重により異なり、载荷荷重の小さい範囲では繰返し载荷による二次圧密が大きい、载荷荷重が大きくなると逆になる。美唄泥炭では繰返し载荷による二次圧密係数が大きくなっている。しかし、後半部分になると繰返し载荷、静的圧密による二次圧密係数の差が少なくなり、ほぼ同一と見なすことができよう。

つぎに、载荷時間2日のB試験について、繰返し载荷と静的圧密の沈下ひずみの関係を繰返し载荷の後半部分について示したのが図4・14である。この両者の関係は図のようにほぼ直線とみなすことができる。各直線の傾きは繰返し载荷が継続された場合、静的圧密と比較しての沈下量の増加割合を示すものである。この傾きが45°であれば、繰返し圧密が進行するに従い圧密速度が静的圧密と同一となってくことを示している。これらの直線の傾きを沈下比と名づけることにする。沈下比と繰返し圧密の载荷荷重との関係を図4・15に示す。

美唄泥炭では、沈下量比は1をわずかに越える値であり、载荷荷重による差も少ない。それゆえ、繰返し载荷の回数が増えると、沈下の速度は静的圧密と同じとなり、繰返し载荷による沈下量の増加はみられなくなってくる。一方、北村泥炭では、過圧密領域および圧密降伏応力をまたぐBK-1、BK-2では沈下量比は1より大きく、繰返し载荷により圧密が促進されるが、BK-4、BK-8では逆に静的圧密の沈下速度が早くなり、繰返し荷重の大きさによる差がみられた。これは、北村泥炭では静的な長期圧密により、二次圧密速度が急激に大きくなり、それが圧密圧力の大きいものほど顕著なためである。

本試験では強熱減量が大きく、分解の進んでいない美唄泥炭では繰返し载荷による沈下ひずみは、繰返し数が増えると、静的圧密とほぼ同じかわずかに大きい程度である。しかし、強熱減量の小さい北村泥炭では圧密圧力の小さい範囲では繰返し载荷による沈下量が大きくなり、圧密圧力が大きくなるとその傾向は逆となり圧密圧力による違いがみられた。

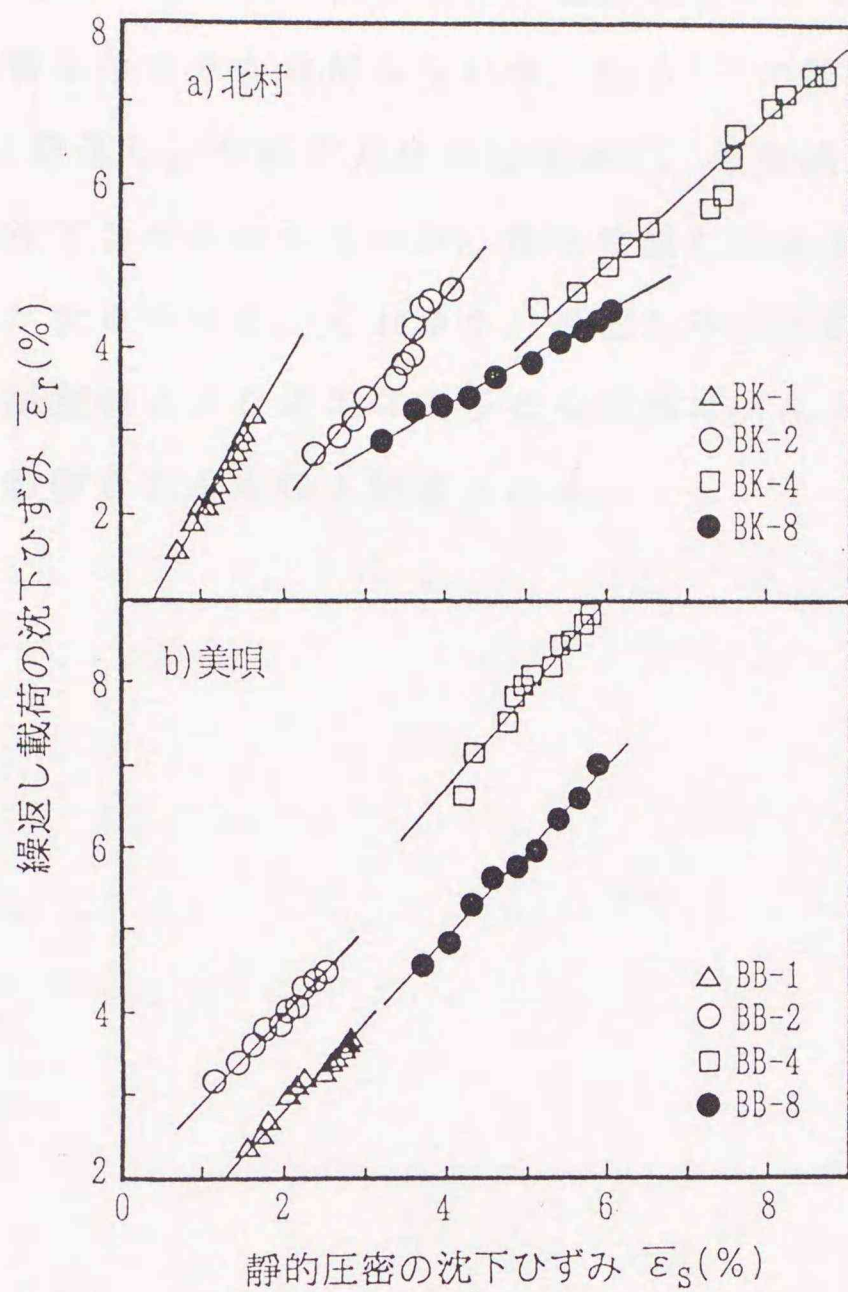


図4・14 B試験（2日载荷）の繰返し载荷と
静的圧密の沈下ひずみの関係

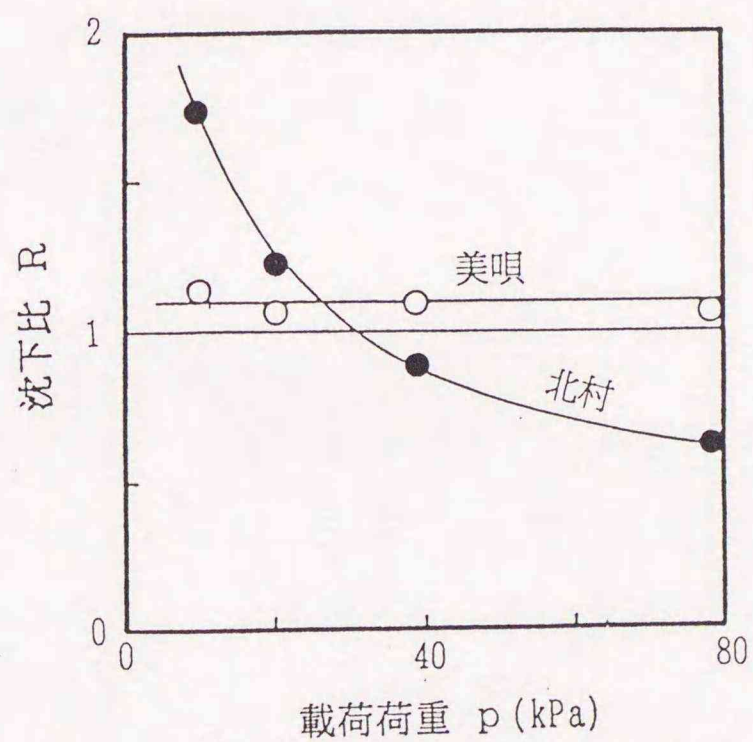


図4・15 B試験（2日载荷）の载荷荷重と
沈下比の関係

泥炭による本試験と同じ様な例はなく、泥炭のどのような因子が繰返し载荷による沈下に影響を与えるかは解らないが、Ngら⁶³⁾の結果をみると、試験条件(10sec~1minの繰返し)や解析方法が異なるが、強熱減量の小さい試料では繰返し载荷による沈下ひずみは大きい、強熱減量が大きくなると静的圧密より小さくなることが読み取れる。それゆえ、繰返し圧密と静的圧密の沈下ひずみの大小は、強熱減量のような簡単な因子との関連は少なく、泥炭の構造や圧密圧力の大きさに影響されるものと推定される。

4・3・3 載荷・除荷の応力比の影響

地盤の地下水位の変動量は種々変化し、長期的な平均地下水位は一定であっても、比較的小さな降雨量で地下水位が急激に上昇するため、有効圧密圧力も大きく変化する。このように、泥炭地盤では地下水位の変動幅により、有効応力が変化し、種々の応力比で繰返し載荷を受けることになる。ここでは、初期圧密荷重を39kPaとし、除荷荷重を変化させたC試験より繰返し圧密の載荷・除荷の応力比による影響をみるものである。

繰返し載荷による時間～沈下量曲線を図4・16に、繰返し載荷の沈下ひずみおよび、圧密圧力39kPaの静的圧密試験で繰返し載荷に対応する沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・17に示す。

時間～沈下量曲線は除荷荷重の小さい試験は、載荷・除荷の応力比が大きいいため、除荷時の膨張量も大きくなり、除荷荷重が大きくなると膨張量も減少する。これは、分解度の低い美唄泥炭で顕著であり、泥炭の圧縮が構成素材の弾性圧縮によるところが大きいことを示している。

沈下ひずみについてみると、除荷荷重が10kPaの試験が最も小さく、ついで29, 20kPaの順となるが、10, 29kPaの試験にはあまり差はなく、20kPaで大きな沈下を示す。また、10, 29kPaの試験は8サイクル程度で沈下ひずみがほぼ一定となる。20kPaの場合は繰返し載荷の初期の部分で急速に沈下し、10サイクル程度より先では、沈下ひずみの増加の割合が小さくなる傾向にあるが、沈下は継続している。繰返し載荷と静的圧密を比較すると、曲線の形状は変わらないが、沈下ひずみは北村泥炭では繰返し載荷が静的圧密より小さくなるのに対し、美唄泥炭は除荷荷重20kPaの試験の沈下量が静的圧密より大きくなっている。

塑性ひずみと繰返し数の関係を図4・18に示す。

塑性ひずみは沈下ひずみと同様な傾向を示し、繰返し数の増加に伴い減少し、8～10サイクル程度ではほぼ一定に近づく。除荷荷重20, 10, 29kPaの順で塑性ひずみは小さくなり、繰返し数が多くなっても除荷荷重の影響は残存している。

沈下比と除荷荷重の関係を図4・19に示す。

北村、美唄泥炭とも同様の傾向にあり、除荷荷重20kPaの沈下比が大きくなっている。

除荷荷重の違い、すなわち、載荷・除荷の応力比による沈下量について、粘

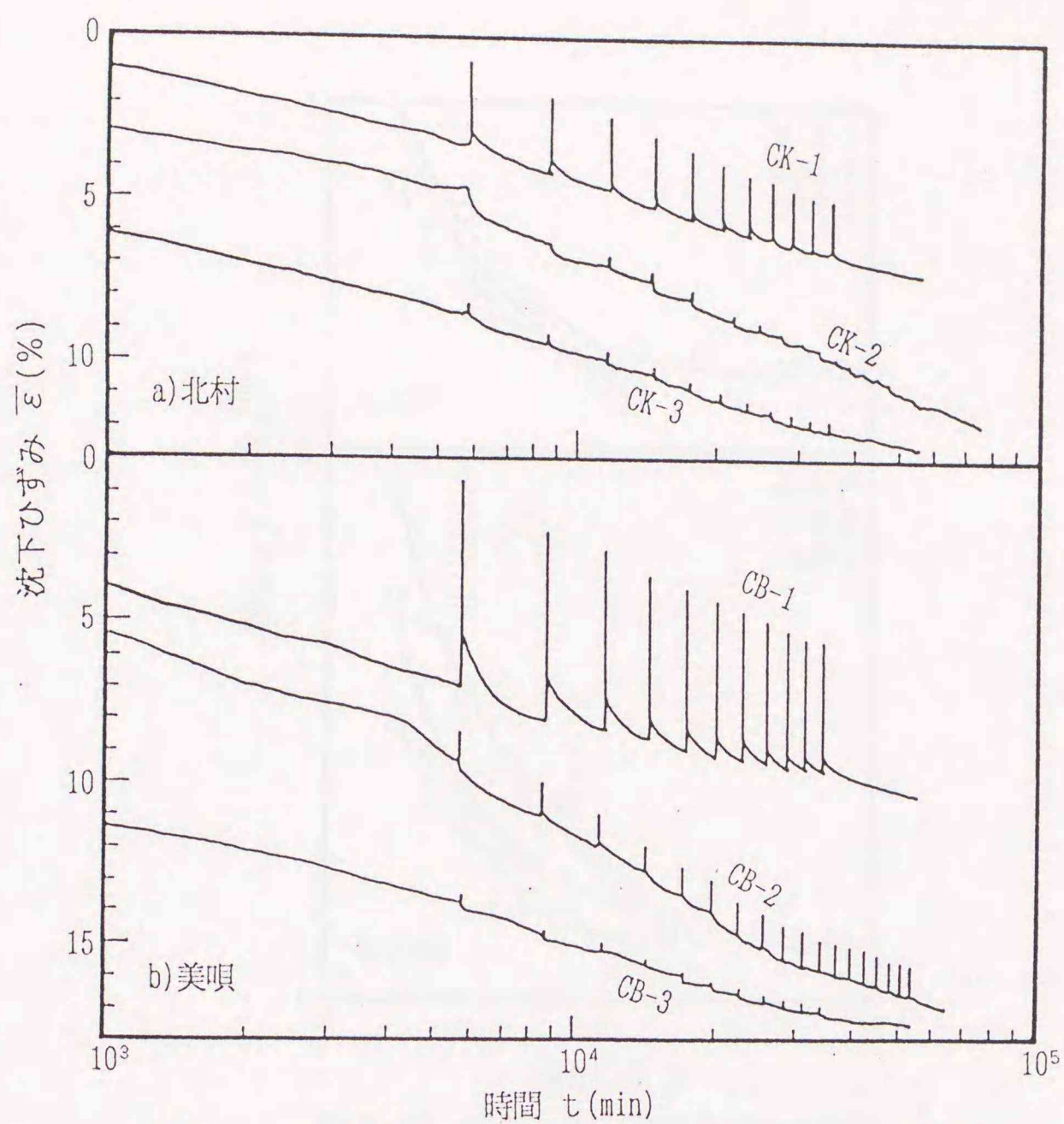


図4・16 載荷・除荷の応力を変えたC試験の時間～沈下量曲線

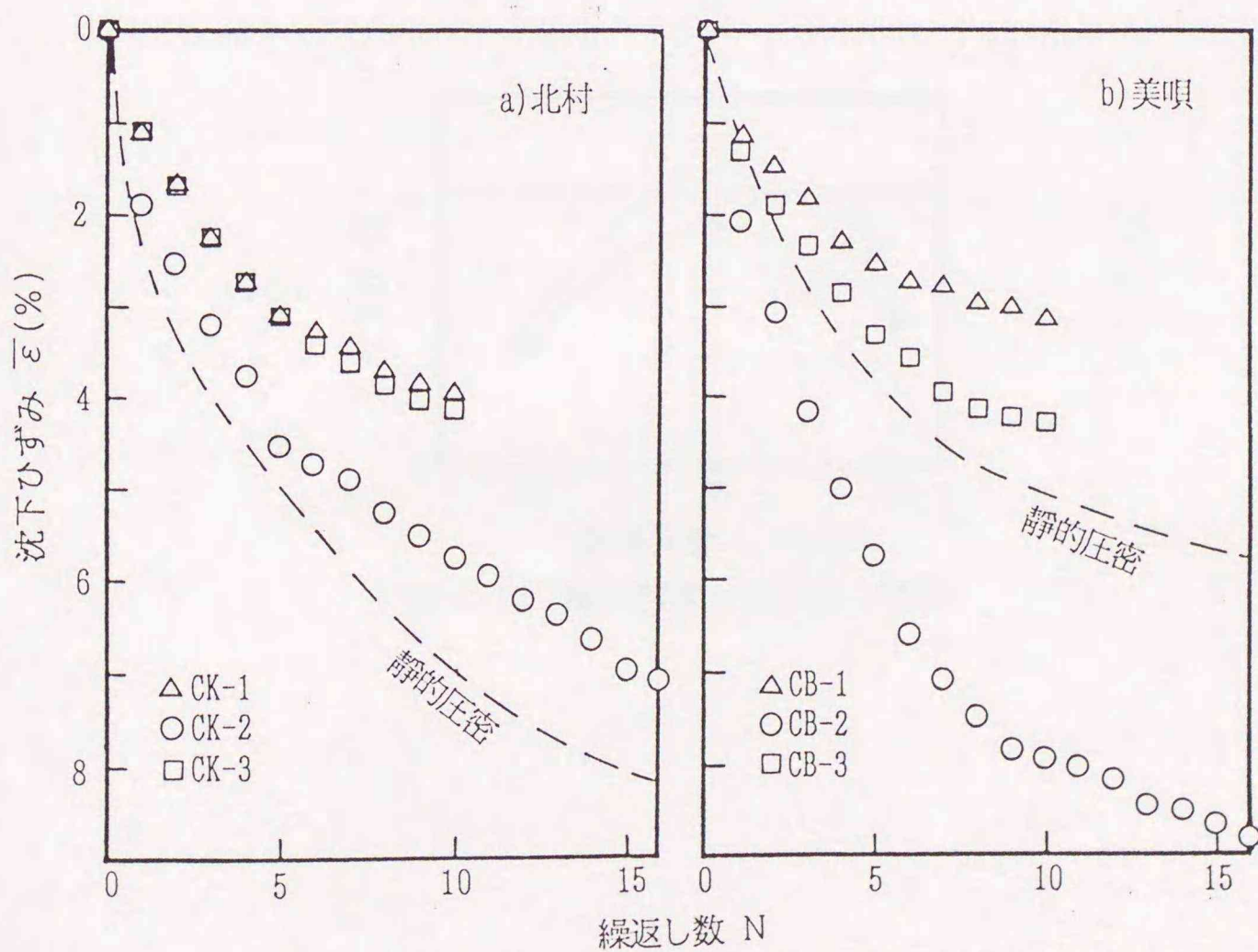


図4・17 繰返し載荷，静的圧密の沈下ひずみと繰返し数の関係

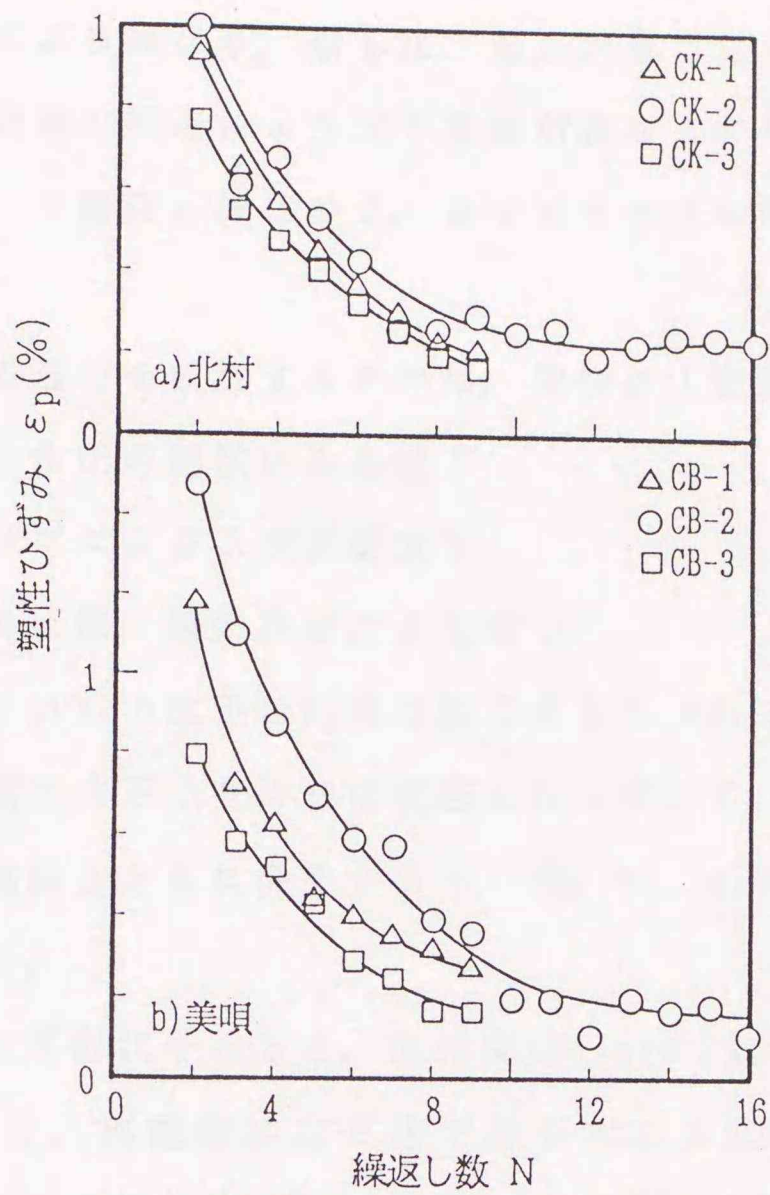


図 4・18 繰返し数と塑性ひずみの関係

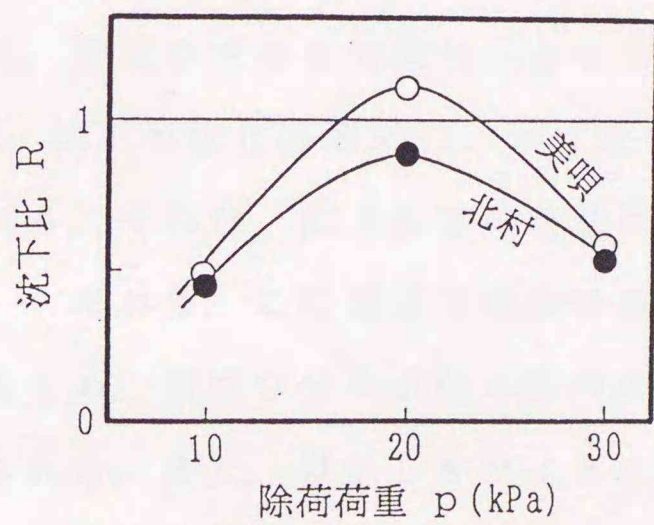


図 4・19 除荷荷重と沈下比の関係

性土の試験では、除荷荷重の違いによる影響はないとされている^{9,1)}。しかし、泥炭では除荷荷重により異なり、最も沈下量が大きくなる除荷荷重が認められた。これは、除荷荷重の相違により沈下曲線が異なっているためである。そこで、美唄泥炭について繰返し载荷の2, 8サイクル目の時間～沈下ひずみ曲線を図4・20に示す。

いま、沈下曲線の違いを検討するために、泥炭の圧密沈下を

- 1) Terzaghi型の間隙水圧の消散による沈下
- 2) 骨格構造のクリープによる二次圧密沈下
- 3) 泥炭の構成素材の圧縮、破断などによる沈下

に分けて考える。これらの沈下は同時に起こるものであるが、時間の経過と共に、1), 2), 3)の順で沈下の主体的な要因となっていく。すなわち、これら3条件の沈下現象は载荷とともに発生するが、1), 2), 3)の順で消滅（完了）していくものである。

除荷荷重ごとに沈下形状をみると、除荷荷重10kPaでは载荷・除荷の荷重差が大きいこともあって、再载荷による沈下量が大きくなる。その沈下形態はTerzaghi型の様相を示し、沈下は1), 2)までで、3)による沈下がみられなかったため、塑性ひずみが小さくなったものであろう。除荷荷重29kPaでは沈下の形状は、2), 3)であるが、载荷・除荷の荷重差が小さく、除荷による骨格構造の乱れが少なかったため、塑性ひずみも同様に小さくなっている。

除荷荷重20kPaでは、沈下形状は同様に2), 3)であるが、除荷による構造の乱れが大きいと推定される。それは、沈下曲線の終端部で沈下が増大することよりみることができる。すなわち、この領域で泥炭の構成素材の圧縮・破断などにより沈下が卓越するため、塑性ひずみが他の除荷荷重の試験と比較して大きくなったものと推定される。また、繰返し8サイクル目でも同様の傾向がみられ、除荷荷重の差異による沈下曲線の違いは繰返し数が多くなっても変わらないと思われる。

それゆえ、粘性土では载荷・除荷の応力比の違いによる沈下量の差はみられないが、泥炭でその差異が認められるのは、構成素材の圧縮や破断などが沈下の大きな要因となるため、応力比の違いによる沈下形態の差が沈下量に影響を与えたものと推定される。

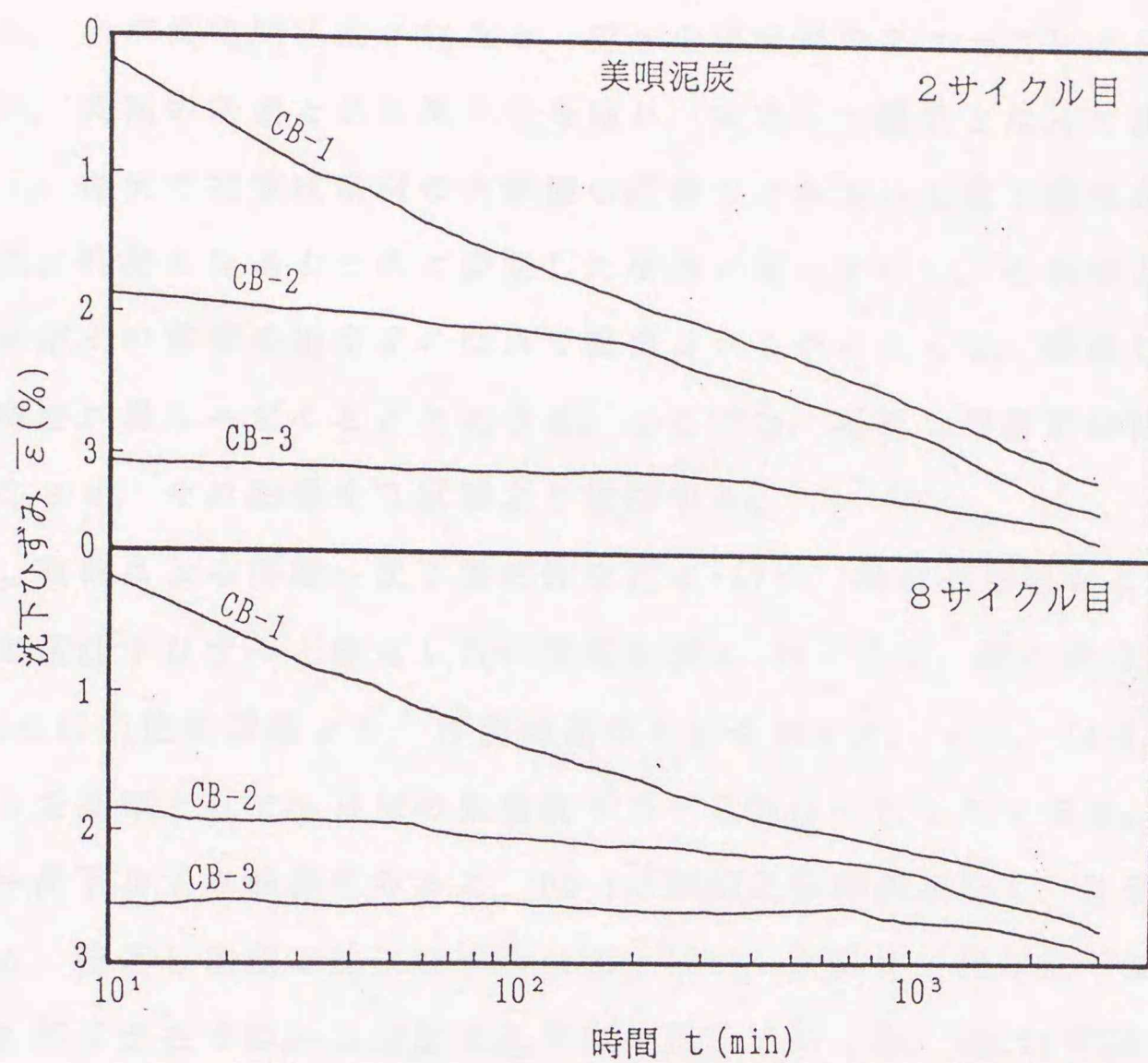


図4・20 美唄泥炭の2, 8サイクル目の載荷による沈下曲線

4・3・4 初期圧密時間の影響

一般に、土が長時間圧密されると、粒子の再配列やクリープにより沈下が継続するが、時間の経過と共に沈下量を減じ、安定した構造となって沈下が収束に向かう。泥炭では構成素材の内間隙の圧縮などが加わり沈下量は大きくなるが、同様に時間の経過とともに安定した構造になっていく。それゆえ、繰返し載荷荷重がどの程度の圧密度の時点で載荷されるかによって、繰返し圧密による沈下特性が異なってくることになる。ここでは、繰返し載荷前の初期圧密時間を変化させ、その影響をD試験より検討する。

繰返し載荷による時間～沈下量曲線を図4・21に、繰返し載荷および静的圧密による累積沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・22に示す。図の破線は美唄泥炭の20kPaの静的圧密試験より、圧密時間がそれぞれ1日、4日、14日、30日の供試体高さを基準として1日毎の累積沈下ひずみを示したものである。

時間～沈下ひずみ曲線をみると、DB-1は初期圧密時間が短く、圧密が未了であるため、繰返し初期の沈下ひずみは大きい。次第に一樣な沈下速度となる。DB-2は初期圧密とほぼ同じ勾配で沈下が進行していくが、DB-14やDB-30は、繰返し載荷により沈下速度が大きくなる傾向にあった。また、繰返し載荷終了後の沈下は繰返し時と同じ様な圧密速度で沈下が継続し、繰返し載荷の影響が残存するようにみられる。

累積沈下ひずみは初期圧密時間の少ないDB-1、DB-4は、圧密が十分進行していないため、泥炭の構造も不安定で、繰返し載荷の初めの部分では大きな沈下ひずみを示す。繰返し数の増加に伴い安定した構造となっていくため、沈下ひずみの増加割合は次第に小さくなる。圧密の進行したDB-14、DB-30は初期圧密により泥炭の骨格構造が安定してくるため、繰返し載荷の初期の部分では沈下ひずみは小さい。しかし、載荷回数が多くなっても、沈下ひずみの増加割合はほぼ同じで、直線的にひずみが増大していく傾向を示している。

つぎに、繰返し数と塑性ひずみの関係を図4・23に示す。

繰返し数の少ない範囲では、初期圧密時間の影響を受け、初期圧密時間の短い試験の塑性ひずみが大きくなる。繰返し数が多くなると、塑性ひずみの差は次第に少なくなり、繰返し数が10回を越えると初期圧密時間の影響による差異はみられず、ほぼ一定となる。

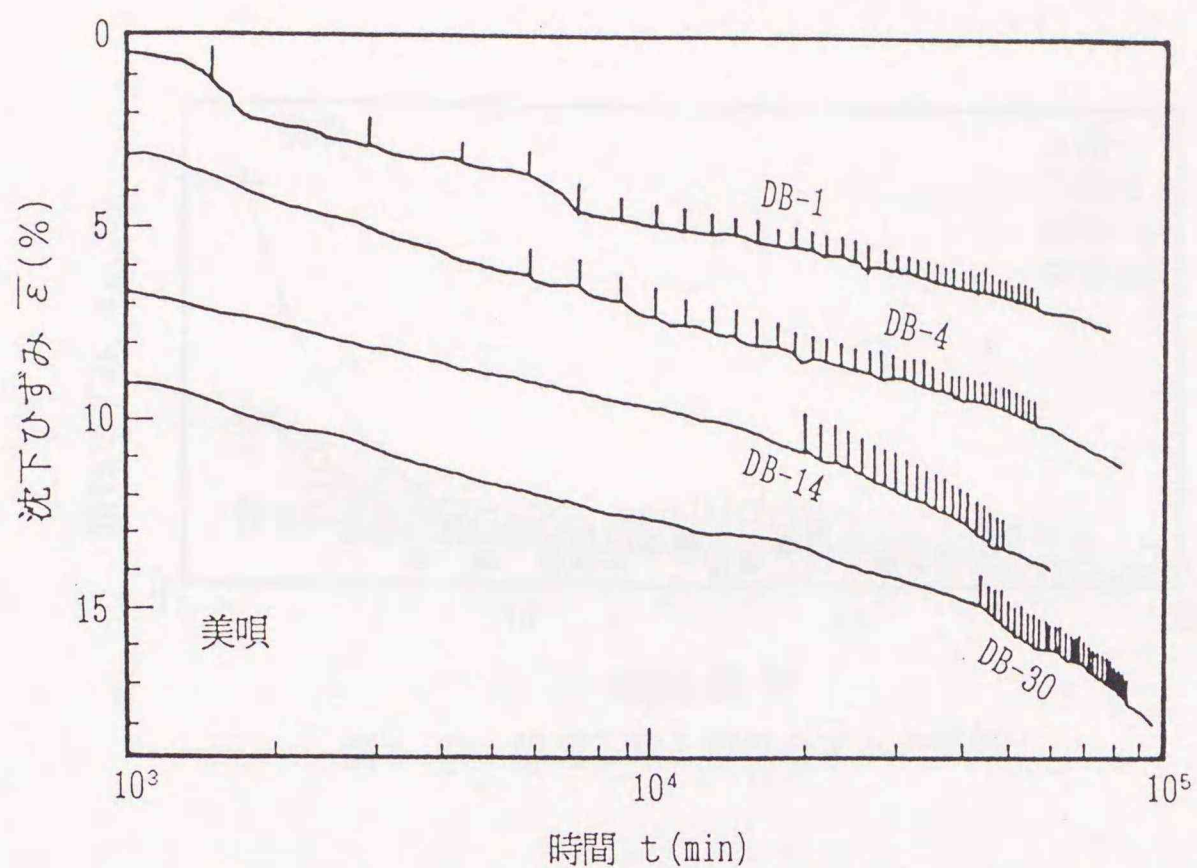


図4・21 初期圧密時間を変えたD試験の時間～沈下量曲線

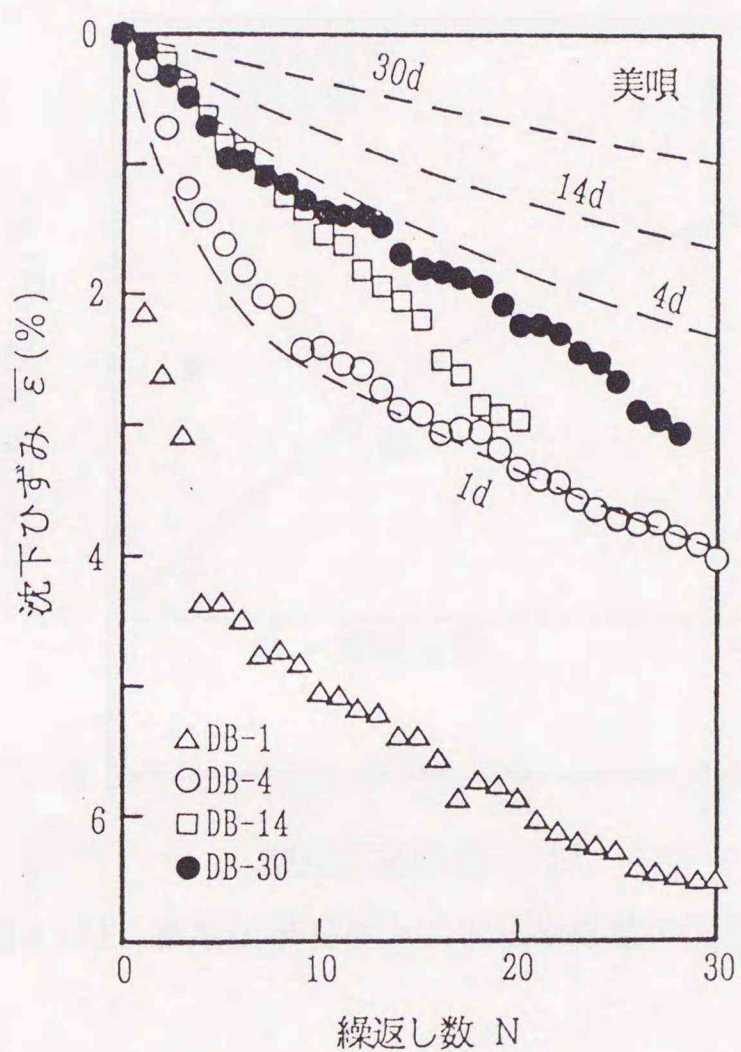


図4・22 繰返し载荷，静的圧密の
沈下ひずみと繰返し数の関係

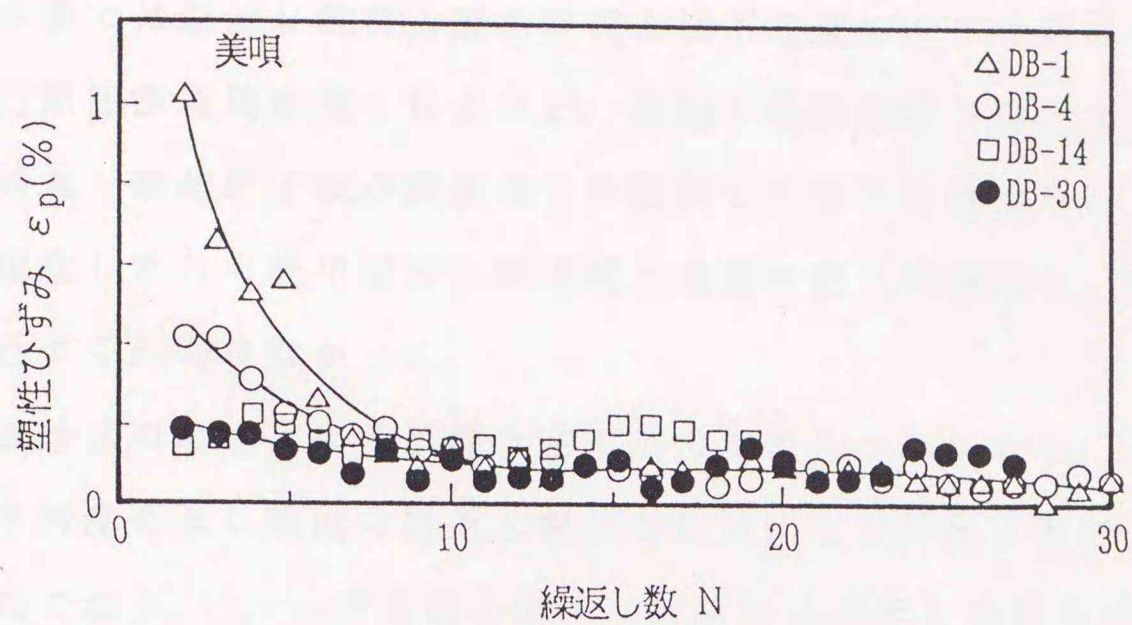


図4・23 繰返し数と塑性ひずみの関係

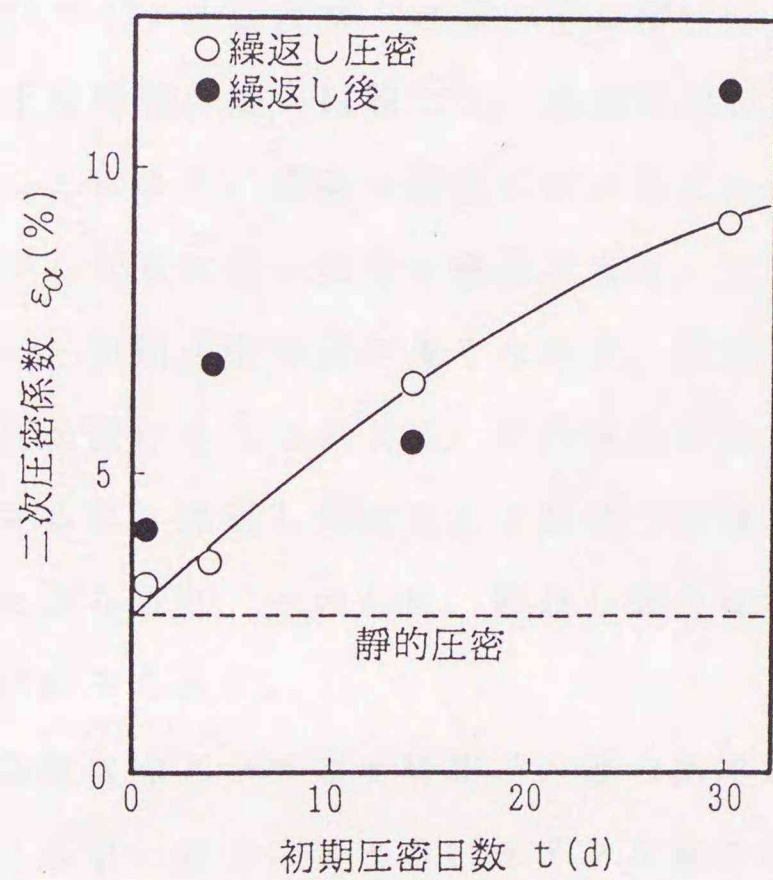


図4・24 初期圧密日数と二次圧密係数の関係

これを、図4・24の繰返し載荷の後半部の二次圧密係数でみると、初期圧密時間の短い試験では繰返し載荷と静的載荷の沈下速度にあまり差はみられない。

しかし、初期圧密時間が長くなるほど、繰返し載荷の沈下速度は大きくなる。

また、繰返し載荷終了後の載荷のみを継続した沈下の様相をみると、二次圧密係数は繰返し載荷の後半部分とほぼ同じ速度で沈下が継続し、静的圧密の沈下速度に近づく傾向はなかった。

初期圧密時間の違いによる影響は粘性土でも報告されており、本試験の結果と同様に圧密度の低い時点で繰返し載荷を始めたものの沈下量が大きくなることが示されており⁹⁴⁾、一次圧密の終了した試料に繰返し載荷を行った場合でもかなりの沈下が生ずることが認められている⁹⁷⁾。

これらの試験結果より、泥炭の繰返し載荷における初期圧密時間の影響として、次のようなことが言えよう。

繰返し載荷により、泥炭の構造が乱され、軟化現象を生じ沈下が促進する。しかしこの沈下も10サイクル程度で、ほぼ一定の塑性ひずみとなる。

そのため、初期圧密時間の短い試験では、本来構造が不安定であるため、繰返し載荷を受けることにより、載荷の初期にはさらに大きな沈下を生ずる。しかし、載荷回数が多くなるに従い安定な構造となり、沈下速度も静的圧密に近似する。これに対し、初期圧密時間が長くなると、圧密により安定した構造になるが、繰返し載荷を受けることにより、その構造が乱れ、沈下が促進するものと解釈される。さらに、繰返し載荷による泥炭の骨格構造の変化は、載荷終了後も残留することがみられ、そのため、繰返し載荷終了後もほぼ同じ速度で沈下が継続する傾向がみられた。

また、二次圧密係数は沈下ひずみと時間の対数の比で示される。塑性ひずみが初期圧密時間によらず一定となるときの10サイクル後の時間～沈下量曲線をみると、初期圧密時間の短いDB-1では20,000時間以降となり、DB-30では60,000時間後となる。そのため、塑性ひずみが同じであっても、時間の対数の幅が異なってくるため、初期圧密時間の長い試験の二次圧密係数が大きくなったものである。

初期圧密日数と沈下比の関係を図4・25に示す。

沈下比は繰返し載荷と静的載荷の沈下速度の比であるため、図4・24の二次圧

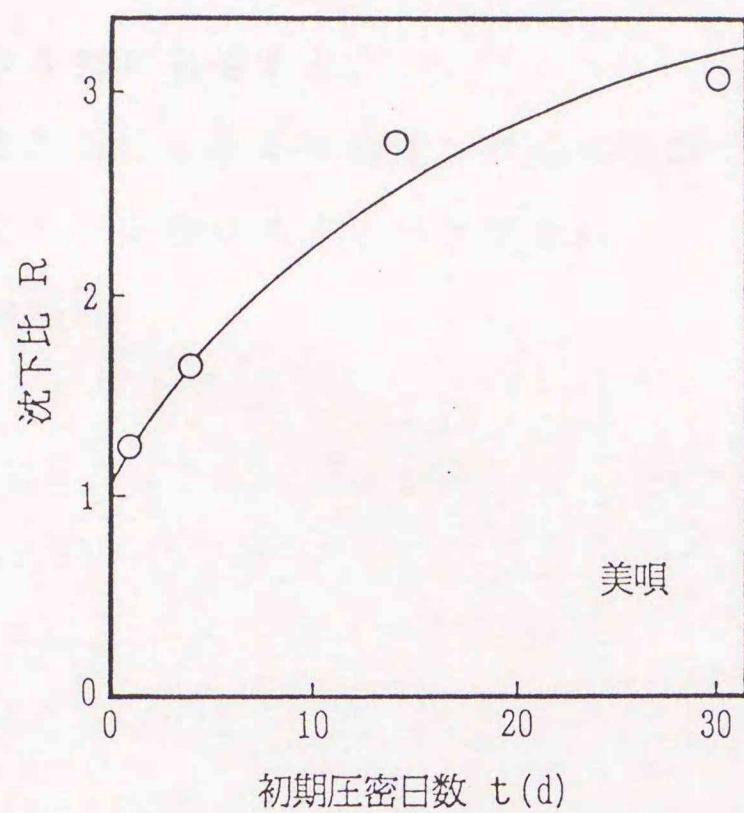


図 4・25 初期圧密日数と沈下比の関係

密係数と同様な傾向となる。すなわち、初期圧密時間の短い試験では沈下比はほぼ1であるが、初期圧密日数が30日になると繰返し載荷による沈下は同一時間帯の静的圧密の3倍にも達する。

それゆえ、圧密が進行しかなり安定した泥炭地盤であっても、水位が変動することにより、沈下が促進することが予想される。

4・3・5 載荷周期の影響

地盤にかかる繰返し荷重は交通荷重のような短時間のものから、雪荷重のように長期にわたるものまで種々の時間間隔で繰返し載荷が行われる。ここでは、E試験として繰返し載荷の周期の違いによる影響を検討する。載荷時間は1, 2, 8, 14日としたものである。

繰返し載荷による時間～沈下量曲線を図4・26に、累積沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・27に示す。

時間～沈下量曲線は、2日載荷のEB-2の沈下曲線で繰返し載荷の後半部分で圧密速度が遅くなるが、他は経過時間とともに圧密速度が大きくなる傾向にあり、EB-8, EB-14で顕著であった。

繰返し数と沈下ひずみの関係をみると、繰返し載荷により沈下ひずみが静的圧密と比較して大きくなるのは、これまでに示した美唄泥炭の20kPaの繰返し試験と同様の結果である。載荷周期の違いでは周期が長くなるほど沈下ひずみが大きくなる。

粘性土の同様な試験、例えば藤原ら²²⁾や梅崎ら¹¹¹⁾の有明粘土による1～1000秒周期の繰返し載荷周期の短い試験の結果では、載荷周期の長い試験ほど沈下量が大きくなり、本試験と同様の結果になるが、陶野ら⁹⁷⁾のカオリン、ベントナイトの混合土の載荷時間30分～2日の試験では、繰返し回数と塑性体積ひずみの関係は載荷周期によらず一義的な関係が得られている。

本試験で載荷時間が長いにも拘らず、それと異なった結果となったのは、泥炭では粘土と異なり、二次圧密などによる沈下が大きいためであろう。すなわち、載荷周期が長くなる程、その二次圧密などによる沈下が顕著となってくるため、載荷周期の影響が現れたものである。

そこで、各試験について2サイクル目の載荷時の時間～沈下量曲線を図4・28に示す。

泥炭の圧密では、前述のように二次圧密沈下のほかに構成素材の圧縮や破断などに起因する沈下が生ずる。そのため、EB-1では載荷周期が短いため、構成素材の圧縮や破断などによる沈下の領域に入る前に除荷が行われるので沈下ひずみが小さくなる。載荷周期の長い試験では、繊維の圧縮や破断などによる沈下が卓越してくるため、図のように沈下速度が載荷の終端部で急に大きくなる。

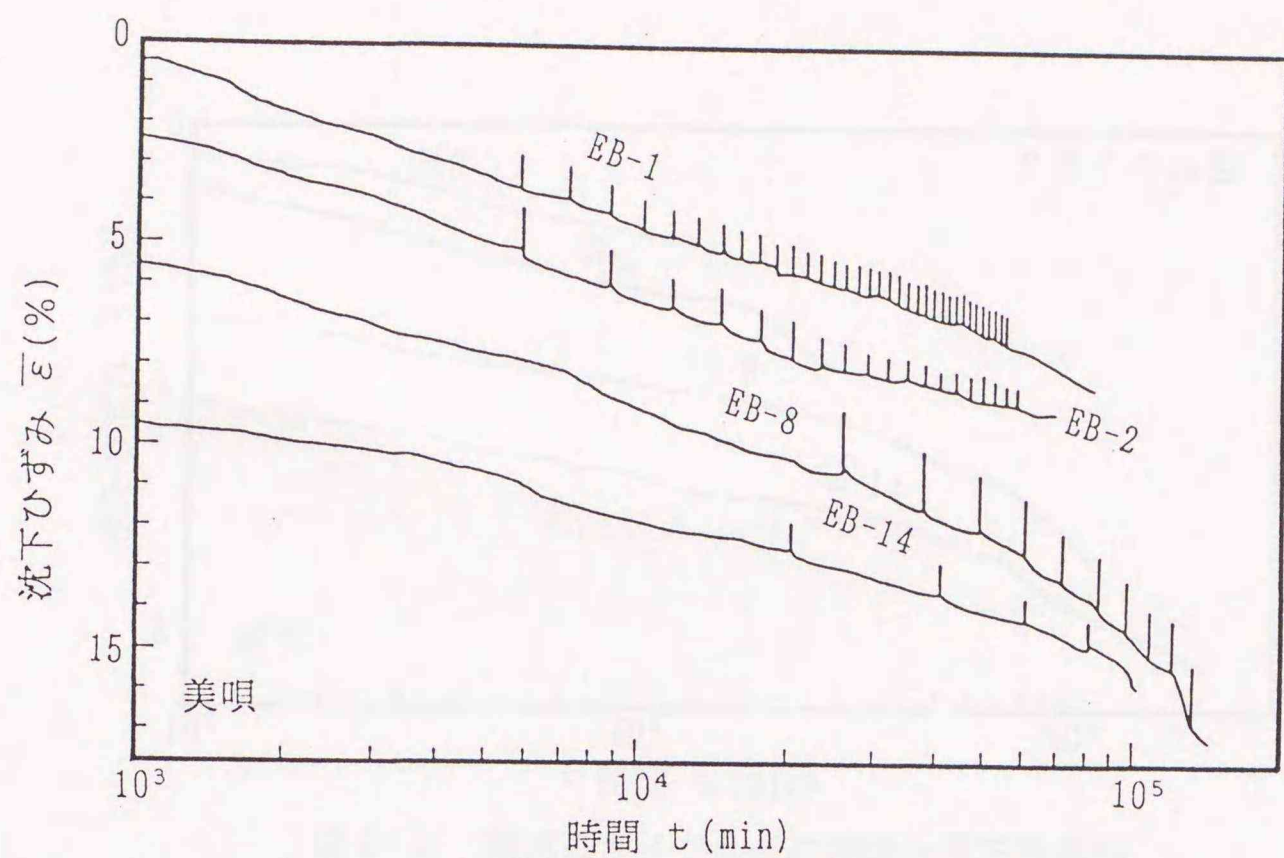


図4・26 載荷周期の異なるE試験の時間～沈下量曲線

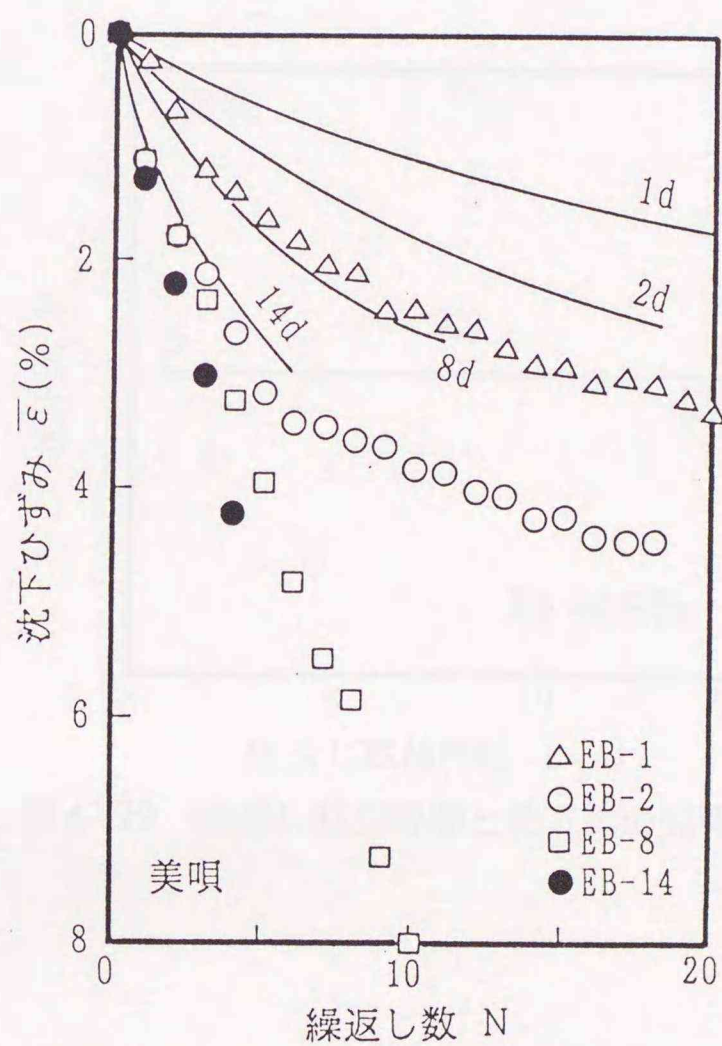


図4・27 繰返し載荷，静的圧密の
沈下ひずみと繰返し数の関係

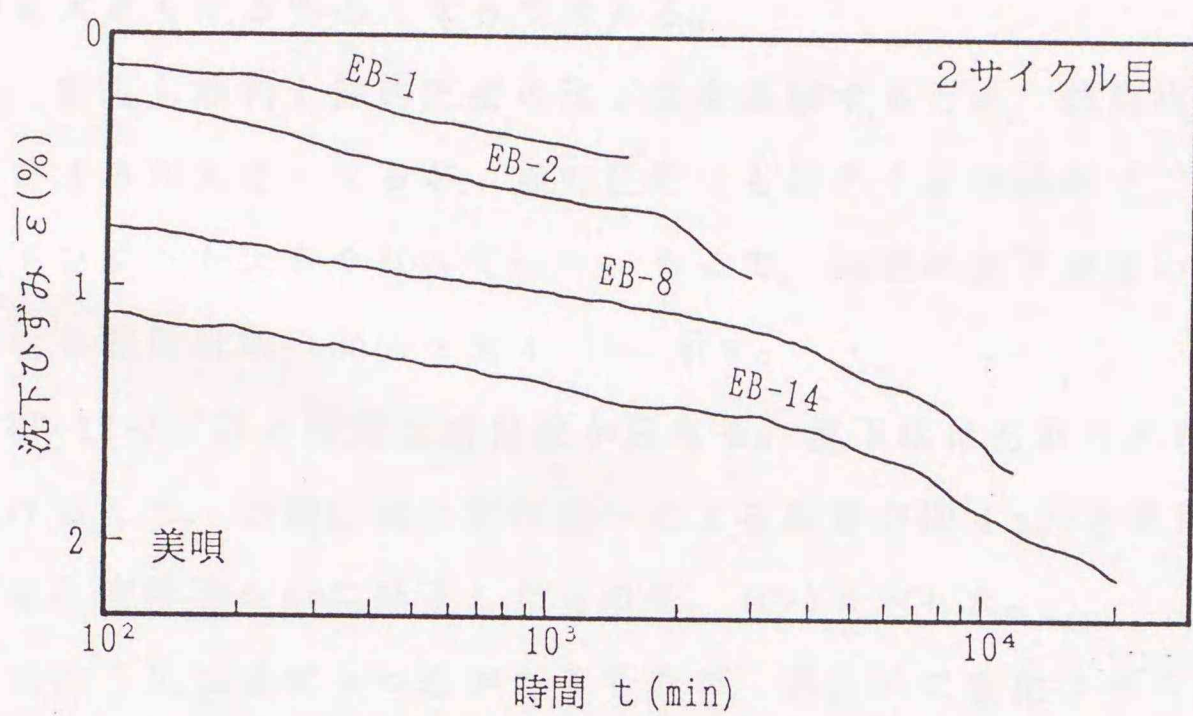


図 4・28 載荷 2 サイクル目の時間～沈下量曲線

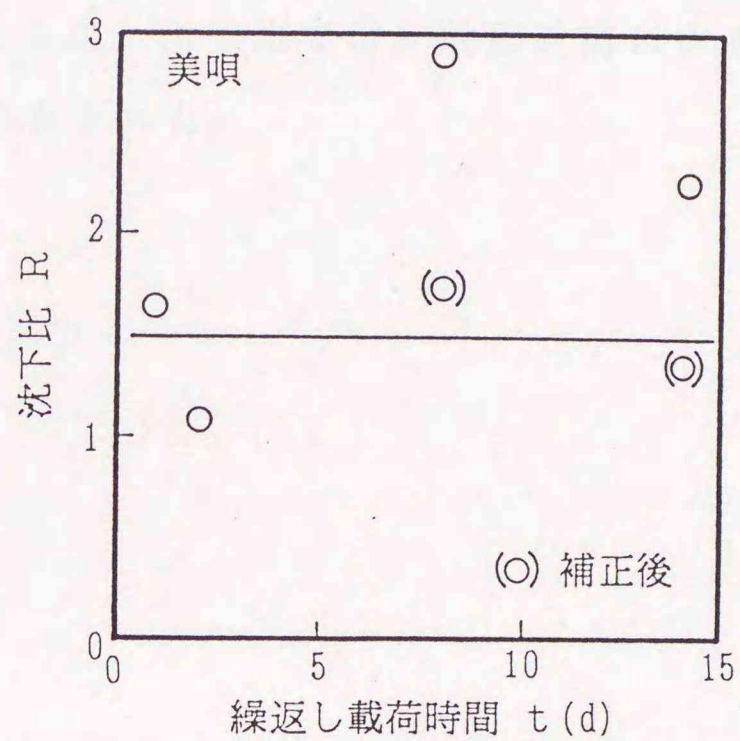


図 4・29 繰返し載荷時間と沈下比の関係

この沈下曲線の違いが繰返し数で比較した場合の、載荷周期の長い繰返し圧密の沈下量を大きくする要因となるのである。

つぎに、繰返し載荷と静的圧密の沈下量を比較するとき、載荷周期の長い試験は沈下ひずみが大きくなるが、静的圧密でも対応する時間帯で二次圧密が進行し、沈下ひずみも大きくなっている。そこで、両者の沈下速度の比である沈下比と繰返し載荷日数の関係を図4・29に示す。

EB-8、EB-14の試験は初期圧密日数が異なる。沈下比は初期圧密時間の影響を顕著に受けるため、初期圧密日数の違いによる影響が図4・25と平行であると仮定し、初期圧密時間を4dに補正したものを、(○)で示した。

補正した沈下比にはばらつきがあるものの、系統的な変化はみられなかった。そのため、沈下比は載荷周期によらずほぼ一定とみなすことができ、平均して1.5程度となった。

載荷周期の影響は繰返し数で比較すると、周期の長い試験の沈下ひずみは静的圧密より大きくなるが、沈下比では、載荷周期による影響は美唄泥炭の20 kPaの試験ではみられなかった。

4・4 繰返し排水による圧縮特性

4・4・1 載荷荷重の影響

泥炭地盤の地下水位の変動により、地下水面より上となる部分は不飽和となり、そこでは有効上載圧の増加による不飽和圧密と泥炭の乾燥収縮による沈下が生ずる。有効上載圧の増加による沈下は、泥炭地盤の圧密の進行程度にもよるが、一般には少なく、泥炭の乾燥収縮による沈下が大部分を占め、それは非可逆的な沈下である。

このような、地下水面の変動による泥炭の排水乾燥・湿潤の繰返しは、土被り圧に相当する荷重を受けたままで行われる。そのため、上載荷重を受けたままで排水乾燥～水浸再飽和の繰返し試験を行い、繰返し排水作用を受けたときの圧縮特性を調べたものである。

時間～沈下量曲線を図4・30に示す。試験は排水・水浸期間とも同じ圧密圧力が載荷されているため、時間～沈下量曲線は図4・4の曲線Iの整理法で示した。

地下水面の低下に伴う排水による沈下については、泥炭の圧密、すなわち、外間隙の自由水の排水がほぼ終了したとみられる時点より沈下が顕著になる。排水時の時間～沈下量曲線は圧密が終了するまでは沈下が少なく、その後に沈下が卓越する部分が出現することになる。これは、FB-1の試験で明瞭にみることができる。すなわち、荷重の小さい試験では、試料の圧密が終了した時点より沈下が始まるが、荷重が大きくなると、圧密過程の間にも徐々に沈下が進行し、圧密終了後はさらに沈下は大きくなる。これは、排水による乾燥収縮のほかに、載荷重によるクリープ沈下にもよるものと考えられる。

水浸再飽和時は、泥炭特有の繊維のからみ合いや泥炭の水分保持力の非可逆性のため、ほとんど膨張せず、逆にクリープによると考えられる沈下を示す場合もあるが、わずかな変化であった。

また、排水過程の時間～沈下量曲線には、沈下をほとんど示さない場合と、大きな沈下量を示すときがあり、載荷荷重の小さい試験でこの傾向がみられる。これは泥炭の構造の特異性によるものであろう。泥炭は植物の残遺体より構成されるため、不均質な構造となり、同一の載荷荷重であっても、強靱な繊維が存在し、これが荷重を支えている間は沈下は少ないが、一旦破断されると急激

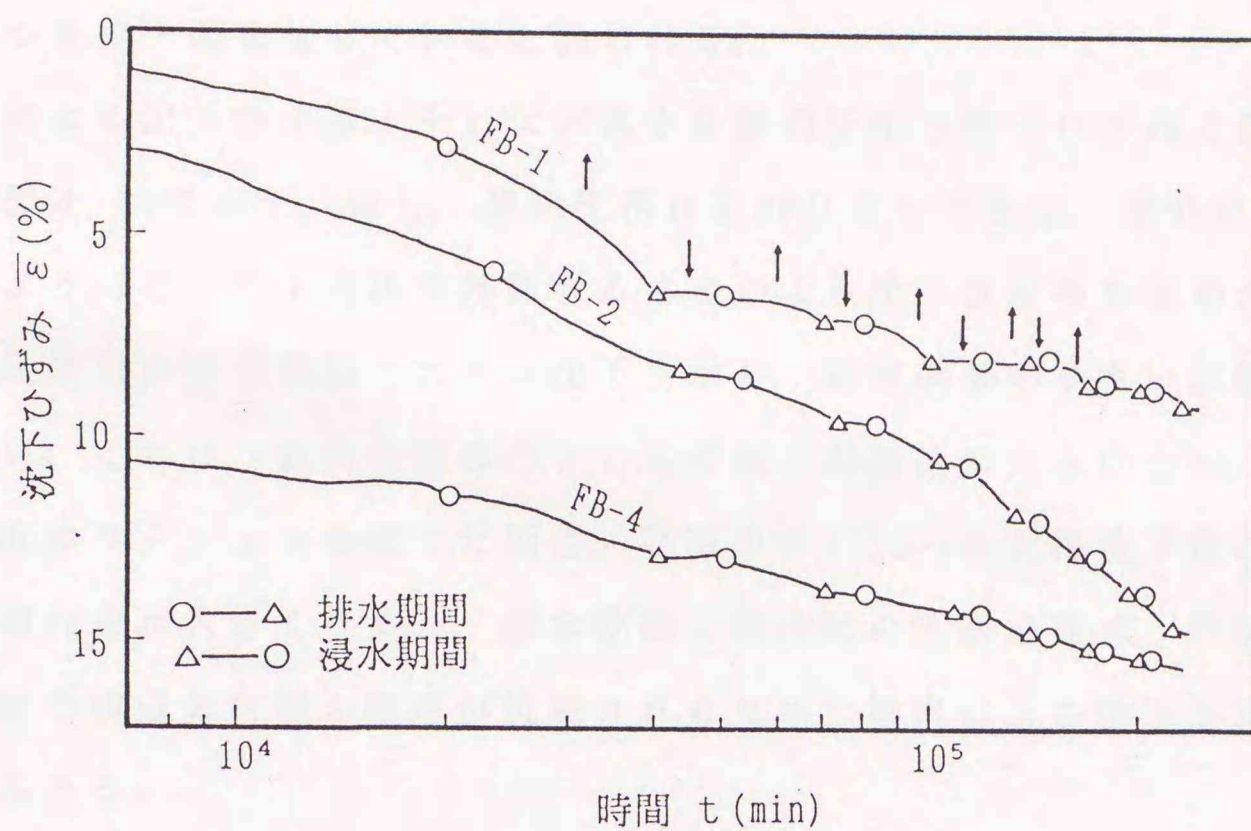


図4・30 繰返し排水試験の時間～沈下量曲線

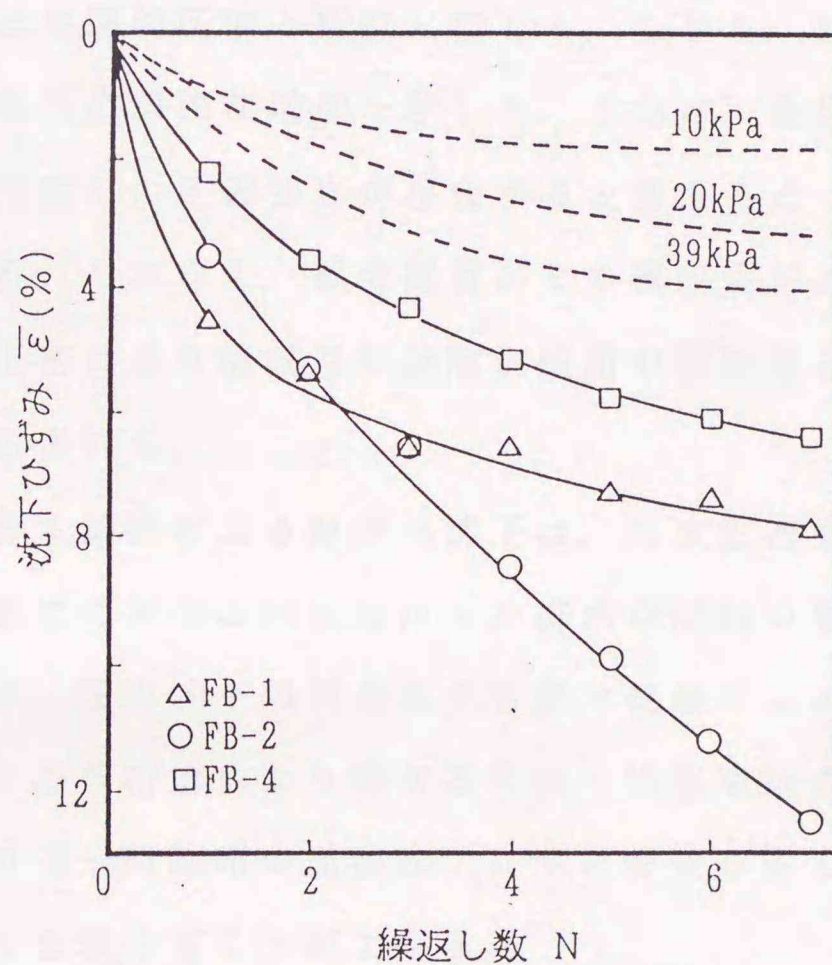


図4・31 繰返し排水試験の乾燥過程，静的圧密の沈下ひずみと繰返し数の関係

な沈下が生ずる場合がある。このような不均一な沈下が泥炭の圧密試験の結果のばらつきの一因をなしていると思われる。

排水による沈下ひずみ，それに対応する静的圧密の沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・31に示す。但し，静的圧密は約90日までであり，それ以降は，双曲線法により時間～沈下曲線を外挿することにより沈下ひずみを求めた。

第1段階目の排水過程で大きな沈下を示し，載荷荷重の小さい試験ほど変化が大きい。これは，載荷荷重の小さいものほど間隙比は大きいため，排水により同程度のサクションを受けた場合，間隙の多いFB-1の収縮沈下量が大きくなる。載荷荷重が大きくなると，排水乾燥の前段階の圧密過程で，間隙比が減少し，泥炭の構成素材間の距離が短縮されるため，排水による沈下が抑制されたものであろう。

第2段階目以降の沈下ひずみは，排水乾燥による変化が非可逆的であるため，繰返し数とともに沈下ひずみの増加割合が減少してくる傾向にあり，FB-1やFB-4でこのような現象がみられた。そのため，繰返し数と沈下ひずみの関係においても，曲線の形状が静的圧密と類似してくる。しかし，FB-2では，沈下ひずみは繰返し数とともに直線的な増加を示した。これは，泥炭の構成素材にはその生成過程に応じた個々の圧縮強さが存在すると考えると，それは圧密降伏応力付近と推定される。それゆえ，載荷荷重がその構成素材の圧縮強さを越えた圧力であるとき，圧密により構成素材が順次座屈や破断などを生じ，沈下量が増加するものと推定される。

つぎに，繰返し排水試験による泥炭の沈下は，二次圧密を含めての圧密による沈下と不飽和状態での泥炭の内間隙からの排水や試料の乾燥収縮による沈下に分けられる。いま，圧密沈下以外の沈下を排水乾燥による沈下と称する。

圧密による沈下は載荷荷重により異なるため，排水過程の全体の沈下ひずみより静的圧密試験の同一時間帯の圧密沈下ひずみを差し引くことにより排水乾燥による沈下ひずみを求めることができる。

排水乾燥による沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・32に示す。

排水乾燥による沈下ひずみは第1段階目の排水過程では載荷荷重の小さい試験ほど大きくなる。2段階目以降は前述のような泥炭の構造の特異性のため，泥炭の構成素材の座屈などの程度の差によるばらつきはあるが，5サイクル程

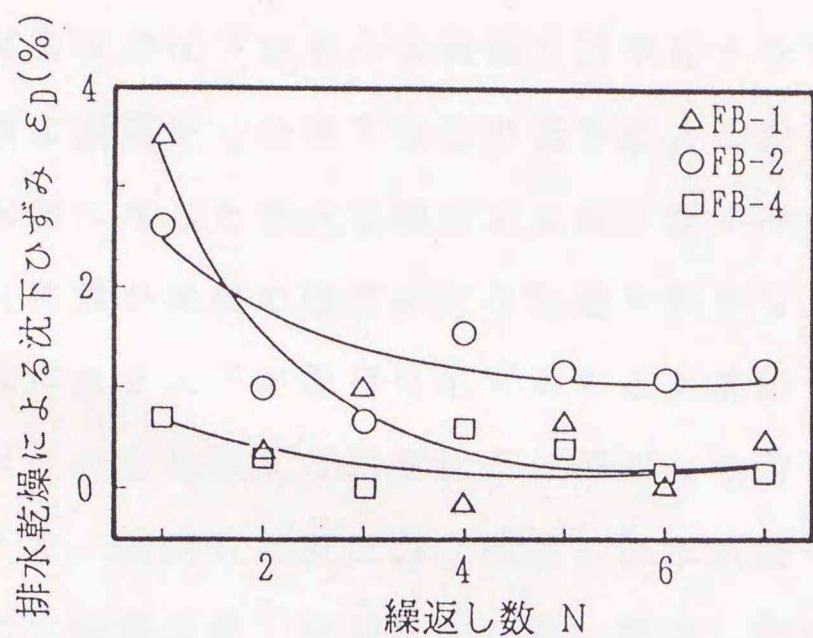


図4・32 各サイクルごとの排水乾燥による沈下ひずみと繰返し数の関係

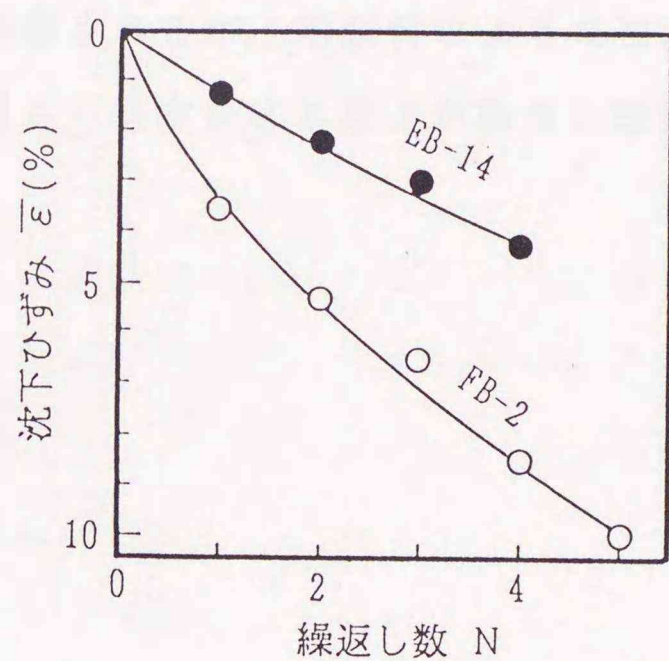


図4・33 繰返し排水，繰返し载荷試験の沈下ひずみの比較

度ではほぼ一定値となる。FB-1やFB-4では排水によるひずみは非常に小さくなるが、FB-2では1%程度の沈下ひずみが繰返し排水により蓄積されている。

そのため、地盤の表層部では地下水位の低下による泥炭の収縮は初期の過程ではほぼ終了し、深部になると排水乾燥による沈下ひずみは無視できる程度であるのに対し、載荷荷重が泥炭の構成素材の圧縮や破断などが生じ易い圧力であるとき、排水乾燥による沈下が顕著に生ずることが推定される。

つぎに、地下水位の変動による地盤沈下は繰返し載荷と地盤の乾燥が重ね合って生ずる。そこで、繰返し載荷試験と繰返し排水試験の沈下に与える影響度を比較するために、載荷荷重、初期圧密時間、繰返し載荷と排水時間がほぼ類似しているEB-14とFB-2について、沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・33に示す。

繰返し排水による沈下ひずみが繰返し載荷の倍程度となっている。これら試験間の比較は、泥炭の特性、載荷荷重の大きさ、載荷応力比、載荷時間、層厚などにより大きく影響されるが、本試料のような強熱減量の大きい、分解度の小さい泥炭では、繰返し排水による沈下が繰返し載荷による影響より顕著であった。

4・4・2 排水時間、供試体厚の影響

泥炭地盤の地下水位の変動は種々の時間間隔で生ずる。ここでは、第1段階目に長期間地下水位が低下し、排水乾燥が十分進行した後に、再び繰返し排水作用が行われる場合についてのFB-21試験を行い、等時間間隔のFB-2と比較して排水時間の影響を検討した。

また、繰返し排水試験の間隙水の出入りは一次元方向のみで行われる。そのため、供試体の厚さが沈下速度に影響することが考えられる。そこで、供試体厚さ4cmのFB-21と2cmのFB-22を行い、供試体厚さの検討を行った。

時間～沈下量曲線を図4・34に示す。第1段階目の排水過程でみると排水時間が長くなると沈下は進行するが、時間の経過とともに沈下が減少し、ほぼ一定値に落ち着く傾向を示す。そして、2段階目以降の沈下も少なくなり、圧密速度はほぼ一定となる。一方、排水時間の短いFB-2では、排水の繰返しのたびに一定量の沈下を示すため、繰返し数が多くなると圧密速度が大きくなる傾向になっている。

供試体厚さの差は沈下量に違いはあるが、時間～沈下量曲線の形状に差異はみられなかった。

つぎに、排水過程の累積沈下ひずみと繰返し数の関係を図4・35に示す。

1段階目の排水時間の長い試験は排水乾燥による泥炭の収縮の大部分がそこで行われ、2段階目以降の沈下は少ないが、排水時間が短いと繰返し数に比例して、直線的に沈下量が増加していく。

しかし、沈下ひずみと繰返し数との関係では、1段階目の排水時間の違いによる影響を比較することができない。そこで、全沈下量から圧密による沈下を差し引いた排水乾燥のみによる沈下ひずみを求め、排水時間の違いを考慮した時間（算術目盛）～沈下ひずみ曲線を図4・36に示す。

1段階目の排水時間の影響をみると、排水時間の長いFB-21は、ほぼ30,000minで排水が終了し、その後は一定の速度で沈下が継続している。

梅田¹⁰⁵⁾はカップモデルを用いて、泥炭の乾燥収縮を「乾燥によりカップの中に封入状態であった水分が蒸発し、空気に置き換わっていき、その後の水浸では水が入り難くなる」と説明している。

FB-21ではカップの脱水時間が30,000minに対応するものと考えられる。

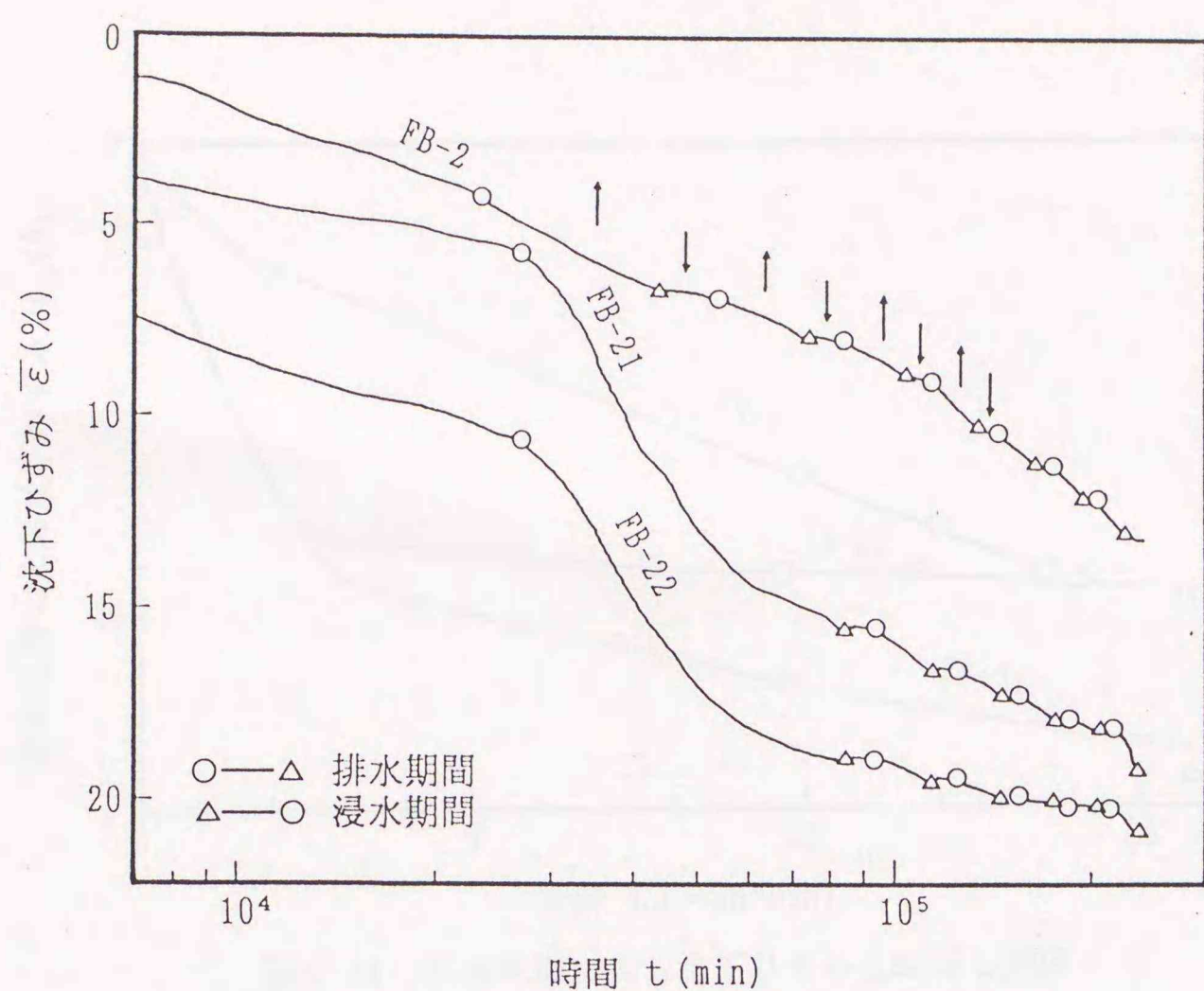


図4・34 繰返し排水試験の時間～沈下量曲線

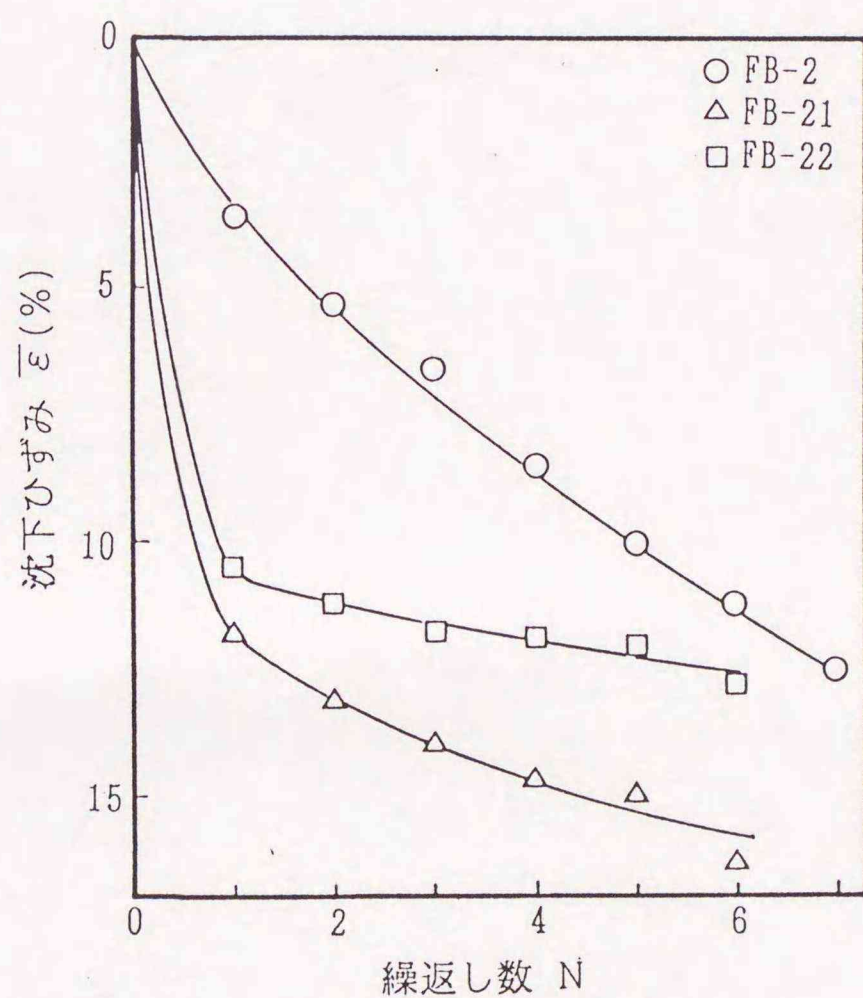


図4・35 繰返し排水試験の排水過程の
沈下ひずみと繰返し数の関係

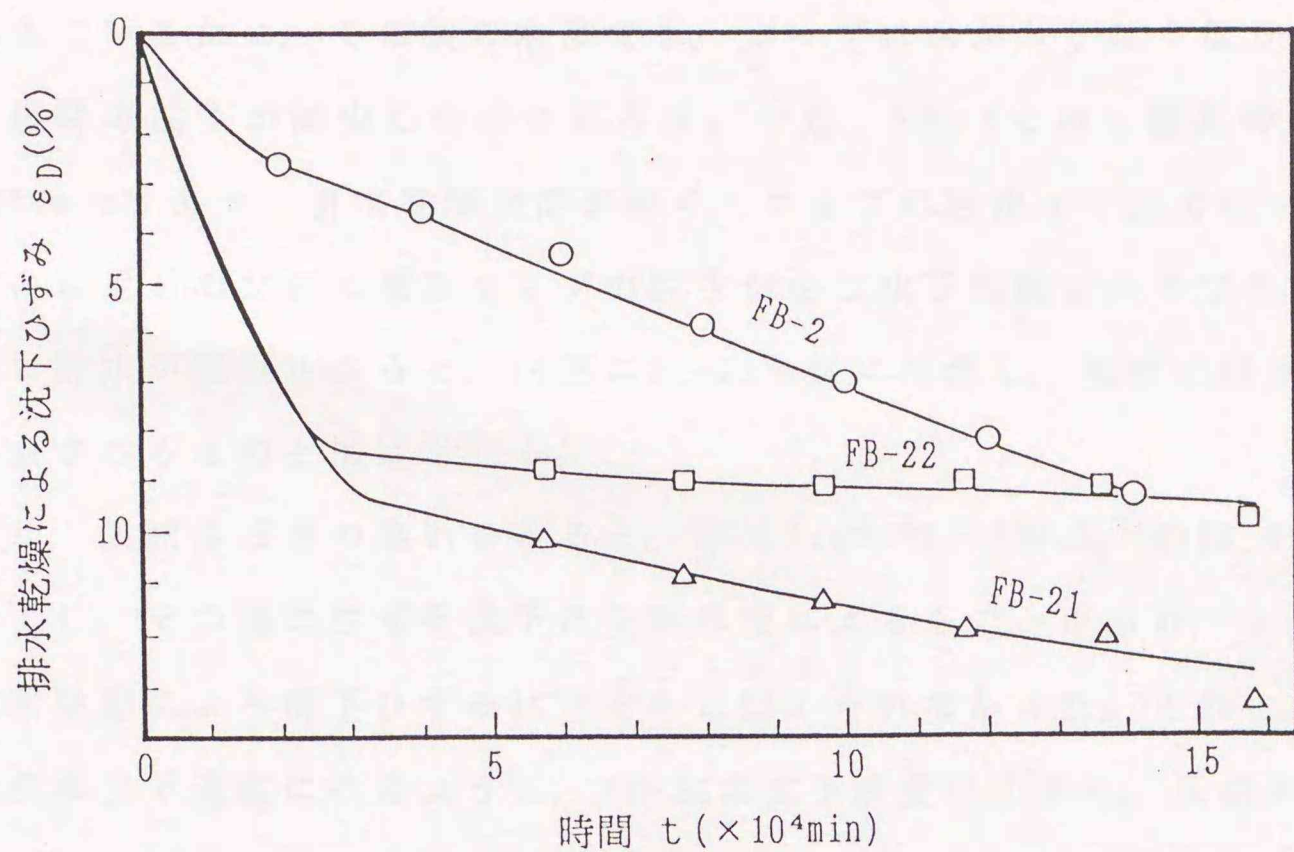


図4・36 排水乾燥による沈下ひずみと時間の関係

それゆえ、FB-21の1段階目の排水時間が50,000minであり、カップの脱水時間を越えているため、その後の水浸でも、カップに水が入り難くなるため、2段階目以降の沈下が減少したのであろう。一方、FB-2では1段階の排水時間が20,000minであり、排水乾燥時間が短く、カップの脱水が十分でない。そのため、排水の繰返しのたびに順次カップの脱水が生じ沈下継続するのである。そして、繰返し排水が継続されると、次第にFB-21の線に漸近し、初期の排水時間の違いは消去されるものと推定される。

また、供試体厚さの違いをみると、厚さ2cmのFB-22では、約25,000minで脱水が終了し、その後に生ずる沈下は圧密作用によるものとみられ、2段階以降でも排水乾燥による沈下ひずみはほとんど認められなかった。これは、図4・34の排水前の沈下速度にみるように、FB-22の沈下速度は小さく、圧密が進行し安定な構造へと移行していることが解る。そのため、排水による泥炭の収縮も第1段階目の過程で終了するものと考えられる。

それゆえ、繰返し排水試験では圧密や排水乾燥による脱水が一次元的に行われるため、供試体厚さが試験結果に大きな影響を与えることが推定される。

4・5 ま と め

泥炭地盤の地下水位の変動による地盤沈下の要因を解明するために、有機物含有量の異なる2種の泥炭を用いて、繰返し載荷試験および繰返し排水試験により泥炭の沈下挙動を調べる基礎的な実験を行った。地盤で起こり得る種々の載荷条件を想定して、載荷荷重、載荷応力比、載荷周期、初期圧密時間などを変えた試験を行いその影響を検討した。

これらの結果をまとめるとつぎのようになる。

- 1) 載荷・除荷の応力比を2 : 1とした載荷時間が1時間の試験では、繰返し時間が短いため、二次圧密の発現までに至らず、沈下ひずみも小さく、沈下速度も一定となっている。

繰返し載荷による圧密速度は載荷荷重とともに大きくなるが、繰返し終了後は圧密速度が小さくなり、短時間の繰返し周期では泥炭の骨格構造が安定するようになってくる。

- 2) 載荷時間2日の試験では、繰返し載荷の初期には、泥炭の骨格構造の乱れにより沈下ひずみは増大する。繰返し数の増加とともに構造が安定化に向かい、沈下ひずみの増加割合も減少し、沈下ひずみの増加の割合も一定となる。載荷荷重の大きさでみると、荷重の小さい繰返し載荷では沈下ひずみは小さい。また、荷重の最も大きい39~78kPaの試験でも同様に小さく、20~39kPaの繰返し荷重での沈下ひずみが最も大きくなった。

また、沈下比で静的圧密と比較すると、試料による差異がみられ、強熱減量の大きい美唄泥炭の沈下比は載荷荷重によらず一定であり、繰返しの載荷、静的圧密ともほぼ同じ沈下速度で圧密が進行する傾向にあった。しかし、北村泥炭では載荷荷重の小さいものは繰返し載荷による沈下比が大きい、載荷荷重が大きくなると逆に静的圧密の沈下量比が大きくなり、繰返し荷重の大きさにより差異がみられた。

- 3) 載荷・除荷の応力比を変えた試験では、粘性土と異なり、除荷荷重の違いによる沈下ひずみの差がみられた。除荷荷重が10, 29kPaでは沈下ひずみは小さく、除荷荷重が圧密降伏応力を越える20kPaで沈下ひずみが最も大きくなっている。これは、除荷荷重により沈下曲線が異なってくることによるもので

あり、除荷荷重20kPaで泥炭の構成素材の圧縮や破断などによる沈下が卓越してくるためと思われる。

- 4) 初期圧密時間を変えた試験では、繰返し載荷による泥炭の骨格構造の乱れのため、沈下が促進される。繰返し載荷の初期の沈下ひずみは、初期圧密時間の短い試験では、初期圧密の残留沈下のため沈下ひずみは大きく、圧密時間が長くなるに従い沈下ひずみは小さくなる。繰返し載荷数が10サイクルを越えると、塑性ひずみはほぼ一定となり、初期圧密時間の影響はみられなくなる。

そのため、静的圧密と沈下速度を比較すると、初期圧密時間の短い試験は繰返し初期には速くなるが、次第に同じ速度に近づく。圧密時間の長い試験では、同じ圧密経過時間における静的圧密の沈下速度は小さくなっているため、繰返し載荷の圧密速度は大きくなり、静的圧密の3倍にもなる。

また、繰返し載荷終了後の沈下の様相は、繰返し載荷による泥炭の骨格構造の乱れが載荷終了後も残留するし、繰返し載荷の後半部分とほぼ同じ速度で沈下が継続する傾向を示している。

- 5) 載荷周期を変えた試験では、沈下ひずみと繰返し数の関係でみると、載荷周期の長い試験の沈下ひずみが大きくなる。これは、泥炭では二次圧密量が大きいいため、載荷周期の長い試験ではその影響が顕著にみられるためであろう。

しかし、繰返し載荷と静的圧密の沈下速度を考慮した沈下比でみると、載荷周期の違いによる差はみられなかった。

- 6) 繰返し排水試験において、載荷荷重の小さい試験では、排水乾燥による沈下ひずみは繰返しの初期で大きい、繰返し数が多くなるとほぼ一定となる。載荷荷重の大きい場合は、初期の沈下ひずみも少なく、繰返し数が多くなると同様に、ほぼ一定値に収束する。しかし、その中間の載荷荷重、本試験では20kPaで、排水乾燥による沈下ひずみは繰返し数に比例して直線的に増加し、最も大きな沈下ひずみを示している。これは、載荷荷重が圧密降伏応力を越えた荷重であり、この付近の荷重で泥炭の座屈や破断などが起こりやすいためと考えられる。

また、試験条件の類似している繰返し載荷試験と繰返し排水試験を比較す

ると、排水の繰返しによる沈下ひずみが大きくなった。そのため、泥炭では水位の低下により生ずる排水乾燥化による沈下を考慮する必要がある。

7) 繰返し排水試験において、第1段階目の排水時間を変えた試験を行った。

1段階目の排水時間が泥炭カップの脱水時間を越える試験では、カップの脱水終了までは沈下ひずみは大きい、その後の沈下は少なくなる。そして、2段階目以降もカップに水が入り難くなるため、沈下ひずみは小さくなる。

第1段階目の排水時間が短い試験では、排水の各サイクルごとにほぼ同じ量の沈下が蓄積されていくが、繰返し数が多くなると両者の排水乾燥による沈下ひずみはほぼ同じ値に近づく。

繰返し排水試験での供試体厚さの違いをみると、薄い供試体ではカップの脱水も速く終了し、その後の排水乾燥による沈下もほとんどない。それゆえ、供試体厚さの違いによる沈下傾向の差異が認められた。

第 5 章

総 括

第5章 総 括

泥炭は構成素材が植物の残遺体より構成されることより、その骨格構造や理工学的特性において鉍質土と異なる性質を有する。しかし、泥炭に関する研究は従来の粘土で得られた知見を泥炭まで外挿しようとするものが多い。そこで本研究は室内圧密試験により、鉍質土と比較しての泥炭の相違点を見だし、泥炭の圧密・圧縮特性を構成する諸因子の検討を行うことを目的としたものである。

本論文は5章よりなっており、それらを要約すると、つぎのようになる。

第1章は泥炭の圧密・圧縮解析における現状と問題点を述べ、これに対応して本研究の目的を示した。また、既往の研究成果をまとめ、本研究の位置づけを行った。

第2章では標準圧密試験や載荷条件や供試体厚さの異なる試験より、泥炭の圧密挙動の特殊性と圧密定数の決定法について検討した。それより、つぎのような結果を得た。

(1) 泥炭の $e \sim \log p$ 曲線が正規圧密部分で直線とならないことは、よく知られた事実であり、 $\log f \sim \log p$ 関係、 $\varepsilon \sim \log p$ 関係が提案されているが、それらの関係でも、正規圧密部分を直線で表現することができなかった。そのため、泥炭では圧縮指数は圧密圧力により変化するものとして、 $\Delta \log f / \Delta \log p \sim$ 幾何平均圧密圧力 $\bar{p}_g$ の関係により沈下量を推定することが適当である。

(2) 体積圧縮係数についてみると、沈下量の少ない粘土を対象とした現行の計算法を、泥炭にまで使用することにより誤差が大きくなるものと推定される。そのため、沈下量を対数ひずみ ε で表し、 $\varepsilon \sim$ 算術平均圧密圧力 $\bar{p}_a$ 関係の勾配より体積圧縮係数を定義する。そして、対数ひずみによる沈下式を用いることにより、 e 法や C_c 法で求められる沈下量と一致させることが可能である。

(3) $\sqrt{t}$ 法や曲線定規法などの Terzaghi 圧密理論に立脚した現行の圧密係数を求める手法を泥炭に適用すると種々の矛盾が生ずる。すなわち、泥炭では一

次圧密中に二次圧密が生じ、Terzaghi圧密理論により求められる圧密係数は沈下の初期の部分で適合できるのみにすぎない。そのため、理論的には問題はあるが、 $\log t$ 法を用いることにより、原位置で求められる一次圧密比とはほぼ同程度の値を得ることができる。そのため、泥炭のように二次圧密部分を分離して沈下予測をする場合は、 $\log t$ 法による圧密係数を用いることが適当である。また、圧密係数を求める供試体高さは圧密前の高さを用いるべきである。

(4) 二次圧密係数はひずみで定義される ε_α と間隙比による C_α があるが、いずれも圧密圧力により変化する値である。そのため、 C_α/C_c を指標とすることにより二次圧密係数の予測が可能となる。

(5) 荷重増分比、圧密時間や供試体厚さなどの試験条件を変えた試験では、粘性土と異なり、 $e \sim \log p$ 曲線は一本の線となり、試験条件の影響はみられなかった。この要因を圧密係数や二次圧密係数でみると、荷重増分比の異なる試験では、荷重増分比の増加とともに、圧密係数が大きくなるが、逆に、二次圧密係数が小さくなる。圧密時間を変えた試験では、圧密時間が長くなると圧密係数もしくは二次圧密係数が小さくなる。また、供試体厚さが大きくなると圧密係数が大きくなる。このように、泥炭では圧密係数や二次圧密係数などの圧密速度を支配する因子が試験条件により変化するため、 $e \sim \log p$ 曲線に試験条件による差異がなかったものである。

第3章では泥炭の理工学的特性の指標として泥炭の形態を示す構成植物を導入することを提案した。すなわち、泥炭の指標としては従来より計数化の容易な強熱減量や含水比が用いられてきたが、それらに生成過程を内包する構成植物を加えて、土質諸定数間の相関を検討した。これらの結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 泥炭の物理定数の相関をみると、強熱減量はそれが小さい範囲では泥炭の理工学的特性の指標として有効であるが、大きくなると明瞭な相関はみいだせなくなってくる。初期含水比も未分解の植物残体の多い泥炭では、内間隙に存在する気泡により、飽和度が低下し、従来より提唱されている関係と異なる傾向がみられた。含水比と間隙比との関係では、ミズゴケの間隙比が特に大きくなる様相を示した。泥炭の分解の影響を間隙比と分解度で

みると、分解により、間隙比は低下し、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順で、分解による間隙比の低下は大きくなる。また、分解により含水比が減少し、密度が増大する傾向にある。

(2) 圧密諸定数では、圧縮指数は間隙比との関係でみると、ミズゴケがやや小さくなるが、全体として比較的よい相関が得られた。しかし、含水比との関係では間隙比より相関が低い。また、分解度が大きくなると圧縮指数が減少する傾向にある。圧密係数は圧密圧力の増大にともない減少し、初期間隙比が大きい泥炭ほどその傾向は顕著であった。構成植物の影響では、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順に圧密係数が小さくなる。これは、構成植物に支配される初期堆積状態における構造の差が、分解や圧密によっても残存し、圧縮性や透水性に影響を与えるためである。二次圧密係数は初期間隙比が大きい泥炭ほど大きくなるが、 C_{α}/C_c は初期間隙比10~15をピークとして減少する傾向がみられた。

(3) 構成植物と時間～沈下量曲線をみると、低い圧密圧力においてスゲは分解度による差は余りないが、ミズゴケでは分解度の違いによる沈下曲線の差が明瞭であった。また、圧密圧力が大きくなると、構成植物による沈下傾向の違いは少なくなってくる。

(4) 泥炭の分類を、従来の高位・中間・低位泥炭の分類に加えて、構成植物を基礎とした生成過程による細分類を行うことにより、泥炭の生成のコースによる圧縮性の違いを明確にすることができた。

第4章では泥炭地盤の地下水位の変動による地盤沈下の要因を解明するために、繰返し載荷試験および繰返し排水試験により泥炭の沈下挙動を調べる基礎的な実験を行った。これらの結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 載荷時間が1時間の試験では、繰返し時間が短いため、二次圧密の発現までに至らず、沈下ひずみも小さく、沈下速度も一定である。載荷時間2日の試験では、繰返し載荷の初期には、泥炭の骨格構造の乱れにより沈下ひずみは増大し、沈下速度が大きくなる。10サイクル程度からは構造が安定化に向かい、沈下ひずみの増加割合も減少し、沈下速度もほぼ一定となってくる。載荷荷重の大きさでみると、繰返し載荷による沈下ひずみが最も大きくなる荷重が存在する。

また、繰返し載荷と静的圧密を比較すると、沈下速度がほとんど変わらない試料と、載荷荷重が大きくなると静的圧密の沈下量が大きくなるものがあり、試料による差異がみられた。

(2) 載荷・除荷の応力比を変えた試験では、除荷荷重の違いによる沈下ひずみの差がみられた。これは、除荷荷重により泥炭の構成素材の圧縮や破断などの影響が応力比により異なってくるためと思われる。

(3) 初期圧密時間を変えた試験では、繰返し載荷の初期の沈下ひずみは圧密時間の短い試験の沈下ひずみは大きくなるが、繰返し載荷数が10サイクルを越えると、塑性ひずみはほぼ一定となり、圧密時間の影響はみられなくなる。そのため、静的圧密と沈下速度を比較すると、圧密時間の短い試験では繰返し初期には繰返し載荷の沈下が速くなるが、次第に同じ速度に近づく。しかし、圧密時間の長い試験は静的圧密より沈下速度は大きくなる。

(4) 載荷周期を変えた試験では、沈下ひずみと繰返し数の関係でみると、載荷周期の長い試験の沈下ひずみが大きくなる。しかし、繰返し数が多くなると、沈下速度には載荷周期の違いがみられなくなる。

(5) 繰返し排水試験において、載荷荷重により沈下量が異なり、圧密降伏応力を越えた付近の荷重で最も沈下量が大きくなる。また、試験条件の類似している繰返し載荷と繰返し排水試験を比較すると、繰返し排水による沈下ひずみが大きくなった。第1段階目の排水時間を変えた試験では、排水時間が泥炭カップの脱水時間を越える試験では、カップの脱水終了までは沈下ひずみは大きい、その後の沈下は少なくなる。第1段階目の排水時間が短い試験では、排水の各サイクルごとにほぼ同じ量の沈下が蓄積されていくが、繰返し数が多くなると両者の排水乾燥による沈下ひずみはほぼ同じ値に近づく。供試体厚さを変えた繰返し排水試験では沈下傾向の差異が認められた。これらの沈下挙動はカップモデルにより説明することができる。

以上のように、本研究では鉍質の粘性土の圧密挙動と比較して、泥炭の特殊性を明瞭にして、泥炭の圧密諸定数の決定法を示した。また、泥炭の構成素材を理工学的特性の指標とすることを提案し、さらに、地下水位の変動による泥炭地盤の沈下挙動をを説明するための、泥炭の繰返し圧密特性を明らかにした。

これらは泥炭の圧密・圧縮特性を説明するための基礎的な研究である。土の

圧密・圧縮に関する室内試験は強度試験などの要素試験と異なり、モデル試験ととらえられることも多く、原位置での圧密・圧縮挙動が室内試験の結果から推定した挙動と異なる例もある。そのため、今後の課題としては本研究で得られた結果を用いて、原位置での検証を行う必要がある。

そして、それらの結果を通じて、泥炭地盤での沈下に関わる農業土木的問題である、地下水面の低下に起因する農地の沈下、盛土などの載荷重による農道や構造物などの沈下、橋梁などの杭基礎構造物と周辺地盤との段差や明渠やパイプラインなどの不同沈下の解明が可能となる。それゆえ、本研究は泥炭地盤での農地保全や農業構造物の設計・施工、維持管理、さらに、泥炭地の保全に資するものである。

謝 辭

謝 辞

学生時代に泥炭地の調査や実験の参加して、不思議な“土”としての泥炭に魅力を感じ、現在の北海道工業大学に来てから泥炭の研究を始め、爾来十余年、研究の一区切りとして、この論文をまとめることができました。

北海道大学教授梅田安治博士には、学生時代から折りにふれご指導を頂くとともに、この論文の取りまとめにあたりましては、種々のご教授と叱咤激励を賜りました。ここに、深甚の謝意を表します。

北海道大学教授前田隆博士、同堀口郁夫博士、同三田地利之博士には、本論文の御審査を賜わり、いろいろなアドバイスや問題点のご指摘とともに、今後の研究方向も示唆して頂きました。ここに、厚くお礼を申し上げます。

北海道大学名誉教授北郷繁博士には、著者が北海道大学工学部の助手として採用され、土質工学を研究する道を開いて下さるとともに、先生から研究や教育について多くを学ぶことができました。ここに、記して謝意を表します。

北海道大学教授土岐祥介博士には、助手の時代より種々のご指導頂き、感謝申し上げます。

著者が勤務する北海道工業大学土木工学科主任教授猪又稔博士ならびに歴代の主任教授の板倉忠三博士、村木義男博士、尾崎晃博士、土居繁雄博士には、本研究の遂行にあたりまして、多大なご配慮とご支援を頂きました。また、職場の先輩博士である笠原篤教授、堀口敬助教授には論文作製に当たっての種々の助言を頂きました。心より厚くお礼申し上げます。

この研究に関わる実験の多くは北海道工業大学の卒業研究の一貫として行ったもので、数多くの卒業生の努力によるものであります。そして、著者とともに学生を指導し、実験に携わって下さいました北海道工業大学土木工学科元助手上原敏裕氏（現：北海道士質試験協同組合）、多田哲司氏（深川農業高校）、寺元文昭氏（札幌市農協）ならびに川端伸一郎助手に感謝いたします。

また、本研究に際しまして、多くの方々から、種々のご指導、ご協力や貴重な助言を頂きました。深く感謝致します。

おわりに、本論文の完成を心待ちにしてくれた父母、内助の項を発揮し、協力してくれた妻律子、そして二人の娘にも感謝いたします。

（平成4年4月）

参 考 文 献

参 考 文 献

- 1) 網干寿夫(1973):「圧密試験結果の適用と限界」, 土と基礎, Vol.21, No.4, pp.25~31
- 2) 網干寿夫(1974):「圧密試験結果の沈下解析への適用例について」, 第19回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.71~78
- 3) 網干寿夫・松田 博(1981):「粘土の二次圧密と沈下解析」, 土と基礎, Vol.29, No.3, pp.19~24
- 4) 網干寿夫・石田高夫・住岡宣博・原 久夫(1981):「圧密沈下計算法のアンケート結果について」, 第16回土質工学研究発表会講演集, pp.261~264
- 5) 赤井浩一・大西有三・安川郁夫(1979):「泥炭の圧密特性に関する実験的研究」, 材料, Vol.28, No.311, pp.89~95
- 6) 赤石 勝・白子博明・杉山太宏・吉村光正(1991):「荷重増分比が圧密量～時間曲線の形状に及ぼす影響」, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.283~284
- 7) Amaryan, L. S., Sorokina, G. V., and Ostroumova, V. O. (1973): "Consolidation Laws and Mechanical-Structural Properties of Peaty Soils", Proc. 8th ICSMFE, Vol. 2, No. 2
- 8) 浅岡 顕(1978):「沈下～時間関係予測の信頼性解析」, 第13回土質工学研究発表会講演集, pp.277~280
- 9) Azzouz, A. S., Krizek, R. J. and Corotis, R. B. (1976): "Regression Analysis of Soil Compressibility", Soils and Foundations, Vol.16, No.2, pp.19~29
- 10) Berry, P. L. and Poskit, T. J. (1972): "The Consolidation of Peat", Geotechnique, Vol.22, No.1, pp.27~50
- 11) Bjerrum, L. (1967): "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings ", Geotechnique, Vol.17, No.2, pp.32~118
- 12) Butterfield, R. (1979): "A Natural Compression Law for Soils (an Advance on $e \sim \log p'$)", Geotechnique, Vol.29, No.4, pp.469~480
- 13) 泥炭性軟弱地盤対策工指針編集委員会(1988):「泥炭性軟弱地盤対策工」, 北海道開発技術センター, pp.56~59
- 14) 土質工学会試験法改訂委員会(1964):「土質試験法」, 土質工学会, pp.231~261
- 15) 土質試験法改訂編集委員会(1969):「土質試験法(第1回改訂版)」, 土質工学会, pp.274~325
- 16) 土質試験法改訂編集委員会(1979):「土質試験法(第2回改訂版)」, 土質工学会, pp.403~408

- 17) 土質試験法編集委員会(1990):「土質試験の方法と解説」, 土質工学会,
pp. 289~315
- 18) 土質試験法編集委員会(1990):「土質試験の方法と解説」, 土質工学会,
pp. 486~490
- 19) 土質工学用語辞典編集委員会(1985):「土質工学用語辞典」, 土質工学会,
pp. 103~104
- 20) Flaate, K. (1965): "The Classification of Peat and Peat Deposits for
Engineering Purposes", Proc. of 11th Muskeg Research Conference, pp. 13~
- 21) Fujiwara, H., Yamanouchi, T., Yasuhara, K. and Ue, S. (1985): "Consolidation
of Alluvial Clay Under Repeated Loading", Soils and Foundations, Vol. 25,
No. 3, pp. 19~30
- 22) 藤原東雄・上 俊二(1990):「繰返し荷重を受ける粘土の一次元圧密特性」,
繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 47~52
- 23) 福岡 保・加納伸郎(1971):「圧密沈下計算式の適用方法」, 土と基礎,
Vol. 19, No. 4, pp. 17~22
- 24) ニッ川健二・菊池 純(1988):「札幌市米里地区における泥炭地の対策工と地
盤沈下特性」, 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 28, pp. 191~200
- 25) 荻野治雄・島谷 登・能登繁幸・後藤 彰(1984):「泥炭の長期圧密特性につ
いて」, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 225~226
- 26) 日比野忠史・山口晴幸・木暮敬二(1989):「泥炭を主体とした高有機質土の圧
縮特性」, 高有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp. 19~28
- 27) 東山 勇・月館光三・及川 洋・対馬雅己・矢橋晨吾・吉田 力(1983):「東
北地方における泥炭の分布と理工学性」, 土と基礎, Vol. 31, No. 1, pp. 71~75
- 28) 堀内孝栄・川村国夫(1977):「信頼性設計のための土質の統計的性質」, 土と基
礎, Vol. 25, No. 11, pp. 11~18
- 29) 星埜 和(1962):「最近における基礎の諸問題」, 土木学会誌, Vol. 47, No. 7,
pp. 63~67
- 30) 今福博文・木暮敬二・正垣孝晴・山口晴幸(1991):「繊維質な泥炭の圧密沈下
予測について」, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp. 382~383
- 31) 岩田 敏・陶野郁雄・桑原文夫(1986):「新潟県六日町における消雪用揚水に
伴う地盤沈下とその解析」, 土と基礎, Vol. 34, No. 11, pp. 19~24
- 32) 神谷光彦(1979):「標準圧密試験による泥炭の圧密特性」, 有機質土の試験方
法シンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 63~66
- 33) 神谷光彦(1986):「泥炭の構成植物と工学的性質」, 北海道工業大学研究紀要,
No. 14, pp. 119~129

- 34) 神谷光彦(1987):「泥炭の繰返し載荷による圧密特性」, 第22回土質工学研究発表会講演集, pp. 255~256
- 35) 加藤 誠・穴瀬 真・神谷幸人(1983):「泥炭の圧密特性に及ぼす供試体の寸法効果について」, 昭和58年度農業土木学会大会講演会要旨集, pp. 416~417
- 36) 河野文弘・佐々木晴美・四方哲雄(1970):「盛土基礎としての泥炭性軟弱地盤の圧密特性について」, 技術報告資料, No. 10, pp. 45~51
- 37) 河野文弘(1979):「泥炭地盤の工学的分類」, 土と基礎, Vol. 27, No. 6, pp. 1~2
- 38) 栗原則夫(1978):「一次元圧密理論による沈下速度の予測についての二・三の考察」, 土質工学会北海道支部技術報告資料, No. 18, pp. 1~10
- 39) 栗盛信夫・佐田頼光・塚本光夫(1977):「即時沈下および2次圧密沈下を考慮した圧密試験の整理法と2, 3の知見」, 農業土木学会誌, Vol. 45, No. 9, pp. 30~36
- 40) 久楽勝行・佐藤正博・安原一哉・塚田義明(1991):「粘土の長期圧密沈下におけるスケール効果」, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp. 321~324
- 41) 沓沢貞雄・溝口昭二(1977):「関東地方における泥炭の土質特性」, 有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp. 17~21
- 42) Leonards, G. A. (1962): "Engineering Properties of Soils", Foundation Engineering, McGraw-Hill, pp. 149
- 43) MacFarlane, I. C. (1969): "Muskeg Engineering Handbook", the Muskeg Subcommittee of NRC, pp. 31~52
- 44) 巻内克彦・峯岸邦夫(1990):「室内一次元繰返し圧密試験による飽和粘土・砂の変形特性」, 繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 41~46
- 45) 松尾 啓・山口晴幸・大平至徳(1986):「泥炭の二次圧密係数について」, 土質工学会論文報告集, Vol. 26, No. 1, pp. 139~150
- 46) 松尾 啓(1986):「対数ひずみで定義した圧縮指数と物理的性質との相関関係について」, 土質工学会論文報告集, Vol. 26, No. 4, pp. 177~185
- 47) 松下勝秀・三島史朗(1989):「北海道における地盤沈下」, 土と基礎, Vol. 37, No. 9, pp. 71~74
- 48) Mesri, G. (1973): "Coefficient of Secondary Compression", Proc. of ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp. 123~137
- 49) Mesri, G. and Godlewski, P. M. (1977): "Time - and Stress - Compressibility Interrelationship", Proc. of ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp. 417~430
- 50) 三笠正人(1963):「軟弱粘土の圧密<新圧密理論とその応用>」, 鹿島研究所出版会, pp. 11~45

- 51) 三笠正人(1974):「総括:圧密試験方法の問題点について」, 第19回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.37~46
- 52) 三笠正人(1988):「Q & A コーナー: m_v を求める際, なぜ供試体の平均高さをを使用するのか? -」, 土と基礎, vol.36, No.12, pp.103~104
- 53) 宮川勇(1958):「泥炭地の土質工学的調査研究(第3報)」, 北海道開発局土木試験所報告, No.20, pp.63~88
- 54) 宮川 勇(1962):「泥炭地における土質工学上の2, 3の問題点」, 土木学会北海道支部講習会資料
- 55) 宮川勇(1973):「有機質土ーとくに高有機質土および泥炭性地盤についてー」, 土と基礎, vol.21, No.2, pp.3~6
- 56) 諸戸靖史・長谷川明・畑中広明・田上 裕(1990):「地下水位変動を受ける高有機質軟弱地盤の沈下」, 繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム発表論文集, pp.93~98
- 57) 持永龍一郎(1979):「土質試験結果の解釈と適用例, 第7章圧密試験」, 土質工学会, pp.273~324
- 58) Murakami, Y. (1976): "Effect of Loading Duration on Results of One-Dimensional Consolidation Tests", Soils and Foundations, Vol.17, No.4, pp.59~69
- 59) 村上幸利(1987):「粘土の透水係数の評価法に関する考察」, 土質工学会論文報告集, Vol.27, No.3, pp.167~170
- 60) 村上幸利・山本成吉(1991):「圧縮曲線および圧密諸定数に及ぼす荷重増分比の影響」, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.281~282
- 61) 中瀬明夫・小林正樹(1973):「圧密における理論と実際」, 土と基礎, vol.21, No.11, pp.17~21
- 62) Newland, P.L. and Allely, B.H. (1960): "A Study of the consolidation characteristics of a clay", Geotechnique, Vol.10, pp.62~74
- 63) Ng, S.Y. and Eischens, G.R. (1983): "Repeated Short-Term Consolidation of Peats", Testing of peats and Organic Soils, ASTM, STP 820, pp.192~206
- 64) 西嶋輝之・猿山光男・菅原利夫(1987):「地下水入門・新知識ー地盤沈下と地下水ー」, 農業土木学会誌, Vol.55, No.11, pp.61~70
- 65) 日本道路公団(1983):「設計要領第1集, 土工・舗装・排水・造園」, pp.209
- 66) 能登繁幸(1987):「泥炭地盤の沈下量の予測に関する考察」, 土質工学会論文報告集, Vol.27, No.2, pp.107~117
- 67) 小川富美子(1969):「載荷時間の圧密諸定数におよぼす影響について」, 港湾技術研究所報告, Vol.8, No.2, pp.21~49

- 68) 大平至徳・小谷 章・加藤文士(1969):「 $\log \sim \log$ 曲線定規法による圧密沈下～時間関係の整理法」, 土と基礎, Vol.17, No.9, pp.17~23
- 69) 大平至徳・木暮敬二(1977):「高含水有機質土の構造模型について」, 有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp.11~16
- 70) 大平至徳・佐々木晴美(1979):「圧密沈下を考える 6.泥炭の圧密沈下」, 土と基礎, Vol.27, No.7, pp.81~88
- 71) 大平至徳, 木暮敬二(1979):「高有機質土の有機物測定法」, 有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集, pp.9~14
- 72) 大森正一・松下勝秀・梅田安治(1986):「石狩泥炭地の地盤沈下」, 土質工学会北海道支部泥炭に関する研究討論会論文集, pp.105~109
- 73) 及川 洋(1979):「泥炭中の腐植含有量測定試験方法」, 有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集, pp.15~18
- 74) 及川 洋(1981):「双曲線近似による二次圧密沈下量の一評価方法について」, 土質工学会論文報告集, Vol.21, No.3, pp.107~116
- 75) 及川 洋(1986):「超軟弱地盤における簡便な沈下量予測」, 第13回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.15~18
- 76) Oikawa, H. (1987): "Compression Curve of Soft Soils", Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.99~104
- 77) 及川 洋・石田昌達・一丸克彦(1988):「泥炭の圧密係数に関する実験的一考察」, 土木学会東北支部技術講演発表会講演概要集, pp.328~329
- 78) 及川 洋・井上敬博・土橋 融(1988):「一次元変形条件下での泥炭の繰返し変形特性」, 土木学会東北支部技術講演発表会講演概要集, pp.330~331
- 79) 及川 洋・石田昌達・一丸克彦(1989):「泥炭の圧密特性に及ぼす荷重増加率の影響」, 高有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp.29~32
- 80) 及川 洋(1989):「高有機質土の圧密試験方法と結果の整理方法に関する一提案」, 高有機質土に関するシンポジウム発表論文集, pp.43~46
- 81) 及川 洋・対馬雅己・東山 勇・天間則光(1989):「東北地方における土質工学的諸問題—東北地方における泥炭の土質工学的性質—」, 土と基礎, Vol.37, No.3, pp.19~22
- 82) 及川 洋(1989):「自然含水比をパラメーターとした軟弱土の $e - \log p$ 曲線および $\log C_v - \log p$ 曲線の予測方法」, 土木学会論文集, No.412/III-12, pp.43~49
- 83) 及川 洋・石田昌達(1990):「高有機質土の短時間載荷圧密試験方法に関する実験的一考察」, 土木学会論文集, No.424/III-14, pp.161~168
- 84) 奥村樹郎(1974):「急速圧密試験について」, 第19回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.19~28

- 85) 阪口 豊(1974):「泥炭地の地学」, 東京大学出版会, pp. 1~10
- 86) 坂井 晃・陶野郁雄(1990):「地下水位の季節的変動による地盤沈下」, 繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 87~92
- 87) 佐々木晴美・能登繁幸・東海林邦夫(1979):「泥炭の圧密常数の決定に伴う問題点と対策」, 有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集, pp. 99~104
- 88) 札幌市公害部(1985):「札幌市の地盤沈下」, 札幌市,
- 89) 鈴木音彦・加藤 誠・原日出男(1989):「山形県庄内平野の高有機質土の土性と土質特性」, 土と基礎, Vol. 37, No. 11, pp. 55~60
- 90) 高田直俊・三笠正人・松本善夫(1983):「泥炭の圧密過程について」, 第10回土質工学研究発表会講演集, pp. 99~100
- 91) 田中 実・陶野郁雄・桑原文夫(1985):「繰返し荷重を受ける粘性土の圧密挙動」, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 241~242
- 92) Taylor, D. W. (1948): "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley & Sons, pp. 208~247
- 93) Terzaghi, K (1943): "Theoretical Soil Mechanics", Wiley, New York, pp. 265~296
- 94) 陶野郁雄・桑原文夫(1983):「繰返し圧密試験における応力増分比と時間の及ぼす影響」, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp. 201~202
- 95) 陶野郁雄・桑原文夫・田中 稔(1983):「季節的に変動する地下水位の地盤沈下に及ぼす影響」, 環境保全と地盤工学に関するシンポジウム発表論文集, pp. 85~90
- 96) 陶野郁雄・桑原文夫(1984):「繰返し応力下における粘性土の圧密特性－新潟県六日町の場合－」, 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 257~258
- 97) 陶野郁雄・岩田 敏・桑原文夫・社本康広(1987):「繰返し応力履歴を受けた粘性土の圧縮特性」, 第31回土質工学シンポジウム－軟弱粘性土地盤における沈下予測と対策－発表論文集, pp. 85~90
- 98) 月舘光三(1981):「東北地方低位泥炭地の農地工学的改良に関する研究」, 山形大学紀要(農学), Vol. 8, No. 4, pp. 710~715
- 99) 対馬雅己(1986):「泥炭性土の物理的性質とせん断強さについて」, 泥炭に関する研究討論会論文集, pp. 69~74
- 100) 梅田安治・瀧沢一喜・宮元 均(1977):「泥炭の分類について」, 農業土木学会誌, vol. 45, No. 9, pp. 20~24
- 101) 梅田安治・瀧沢一喜(1977):「排水にともなう泥炭の強さの変化」, 農業土木学会論文集, No. 72, pp. 30~34

- 102) 梅田安治・平岡秀展(1979):「泥炭の構成植物の識別と物理的および力学的性質について」, 有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集, pp.19~22
- 103) 梅田安治・辻井達一・清水雅男(1981):「泥炭の構成植物の識別の手引」, 北海道泥炭地研究会, pp.1~30,
- 104) 梅田安治・月館光三・矢橋晨吾(1983):「高有機質土の土壌工学特性における有機物の評価(I)」, 昭和58年度農業土木学会大会講演会要旨集, pp.374~375
- 105) 梅田安治(1984):「日本の特殊土壌-泥炭-」, 農業土木学会誌, Vol.52, No.4, pp.323~328
- 106) 梅田安治・神谷光彦(1986):「泥炭の土質特性の指標としての構成植物」, 農業土木学会論文集誌, No.121, pp.39~46
- 107) 梅田安治・清水雅夫(1986):「泥炭の生成形態とその特性」, 土質工学会北海道支部泥炭に関する研究討論会論文集, pp.1~6
- 108) 梅田安治・松下勝秀・滝沢一喜(1986):「都市化に伴う泥炭地の地盤沈下」, 土質工学会北海道支部泥炭に関する研究討論会論文集, pp.99~104
- 109) 梅田安治・井田充則(1988):「泥炭の長期圧密挙動」, 北海道大学農学部邦文紀要, No.16, No.1, pp.62~69
- 110) 梅田安治・清水雅男(1990):「高有機質土の特性と分類」, 高有機質土に関するシンポジウム, pp.1~4
- 111) 梅崎健夫・落合英俊・林 重徳・佐藤友也(1988):「粘土の繰返し圧密特性に及ぼす影響因子について」, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.301~304
- 112) Walmsley, M. E. (1979): "Physical and Chemical Properties of Peat", Maskeg and the Northern Environment in Canada, University of Tront Press, pp.82~129
- 113) 若松幹男・藤岡雄二・田中 宏(1986):「泥炭性軟弱地盤の簡便な沈下量予測」, 泥炭に関する研究討論会論文集, pp.129~134
- 114) 渡辺 進・井元美晴(1962):「初期間ゲキ比から圧密沈下量を求める方法」, 土と基礎, Vol.10, No.9, pp.7~11
- 115) 渡辺 進(1966):「軟弱地盤の調査・設計・施工法」, 土質工学会, pp.101~104
- 116) 渡辺 進(1974):「泥炭の圧密試験方法」, 第19回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.87~94
- 117) 渡辺 進(1976):「泥炭地盤の工学的分類」, 第11回土質工学研究発表会講演集, pp.81~83
- 118) 渡辺 進・匹本慶一(1979):「曲線定規法の泥炭への適用性」, 有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集, pp.79~84

- 119) 安原一哉, 竹中 肇(1977):「有機質土の工学的諸問題 3. 有機質土の物理的および力学的性質(その2)」, 土と基礎, Vol. 25, No. 2, pp. 77~83
- 120) 安原一哉, 山内豊聡(1977):「二次圧密を考慮した軟弱地盤の圧密沈下計算法」, 土と基礎, Vol. 25, No. 7, pp. 55~60
- 121) Yasuhara, K. (1982): "A Practical Model for Secondary Compression", Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 45~56
- 122) 安原一哉・名草俊比古(1982):「軟弱土の二次圧密係数について」, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, No. 3, pp. 133~134
- 123) 安原一哉, 安川郁夫(1988):「単一荷重載荷圧密試験方法とその結果の解釈と適用」, 特殊圧密試験に関するシンポジウム論文集, pp. 101~108
- 124) 安川郁夫, 嘉門雅史(1987):「粘性土の二次圧密における荷重条件の影響」, 土質工学会論文報告集, Vol. 27, No. 2, pp. 93~106
- 125) 山口晴幸・松尾 啓・大平至徳・木暮敬二(1986):「泥炭および泥炭地盤の物理・化学および力学的特性」, 土と基礎, Vol. 34, No. 4, pp. 21~28
- 126) 与那嶺 満・中ノ堂裕文・福原和顕(1986):「標準圧密試験の数値実験」, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, No. 3, pp. 471~472
- 127) 吉田昭治(1982):「土の変形挙動とひずみの表現について」, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 189~192
- 128) 吉国 洋(1991):「土の繰返し圧密 - 2. 繰返し圧密現象 - 」, 土と基礎, Vol. 39, No. 6, pp. 102~108
- 129) 由良桂一(1989):「泥炭性軟弱地盤の工学的性質と諸問題」, 北海道の土質・基礎の設計・施工に関する諸問題講習会テキスト, pp. 11~33

