

技術報告集

第 28 号

昭和63年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告集目次

①	コンクリート製小型Uートラフ背面土……北見工大 の凍結状況について	山上高圧コンクリート 北見工大院	鈴木輝之 穴田博 [○] 阿部英俊 山田利之	1
②	地盤凍結にともなうコンクリート製U ートラフの被害に関する実験(第2報)	北見工大 北見工大院	鈴木輝之 [○] 山田利之	5
③	土の凍上性に与える凍結融解履歴の影 響	北大農学部	相馬尅之・藤原幸彦 前田隆 [○] 鈴木慎一	13
④	土の締固め密度が凍上性に及ぼす影響 について	専修大道短大 (株)北日本ソイル研究所	[○] 常松哲 浦波幸雄・谷本輝光 高橋裕之・梁瀬潔 薬師伸彦	23
⑤	安定処理による堤体材料土の強化につ いて	開発局土木試験所	[○] 原田厚子・能登繁幸 加治屋安彦	27
⑥	セメント系固化材による安定処理土の 一軸圧縮強さの推定について	日鐵セメント(株)	新崎義幸・阿部清 [○] 西田浩行	33
⑦	白鳥大橋築島中詰材(石炭灰スラリー) の配合試験	開発局土木試験所 開発局室蘭開建	[○] 山崎達哉・能登繁幸 加治屋安彦 安保良一	39
⑧	下水汚泥焼却灰の土木材料としての有 効利用に関する研究(1) 下水汚泥焼 却灰の物理的力学的性質	札幌土木技術専門学校 専修大道短大 札幌市下水道資源公社	[○] 大工信也 常松哲 川上哲司・青柳弘	47
⑨	正規圧密粘土の塑性間隙水圧と鉛直軸 ひずみの関係	函館高専	[○] 佐野信房・岩淵祐一	55
⑩	正規圧密粘土の応力緩和特性(第2報)	北大工学部	[○] 小田美明・三田地利之	61
⑪	異方圧密粘土の応力一ひずみ挙動につ いて(第3報)	苫小牧高専	[○] 池浦勲・小野丘	69
⑫	正規圧密粘性土のせん断変形挙動	北大工学部 北大院 運輸省港湾技術研究所	三田地利之 [○] 古川達夫 水上純一	75
⑬	排水せん断の変形速度と透水性の関連	函館高専	佐野信房 [○] 岩淵祐一	81
⑭	異方過圧密粘性土の排水せん断特性	北大院 北大工学部	[○] 木幡行宏 三田地利之	87
⑮	衝撃载荷時における粘性土の挙動特性 に関する知見	北大農学部	渋谷栄	95
⑯	函館港における粘土地盤の強度特性と 地史	開発局函館開建 北海道土質コンサル(株)	窪内篤 二ッ川健二 [○] 工藤康雅	105
⑰	異なった主応力軸方向で、せん断履歴 を受けた砂の変形、強度特性	北大工学部 北大院 北大工学部	三浦均也 [○] 島屋進 土岐祥介	115
⑱	飽和砂の液状化特性に及ぼす初期構造 と異方圧密履歴の影響	北大工学部 室蘭工大	[○] 山下聡・土岐祥介 三浦清一	125

⑬	飽和砂の液状化強度に及ぼす繰返し応力の非対称性の影響	北 大 工 学 部 室 蘭 工 大 北 大 工 学 部	土岐祥介・青野哲成 三浦清一 三浦均也	133
⑳	粒状体の三軸試験におけるメンブレン貫入について	室 蘭 工 大 北 大 工 学 部 室 蘭 工 大 院 北 大 工 学 部	○三浦清一 土岐祥介 彦坂 茂 山下 聡	141
㉑	軽石・火山灰質土の物性値と若干の検討	北海道土質試験協同組合	○近藤 務・谷木原幹弘 恒川 晃・花田耕吉	151
㉒	粗粒材料の圧密による強度特性の変化について	北 海 道 工 大	○多田哲司・神谷光彦	155
㉓	粗粒土の非排水三軸せん断挙動	室 蘭 工 大	○磯崎真一・新田 登	159
㉔	北海道における農業用ダムロック材の変形特性について	開発局土木試験所 上山試錐工業㈱	秀島好昭・中村和正 ○加地 真	165
㉕	泥炭の繰返し圧密における圧密時間の影響について	北 海 道 工 大	神谷光彦	171
㉖	泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第3報)―泥炭地盤の地震応答特性―	北海道開発コンサル㈱ 開発局土木試験所	○峯田一彦 加治屋安彦・能登繁幸	173
㉗	登別市海岸平野の地盤特性(1)―登別市若草町周辺の軟弱地盤の例―	室 蘭 工 大	○河内邦夫・後藤典俊 鈴木定義・平塚智幸 浅井弘二・武藤 章	181
㉘	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	北海道土質コンサル㈱	○ニッ川健二・菊池 純	191
㉙	道央自動車道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤の供用後の沈下について	道路公団札幌建設局 応用地質㈱	荒 厚・高田 保 ○藤岡雄二	201
㊀	道央自動車道(三笠～滝川間)の地すべりについて	道路公団札幌建設局	中嶋将博・荒 厚	207
㊁	道央自動車道美瑛市山の手地区のトップリング解析について	道路公団札幌建設局 基礎地盤コンサル㈱	中嶋将博・後藤英一 ○生川淳一	211
㊂	側方流動の杭基礎に及ぼす影響について	開発局土木試験所	根岸正充・黒川国夫 木村誠一	215
㊃	樋門側方移動係数の提案と適用について	開発局石狩川開建 北海道開発コンサル㈱	近藤幸雄 高安隆郎・佐々木元茂	223
㊄	場所打ち杭を用いた摩擦杭の鉛直載荷試験例	北 海 道 釧 路 土 現 基礎地盤コンサル㈱	遠藤克彦 ○斎藤教良	231
㊅	鋼管杭の杭頭処理法と挙動	開発局土木試験所	○田中博明・根岸正充	239
㊆	小樽内発電所 発電所掘削に伴う地山挙動について	北 海 道 電 力 ㈱	谷藤和三・高橋昌東 ○峯田 稔	245
	土質工学懇話会要旨	30周年記念行事実行委員会		255
	昭和61年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			259

北見工大 鈴木輝之
山上高圧コンクリート(株) 穴田 博
同 ○阿部英俊
北見工大 山田利之

1. まえがき

コンクリート製の水路構造物が、冬季間の地盤凍上によって被害を受けることが問題になっている。このうち、大型水路の凍上被害については、既に系統的な調査研究がなされており、対策工法も明らかにされている。¹⁾ しかし、最近では道路側溝などにコンクリート製の小形トラフを用いることが多くなり、その凍上被害が無視出来なくなって来ている。²⁾³⁾ この種の小形トラフの凍上被害についての調査研究は少なく、現在のところではとくに凍上対策をとることなく施工されているケースが多いようである。

凍上現象は土質、水分、寒さの3条件がそろってはじめて発生するものであり、被害対策としてはこれら3つの要素のなかの最低1つをカットすることが基本である。実際の構造物の凍上対策を検討するには、この3つの要素の中で先ず寒さすなわち凍結の浸入状況を正確に把握することが必要である。

本報告は、北見工業大学構内に試験設置したトラフと、北見市内で道路側溝として実用に供されているトラフの計2か所のトラフについて、冬季間の背面土中の温度を継続測定し、凍結線の浸入状況や積雪の影響などについて検討したものである。

2. 測定期間中の気温及び凍結深さ

測定は、北見工業大学構内で昭和60年～62年にかけての2シーズン、実用に供されているトラフでは昭和61年～62年にかけての1シーズンに行った。図-1に大学構内で測定した日平均気温の累積と凍結深さの推移を示す。なお、凍結深さは図-2に示す位置でメチレンブルー凍結深度計によって測定した値であり、のり尻から平坦地側にかけては常に除雪している。この図によれば、積雪の影響を除いているためもあると思われるが、凍結深さは日平均気温の累積にほぼ比例して増加しているのが分かる。またのり面あるいはのり尻での凍結深さが小さいのは、のり面の除雪を行っていないこと、さらにのり面が南西向きで日当たりが良いことの影響と思われる。

3. 常時除雪したときの背面土の凍結

図-2は、北見工業大学構内に試験設置したトラフの状況を示す。トラフの仕様は、JISA5305-1982に定める呼び名450mmの鉄筋コンクリートU型トラフである。20個のトラフは、いくつかのスパンに分けて、各スパン毎に裏込め材料などの設置条件を変えて設置

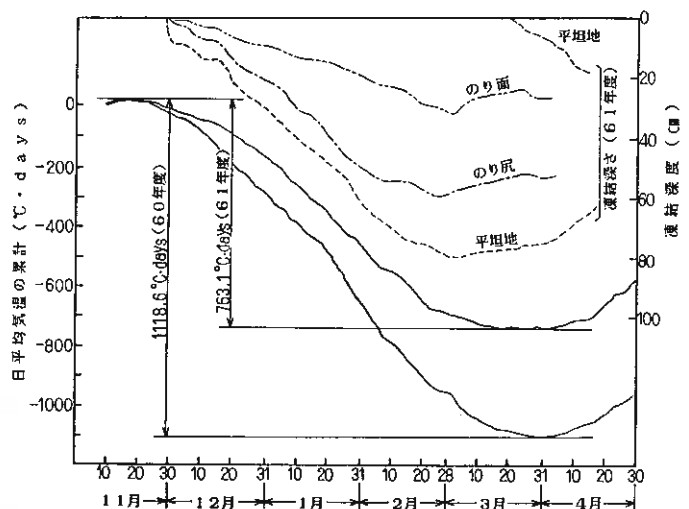


図-1 日平均気温の累計と凍結深さ(工業大学構内)

した。ここでは現地土で埋戻したNO. 2トラフの背面土の凍結状況について述べる。

図-3に昭和60年度と61年度で測定された0℃線（以後これを凍結線と見なす）の変化を示す。図-1に示す両年度の凍結指数の違いを反映して、凍結線の浸入に時期的な違いが認められる。しかし、各凍結深さにおける凍結線の形状は、凍結の浸入速さとは無関係と考える方がよいであろう。凍上によるトラフの変形は、周辺土の凍上によって持ち上げられること、主として背面土（裏込め土）からの横方向力によって押し潰されることの2つを考える必要がある。このうち前者は、春先の地盤融解に伴ってほぼ元の位置に戻ることが多く、またトラフ自体の破壊をもたらすこともない。一方後者の横方向への変位成分は、トラフの破壊をもたらし、ひどい場合にはトラフ側壁が倒れ込む場合もある。

凍上の理論によれば、凍上力は凍結線と直角の方向に作用する。⁴⁾したがって図-3の凍結線の形状から、トラフに被害を及ぼす凍上力の横方向成分について次のことが言える。1)トラフの背面では、寒気が地表面とトラフ側面の両方から入ることによって凍結線が傾斜するため、凍上力の横方向成分が現れる。2)背面土の表面が平坦な場合、横方向力は凍結浸入の初期の段階での発生が予測され、またこの凍上力を発生させる背面土の領域はトラフ側面の近傍に限られる。3)背面土の表面がのり面になっている場合は、凍結の浸入深さにかかわらず常に凍上力の横方向成分が現れる。

以上のように凍結線の形状から判断するかぎりでは、凍上力の横方向成分は、必ずしも凍結が深い程大きくなるものではないこと、さらにトラフ近傍の地表面の形状に影響されることが言える。

4. 凍結状況に及ぼす積雪の影響

図-4は背面土中の温度測定を行った供用中のトラフの設置状況を示す。なお、設置されたトラフの内側断面の

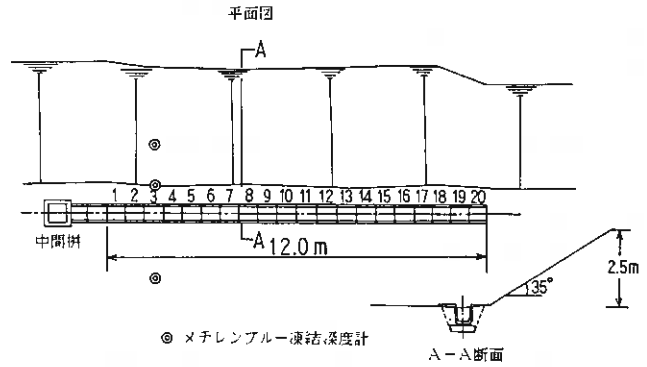


図-2 北見工業大学構内に試験設置されたトラフの状況

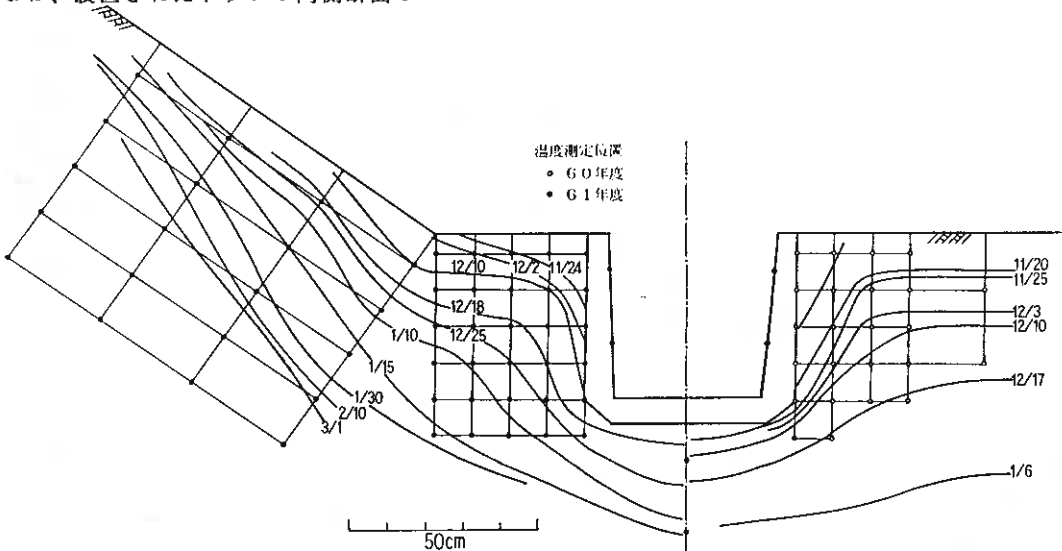


図-3 0℃線（凍結線）の侵入状況

形状は、呼び名450mmのものと同じであるが、横方向力に対する破壊強度を大きくするために、底板を厚くしさらに側壁に補強フランジを付けている。この現場では、昭和61年12月31日から翌日にかけてかなりの降雪があり、さらに道路で除雪された雪も加わり、トラフ上は70cm程度の雪で覆われた。またその40日後の2月

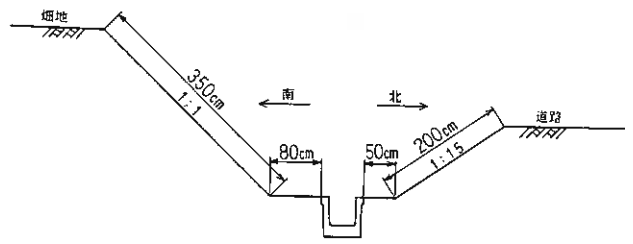


図-4 実用に供されているトラフの設置状況

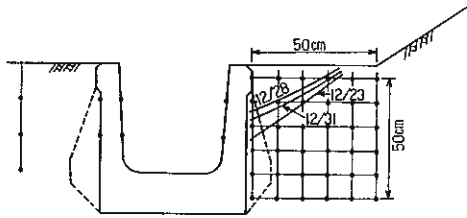


図-5 降雪以前の凍結線の侵入

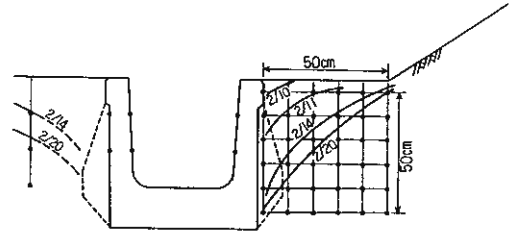


図-6 除雪後の凍結線の侵入

9日に、トラフを含めて両側ののり尻間の平坦地部分を除雪した。

図-5、図-6は、降雪以前と除雪後で、平坦部分に積雪の無いときに測定された凍結線の侵入状況を示している。また、図-7、図-8は、降雪直後と降雪後20日を経過したときの背面土中の等温線を示している。これらの図から次のことが分かる。

1) 凍結の侵入は、常時除雪をした場合に比べて(図-3参照)非常に少ない。

2) 凍結が侵入していても地表が深い雪に覆われると、その直後から背面土中の温度はプラスになり、さらに20日後には、その温度は少し高くなっている。

3) 除雪をするとその直後から凍結が入り始める。

以上のように、地表が深い雪に覆われているときには凍結が

入らず、さらに既に凍結の入っているときでも、積雪によって凍結線は後退していることが分かる。

トラフの凍上被害対策として、非凍上性の土で裏込めする方法が一般的に考えられる。この場合、地表に積雪がなく図-3のように凍結が深く入るときは、とくにのり面側からの凍上を防ぐために、

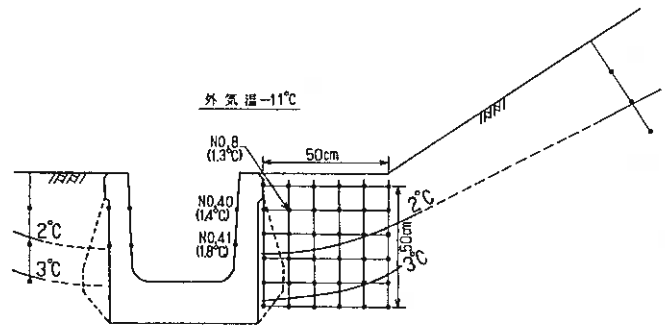


図-7 降雪直後の等温線

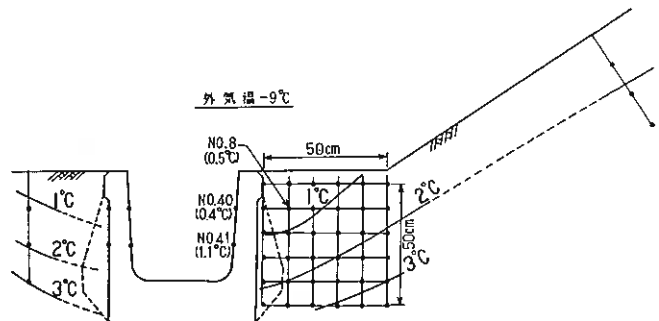


図-8 降雪後20日経過したときの等温線

理論的に相当の厚さの裏込めが必要となる可能性がある。しかし、道路側溝などとして用いられる小型のトラフでは、厳寒期にはトラフ及び背面の地表ともに雪に覆われることが多い。この場合には背面土中への凍結の侵入領域に限られるので、裏込めによる凍上対策が有効かつ経済的な手段になると考えられる。

図-9、図-10は測点NO. 8と9（図-7参照）及び気温の時間変化の一例を示している。これらの図によれば、地表が雪に覆われることによって、トラフ背面土中（測点NO. 8）及びトラフ内側表面（測点NO. 14）の温度ともに、気温が変化しても殆ど変化しなくなっており、積雪の影響が非常に大きいことを示している。

断熱効果の面から見れば、理論的には積雪と等価の凍結土の厚さは、積雪深さの7～10倍程度とされている⁵⁾。冬季間に雪をかぶるトラフの凍上対策を検討するとき、積雪の影響を除いた凍結状態を基準にするのは、一般に不経済となろう。より合理的な凍上対策を確立するためには、積雪の影響が凍結侵入にどのように現れるかを、想定される種々のケースで確認していく必要がある。

5. おわりに

積雪条件が異なる2か所の現場に設置されたコンクリート製の小型U-トラフについて、冬季間における背面土の凍結状況を測定した結果を述べてきた。凍上によるこの種の構造物の被害はかなり以前から認められているにもかかわらず、対策を検討するのに必要な実測データは、非常に少ないのが現状と言えよう。今後さらに各種の条件下での測定を行い、合理的な対策法を検討して行きたい。

文献

- 1) 高田健治：(1983)、農業土木学会誌、第51巻、第6号。
- 2) 青山清道：(1987)、第22回土質工学研究発表会。
- 3) 鈴木、山田：(1986)、第2回寒地技術シンポジウム。
- 4) 木下誠一：(1977)、土と基礎、第25巻、第17号。
- 5) 日本道路協会：道路土工-排水工指針

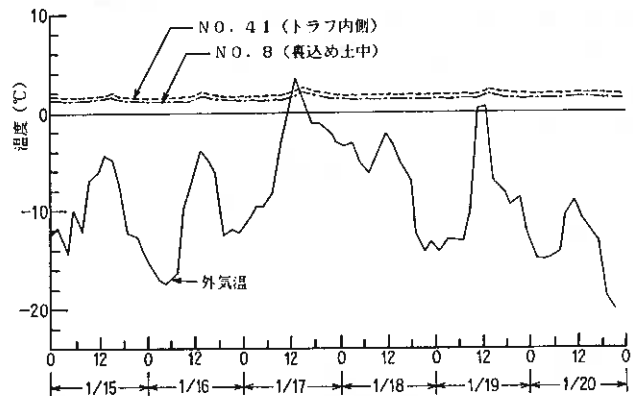


図-9 積雪時の温度変化の例

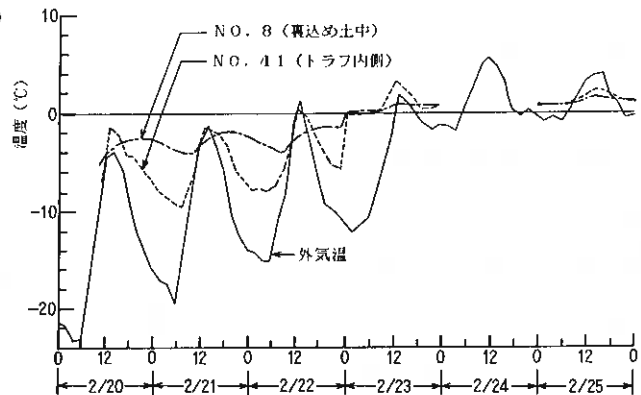


図-10 除雪後の温度変化の例

北見工大 鈴木輝之
 北見工大院 ○山田利之

1. まえがき

20個の鉄筋コンクリート製Uトラフを試験設置し、冬季間の地盤凍結にともなう変形や凍上力の測定を行った。本報告は昨年度の報告¹⁾に引き続いて行った実験の結果である。トラフの変形は、周辺地盤の凍上による持ち上がり、背面土からの凍上力の横方向成分によって押し潰されることの2つを考える必要がある。このうちトラフに被害を及ぼすのは主として後者の変形であり、ひどい場合には側壁が内側に倒れ込み、水路としての機能を失う場合もある²⁾ この変位を殆ど許さない状態で凍上力に抵抗しようとするれば、トラフ側壁に加わる凍上力は非常に大きなものとなり、少なくとも、JISA5305に定める鉄筋コンクリート製Uトラフの破壊強さをはるかに越えたものになる場合のあることが分かっている。

この凍上力に対してトラフの構造的な強度を増すことで対処しようとするのは、経済性の面からみても良い方法とは思えない。基本的には、凍上力あるいは変形を少しでも減少させるような周辺土への対策が必要であろう。しかし合理的な凍上対策を検討するのに必要なデータは、きわめて少ないのが現状であり、周辺地盤の凍結状況、トラフに加わる凍上力、あるいはトラフの凍上変形などの正確なデータの集積が急がれる。

今回の実験で得られた結果のなかで、トラフ周辺地盤の凍結侵入状況についての測定結果は別の報告³⁾で述べている。本報告では、昭和61年11月～62年4月にかけて測定されたトラフ側壁に加わる凍上力の横方向成分と、トラフ側壁上端での内寸法の変化（縮み量）について検討を加える。

2. 実験内容

北見工業大学構内に、JISA5305-1982に定める呼び名450mmの鉄筋コンクリート製Uトラフ20個を、前年度と同じ場所に新たに再設置して、各種の計測を行った。設置場所の詳細は別の報告を参照されたい。20個のトラフは4個ずつの5つのスパンに分け、各スパン毎に裏込め材の種類などの設置条件を変えた。

図-1にトラフ設置場所の横断図を示す。この場所は人工的に造成されたのり面であり、比較的浅い位置に図中の破線で示すような旧地山との境界が存在する。現在の地表面を覆っている火山灰（現地土と呼んでいる）と旧地山の土の性質を表-1に示す。両方の土とも凍上性と判定されるが、旧地山土の方がより凍上性が強い。

8個のトラフを現地土で埋め戻したが、そのうち4個についてはトラフ内部への直射日光を遮断するために、図-1に示すような板で覆った。

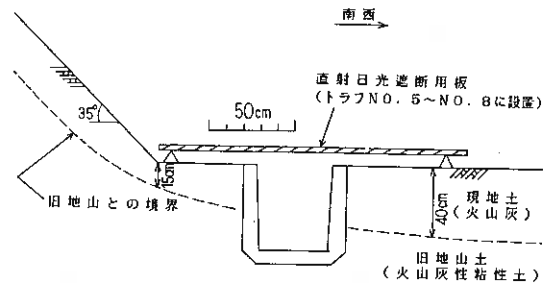


図-1 トラフ設置場所の横断図

	比重	0.074mm以下 重量比(%)	締固め特性		凍上特性※	
			Wopt(%)	$\rho_{dmax}(t/m^3)$	凍上率(%)	凍結様式
現地土 (火山灰)	2.53	33.0	24.3	1.46	25.4	微細霜降状
旧地山土	2.49	51.0	23.8	1.52	31.3	霜柱状

※ 道路土工排水工指針による。

表-1 トラフ設置現場の土の性質

横方向力で代表されるとして良いであろう。

凍上力の大きさは、それが加わっている構造物と土との境界条件によって大きく異なることは良く知られており、一般に凍上変位に対する拘束が強いほど大きな力が発生する。⁴⁾ 図-2の測定条件では、ロードセルおよび取り付け金具の変形はほぼゼロに近く、側壁は横方向への変形をほとんど許されない状態で凍上力を受けていることになる。したがって、本実験では加わり得る最も大きな横方向凍上力に近い値を測定していると思われる。言い換えるならば、トラフの強さと剛性で凍上変形に対処しようとするれば、これだけの凍上力を受け得ると言うことになる。

図-3～5の中に示される横方向凍上力の時間的な変動に関して次のことが言える。

1) 横方向力は1日の間でも大きく変動し、その変動幅は最大2000Kg程度にまで達する。
2) 横方向力の変動は明らかに気温の変化に対応しており、気温が高くなると力は増加し、気温が低くなると力は減少している。

3) 横方向力の変動幅は、気温の変動幅が大きいほど大きくなる傾向がある。また測定時期別に見れば、気温変動幅が同じくらいでも、図-6に示す凍結線が深く入ったときの方が力の変動幅が大きくなる傾向も認められる。

4) さらに細かく見ると、力の極小点是对應する気温の極小点よりも時間的におくれて現れるのに対して、力の極大点是对應する気温の極大点よりも時間的に早く現れている。

図-3～5には、トラフ側壁の上端部における内寸法の変化も同時に示している。この曲線は側壁上端部に変位計をはさみ、連続測定して得られたものである。なお、この図では横軸のスタートの時点での内寸法を基準として、そこからの相対的な増減を示している。これらの内寸法の変化と横方向力の変化とはよく対応しており、気温と横方向力の関係で見られるような時間的なズレも認められない。

本実験で用いたトラフは、製造工場での強度試験によれば、側壁上端部に横方向の力を加えて押し潰したときの強さは800Kg程度である。図-3～5に示す横方向力はこのトラフの強さをはるかに越えており、測定された横方向力と内寸法の関係においては、トラフ自体の力-変形特性の影響は小さいと思われる。

以上のように気温の変化に対応した形で横方向力あるいは内寸法が変動する原因として、次のようなものが考えられる。

- 1) トラフ背面の凍土の温度変化による熱膨張・収縮。
- 2) トラフ内側表面(外気に接する)と外側表面(土に接する)との温度差の影響。
- 3) ロードセルあるいは変位計を取り付ける金具の温度変化による膨張・収縮。
- 4) 昼間の直射日光によるトラフ側壁の温度上昇の影響。

これらの因子の中で2)の影響が強く現れば、気温変化に対する力及び変形の変動の方向は図-3～5に示す方向と反対になるはずである。また3)の取り付け金具の温度変化による膨張・収縮は、実測された側壁上端部の内寸法の変動幅(最大約0.2mm)に比べてきわめて小さいことが、理論的な計算で確認できる。力や内寸法が変動する主な原因として現段階で考えられるのは、1)の背面凍土の熱膨張・収縮である。また4)の影響は次のような形で現れていると考えられる。一般に気温の変化による凍土の温度変化は、時間的な遅れを伴って生じるはずである。これに対して、図-3～5において横方向力及び変形の極大値が対応する気温の極大値より速く現れる傾向があるのは、4)の影響で側壁に接する凍土の温度が上昇し、クリープによって力がゆるむためと推測される。⁵⁾ 一方、力及び変形の極小値は対応する温度の極小値から遅れて現れているが、この極小値の現れるのは日の出前の時間帯であり、4)の影響は無かったと考えられる。

凍土の熱膨張・収縮特性は、土の種類、含水比、さらに密度などによって異なる。また、凍土中の不凍水の影響によって、温度変化に伴う膨張・収縮は、一般の材料のような単純な形には必ずし

昨年度の実験から、直射日光を受けたときには、いわゆる真冬日であってもコンクリートの温度はかなり上昇し、背面土の部分的な融解を生じている可能性が認められた。このことは、トラフへの力の加わり方に影響を与えることが考えられる。本実験で直射日光を遮断したケースを設定したのは、この影響を調べるためである。なお、本報告では現地土で埋め戻した上記 8 個（2 ケース）のトラフで得られた実験結果を中心に述べていく。

測定の内容と方法の概要は、次のとおりである。

1) 温度

直射日光を遮断していないトラフの中から 1 個を選び、主としてのり面側の背面土中を中心に、外気温やコンクリート表面を含めて合計 60 点の温度測定点を設置した。各点の温度は 1 時間間隔で、自動的に測定・記録した。

2) トラフ側壁上端部の内寸法

一部のトラフについては、側壁上端部にダイヤルゲージ型変位変換器をはさんで、内寸法の縮みを 1 時間間隔で自動測定した。またその他のトラフでは、1 日 1 度づつノギスによって測定した。このときノギスを当てる位置には金属ポイントを取り付け、コンクリート表面の削れによる測定誤差を防いだ。

3) トラフ側壁に加わる横方向凍上力

一部のトラフについて側壁に加わる横方向の凍上力を測定した。その測定状況を図-2 に示す。このトラフでは、底盤の端部に切り目（鉄筋はつながっている）を入れ、側壁への力がそのままロードセルに伝わるようにした。この場合側壁への横方向の力の成分は、底盤にも伝わることになり、ロードセルでの測定値がそのすべてと言うことにはならない。この点については後に触れるが、本報告ではロードセルでの測定値を“横方向力”と呼んでそのまま用いている。

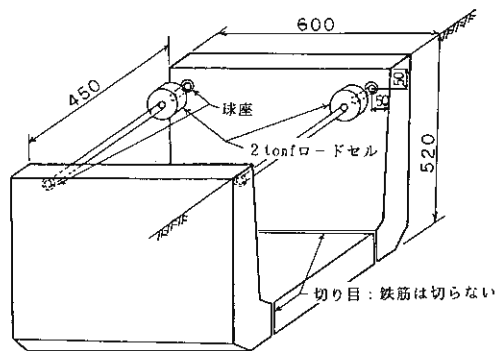


図-2 ロードセルによる横方向力の測定状況

3. 結果及び考察

3-1. 横方向力及び側壁上端部の内寸法の経時変化

図-3～5 は、温度、側壁上端部の内寸法、及び横方向力の経時変化の一部を示している。また図-6 は、図-3～5 の測定値が得られた期間における 0℃線（以後これを凍結線と見なす）の移動範囲を示している。

これらの図において、温度の変化は、図-6 に示す測点 NO. 30（外気温）、測点 NO. 25（トラフ側壁の内側表面で直射日光を受ける）、及び測点 NO. 2（側壁の外側表面で背面土と接する）の 3 つの点での測定結果を示している。トラフの内側表面では、直射日光を受けるために 1 日中気温がマイナスになるいわゆる真冬日であっても、10℃前後まで上昇する場合があることが分かる。この内側表面の温度上昇に伴って、外側表面での温度もかなり上昇しており、一時的にはプラスの温度になるときもある。側壁の外側面は背面土と接しているのであるから、ここの温度の上昇は横方向力の加わり方に何らかの影響を与えると思われる。

次にトラフ側壁に加わる横方向凍上力の変動について検討する。前述のように、本報告中で言う横方向の凍上力は、図-2 に示す状況で設置した 2 個のロードセルで測定された値をそのまま加え合わせたものであり、側壁に加わる力の横方向成分全体を表していない。しかしトラフの被害はこの横方向力成分によって側壁が内側に倒されるのがほとんどであり、またトラフの構造からしてもこの方向の力に最も弱い。したがって、トラフの破壊を生じさせる外力は、側壁上端で測定される

図-3
横方向力、側壁上端部の内寸
法、及び温度の時間的変化
(12月1日~12月10日)

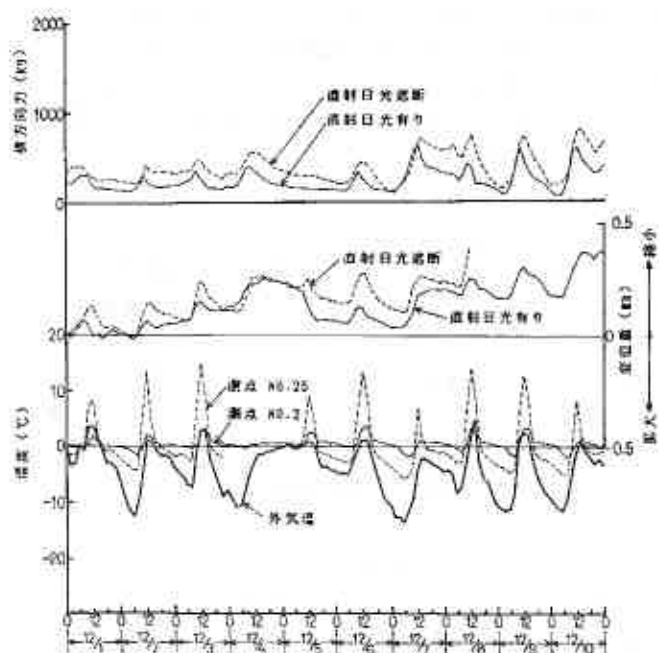


図-4
横方向力、側壁上端部の内寸
法、及び温度の時間的変化
(1月11日~1月20日)

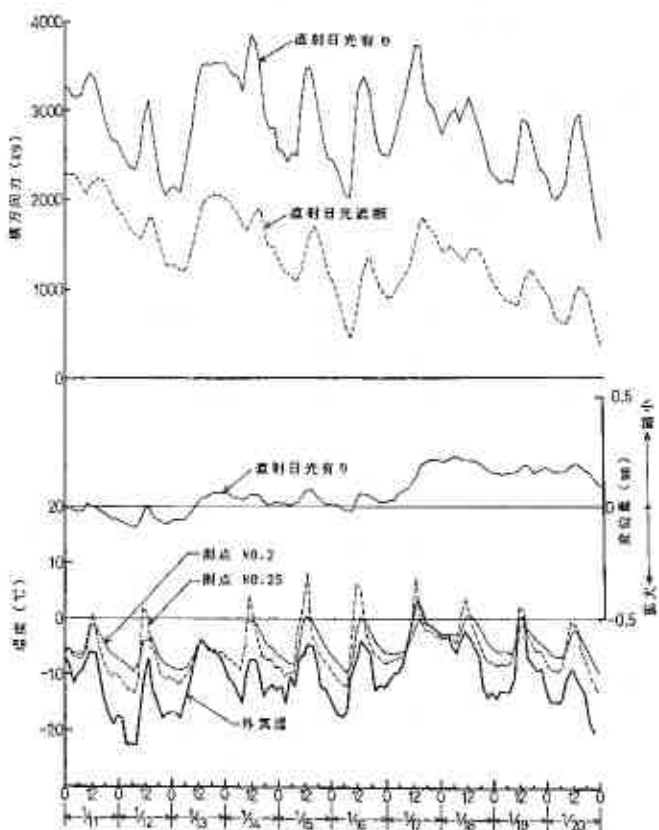


図-5
 横方向力、側壁土端部の内寸法、及び温度の時間的変化
 (2月11日~2月20日)

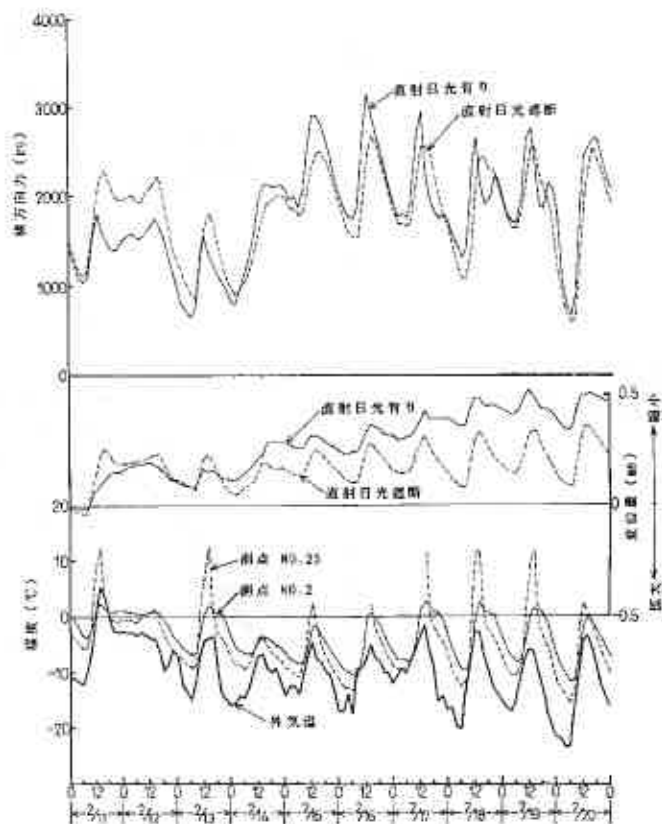


図-6
 図-3~5の測定期間における0℃線の移動範囲

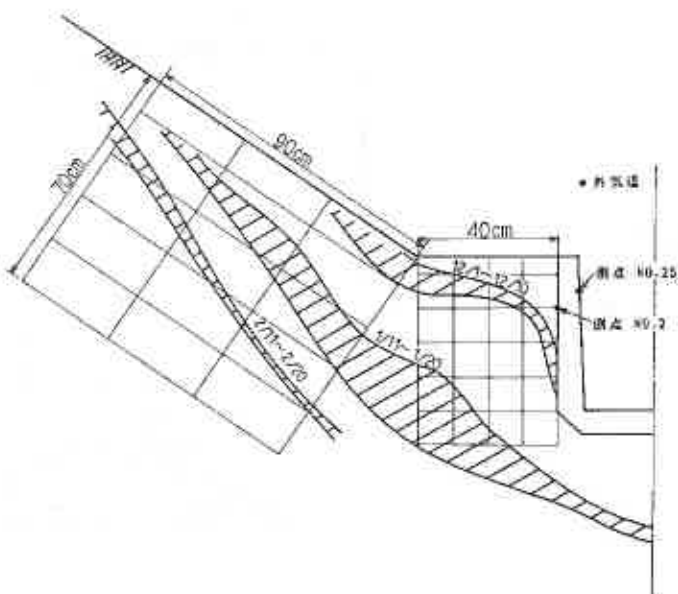


図-7
日最大横方向力の変化
(長期的変化)

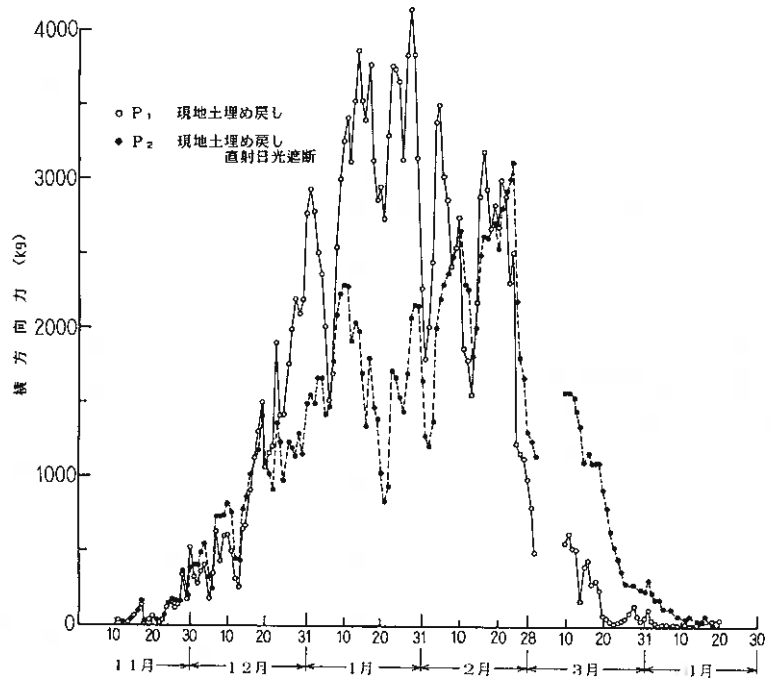
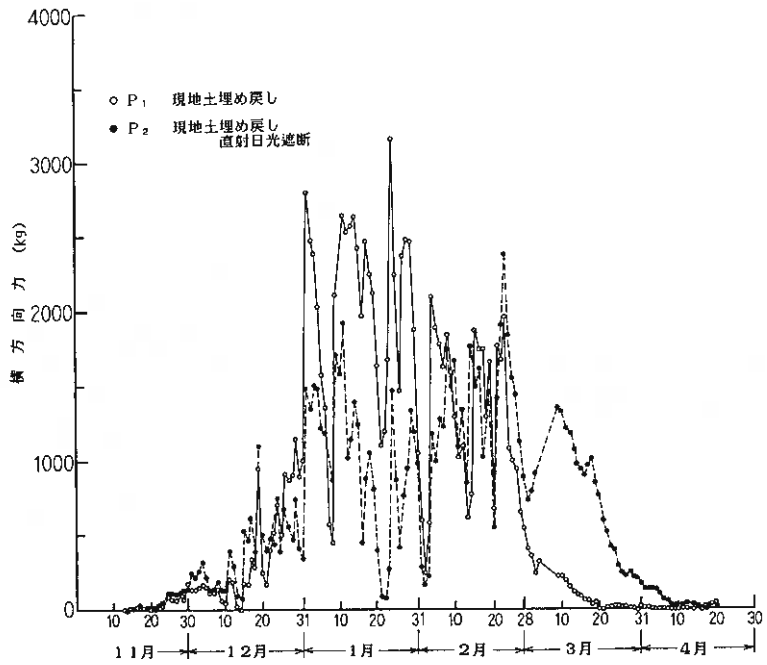


図-8
日最小横方向力の変化
(長期的変化)



もならないことが認められている。⁶⁾ 現在のところ、凍土の熱膨張係数あるいはそれに相当するような数値を測定した例は非常に少なく、図-3~5に示すような横方向力あるいは内寸法の変動の定量的な検討に用い得るようなデータは見当たらないようである。

3-2. 側壁に加わる横方向力の長期的変化

前節においてトラフ側壁に加わる横方向力は、1日の間でも気温の変化に対応して大きく変動することを述べてきた。ここでは、この力の変化をもう少し長期的にとらえて見る。図-7~8は、1日(0時~24時)の間での横方向力の最大値と最小値をプロットしたものである。これらの図から次のようなことが分かる。

1) 横方向力は12月初旬から3月下旬の間に発生し、とくに1月~2月にかけて非常に大きくなり、最大4 t onにまで達している。

2) トラフの上を板で覆って直射日光を遮った場合には、それをしない場合より横方向力は少し小さ目になり、それが最も大きくなる時期も遅くなっている。

3) 1、2月の厳寒期であっても常に大きな横方向力が発生しているとは限らず、その力が非常に小さく、ゼロに近くなる場合もある。

横方向力は長いタイムスケールで見ても大きく変動しているが、全体的に見れば1つの傾向が認められる。いま図-7~8と図-6とを比較すると、凍結線の侵入が速く進んでいる1月中旬頃には、最も大きな横方向力が発生し、凍結線の侵入がほぼ収まる2月下旬頃に急速に低下している。このように、長期的に見たときの横方向力の変化は、凍結線における凍上現象を反映していることが推測される。また、直射日光を遮断したときとそれをしないときとでは、凍結線の入り方が異なるはずであり、その影響が横方向力の発生の違いに現れていると考えられる。以上のように、長期的に見て認められる横方向力の変化は、前節で述べた気温の変化に対応した短期的な横方向力の変動とは、それをもたらす原因が異なると考えられる。

3-3. トラフ内寸法の長期的変化

図-9~10は、側壁上端での内寸法をノギスによって1日に1回づつ測定した結果を示している。前述のようにトラフの内寸法も気温の変化に応じた短期的な変動を示すが、横方向力の場合と異なり、

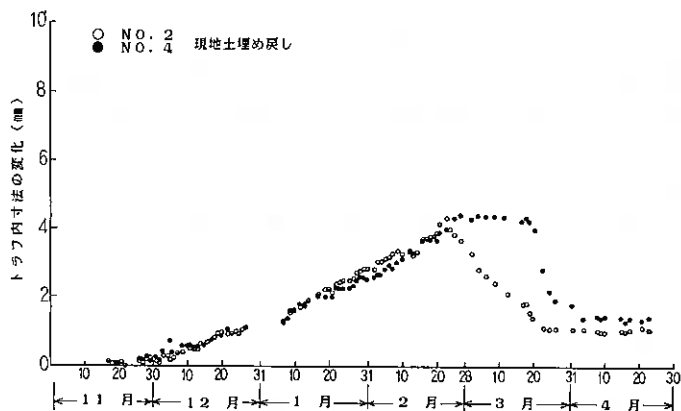


図-9 トラフ上端内寸法の長期的変化(直射日光の遮断なし)

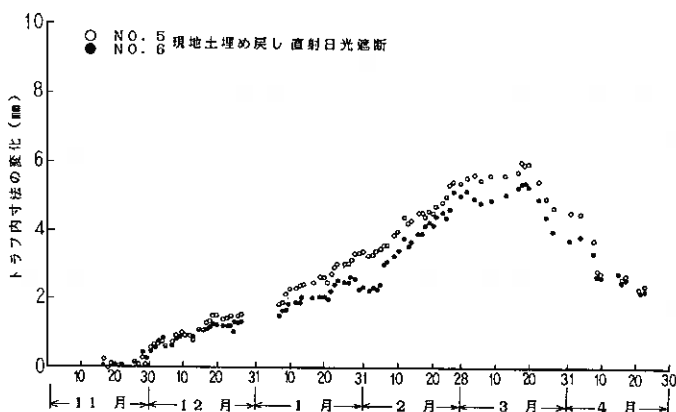


図-10 トラフ上端内寸法の長期的変化(直射日光を遮断)

この変動は長期的な変化に比べて非常に小さい。図-9～10によれば、側壁上端の内寸法の縮みは12月の初旬から始まり、2月の下旬から3月にかけてピークになっている。これらの結果と図-7～8を比較すると、長期的に見たときの横方向力と内寸法の縮みの関係は必ずしも良い対応になっておらず、両者のピークの時期も一致していない。このことは以下の内容を想定することでほぼ説明される。

1) 長期的なトラフの変形や横方向力の変化は、主として凍結線での凍上現象に起因している。

2) 凍結線での凍上現象は凍土を伝わってトラフに力や変形をもたらすのであるから、これらの力や変形は、凍土のクリープや熱膨張などの影響を受ける。⁷⁾

3) 横方向力すなわち凍上力はトラフの変形抵抗をはるかに越えるから、トラフの変形が許される状態では、その変形は背面土の変形をほぼ反映する。

また、側壁の内寸法は2月の下旬から3月の下旬にかけて元の寸法に回復していき、背面土の融解によって、ある縮み量を残して落ち着いている。この残留変形はコンクリートの性質にもよると思われるが、これが経年的にどのように変化するかは、今後明らかにしておくべき点の1つであろう。

4. おわりに

北見工業大学構内に試験設置したコンクリート製U-トラフについて、冬季間においてトラフ側壁に加わる横方向の凍上力と、内寸法の変化すなわち縮み量の測定結果を述べてきた。地盤凍結に伴うトラフの破壊の機構はそれほど単純なものではなく、今後さらに明らかにしていくべき点は多いが、いくつかの基本的な知見は得られた。今後は、さらに実験を継続するとともに、対策工法の検討とその効果の確認も進めていきたい。

最後に、本研究は北見工業大学、網走土木現業所、網走地方コンクリート製品協同組合の3者の協力のもとに進められている調査・研究の一環である。関係諸機関のみなさんに感謝の意を表します。

文献

1) 鈴木、山田(1987)：地盤凍結にともなうコンクリート製小形U-トラフの被害に関する実験、土質工学会北海道支部技術報告集、第27号。

2) 池田一賢(1985)：鉄筋コンクリートトラフの凍上被害について、北海道土木技術研究発表会報告集。

3) 鈴木、穴田、阿部、山田(1988)：コンクリート製小形トラフ背面土の凍結状況について、土質工学会北海道支部技術報告集、第28号。

4) 木下、堀口、田沼、大野(1968)：北見における凍上観測、低温科学、物理編、第26輯。

5) 土質工学会(1982)：土の凍結、—その制御と応用—、土質基礎工学ライブラリー23

6) 堀口薫(1977)：凍結したベントナイト—水系の熱膨張について、第14回自然災害科学総合シンポジウム。

7) 榎戸、鶴飼、永瀬、亀田(1987)：砂と粘土の混合土の凍結土圧に及ぼす混合割合の影響、VOL. 35、NO. 12。

I. はじめに

北海道のような寒冷地においては、冬期間の土の凍結・凍上に対して道路や水路、土構造物を安定に維持管理するための凍上対策の確立が非常に重要な問題となっている。土の凍上現象とは、土の凍結（土中水の氷への相変化）過程で未凍土から凍結面に多量の水分が移動して凍結し、氷晶（アイスレンズ）が成長することにより著しい土の体積増加（凍結膨張）が生じ、地面が隆起する現象である。凍結過程においてアイスレンズの成長が進行するときには凍結面において、

$$\begin{aligned} (\text{①凍土中の熱移動量}) &= (\text{②未凍土中の熱伝導による熱移動量}) \\ &+ (\text{③凍結面への水分移動に伴う熱移動量}) \\ &+ (\text{④凍結面に存在していた土中水の凍結潜熱}) \\ &+ (\text{⑤未凍土から凍結面に移動した土中水の凍結潜熱}) \end{aligned}$$

の熱的平衡状態が保たれている。ここで、①、②の項目はそれぞれ凍土、未凍土の熱的性質（熱伝導率）、③～⑤の項目は土の水分特性（保水性や透水性）に支配される。従って土の凍結環境（氷点下の低温雰囲気、上載荷重のような拘束条件、未凍土から凍結面に移動可能な土中水の存在）が同じ場合、土の凍上性を規定する基本的な因子は土の熱的性質（主として熱伝導率）と水分特性の相対的なバランスにあるといえる。

合理的な土の凍上対策を確立するためには土の凍上性の解明が不可欠であるが、これまでに報告されてきた非常に多くの凍上に関する研究¹⁾において、上述の視点—「土の凍上性は、熱的性質と水分特性の相対的なバランスに依存する」—に立脚したものは極めて少ない²⁾³⁾のが現状である。

筆者らはこれまでに種々の土について、凍結環境（凍結面への水分補給形態）や土の構造、土の初期状態（含水比、乾燥密度）などが土の凍上性に及ぼす影響を明らかにし⁴⁾⁵⁾⁶⁾、また道路の凍上抑制材の適性判定法を確立するための一環として成層土の凍上性についても検討してきた⁷⁾。

ところで北海道のような寒冷地においては、地盤の表層土は経年的に凍結融解作用を受けるが、一般に凍結融解履歴は土の物理的、力学的な性質の変化をもたらす⁸⁾。本報告は数種の異なる凍結融解処理を行った土の凍上試験を実施し、凍結融解処理によって土の凍上性を支配する基本的因子がどのように変化するかという観点から、凍結融解履歴が土の凍上性に与える影響を検討したものである。

II. 実験方法

1. 試料

本報告では試料として、火山灰質粘性土（VH）の茨城（茨城大学農場、立川口—ム）と上大成（黒松内町）、火山灰質砂（SV）の美幌（美幌町）および有機質粘土（OH）の北大（北海道大学農場、有機物含有量11%）の4試料を用いた。これらのうち北大を除くと、他の試料は自然状態では凍結融解履歴を受けていないものと推察される。

表1 試料の物理的性質

試料		茨城	上大成	美幌	北大A
自然含水比	%	99	69	23	42
現場乾燥密度	t/m ³	0.55	0.88	1.30	1.00
比重		2.86	2.69	2.36	2.57
液性限界	%	134	102	NP	83
塑性限界	%	77	55	NP	45
土質分類記号		VH	VH	SV	OH

試料の物理的諸性質を表1に示す。

表1から、凍上性に関連する保水性の指標として自然含水比を取り上げて試料間で比較すると、美幌<北大<上大成<茨城の順に保水性は高くなり、茨城は他の試料に比べると凍上性が大きいことが予想される。SVの美幌は未風化の軽石を主体とした粗粒火山灰土であり、7%程度の閉塞孔隙量（外部と連通していない軽石粒子の内部孔隙量）⁹⁾を有する。

2. 凍上試験

供試体は、自然含水比状態の試料の2mmふるい通過部分を所定の乾燥密度（現場乾燥密度）で静的に締固めて作製した。供試体寸法は直径5cm、高さ12.5cmである。

作製した供試体をアクリル製二つ割モールドに移し、凍上試験装置（図1）にセットして下端から約48時間毛管吸水させた後に、供試体の上端（冷却面）と下端（水温）の温度を一定に保つ両端面温度一定の開放型凍上試験を実施した。両端面の温度はそれぞれ、冷却面 -5°C 、水温 $+5^{\circ}\text{C}$ である。なお毛管吸水は $+5^{\circ}\text{C}$ の温度条件で行った。

凍上試験装置は、①所定の低温環境を作るための低温恒温庫、②供試体部（アクリル製モールド内の供試体と供試体に水分を補給するための水槽から成り、これらは断熱材で被覆されている）、③水槽内の水温の制御装置（サーモサーキュラー）、④水槽内水位を一定に保つためのマリオット給水管、⑤凍上量、温度の記録装置などから構成されている（図1参照）。

測定項目は、凍上量、供試体の温度分布、試験終了時の供試体の水分・密度分布などであり、試験は凍上開始後100時間程度まで継続した。

3. 凍結融解処理の方法

本研究で取上げた凍結融解処理の方法は次の3種類である（図2参照）。

- ①プラスチック容器に密封した試料を -5°C の低温恒温庫内に静置して凍結させ、試料全体が -5°C で温度平衡に達してから（冷却開始後1日程度で温度平衡に達する）、さらに24時間凍結を継続する。その後 20°C の恒温室内で融解させて供試体を作製し、凍上試験に供する。以後、これを試料の凍結履歴という。
- ②凍結融解処理を行わない試料で作製した供試体（静的締固め土）を含水量の変化（脱水乾燥）が起らないように密封し、さらに供試体の側面と底面を断熱材で覆う。次いでこの供試体を -5°C の低温恒温庫内に静置して上端面から凍結させ、供試体底面の温度が -5°C に達してから（冷却開始後約4日）24時間凍結を継続する。その後 20°C の恒温室内で融解させてから、凍上試験に供する。以後これを供試体の凍結履歴という。
- ③凍結融解処理を行わない試料で作製した供試体について、両端面温度一定（ $-5/+5^{\circ}\text{C}$ ）の開放型凍上

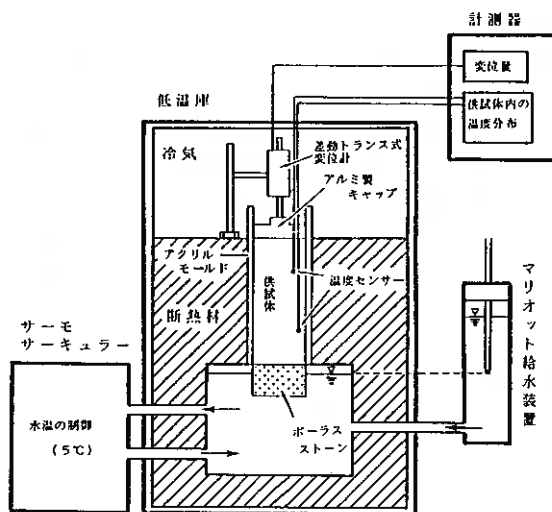


図1 凍上試験機の概要

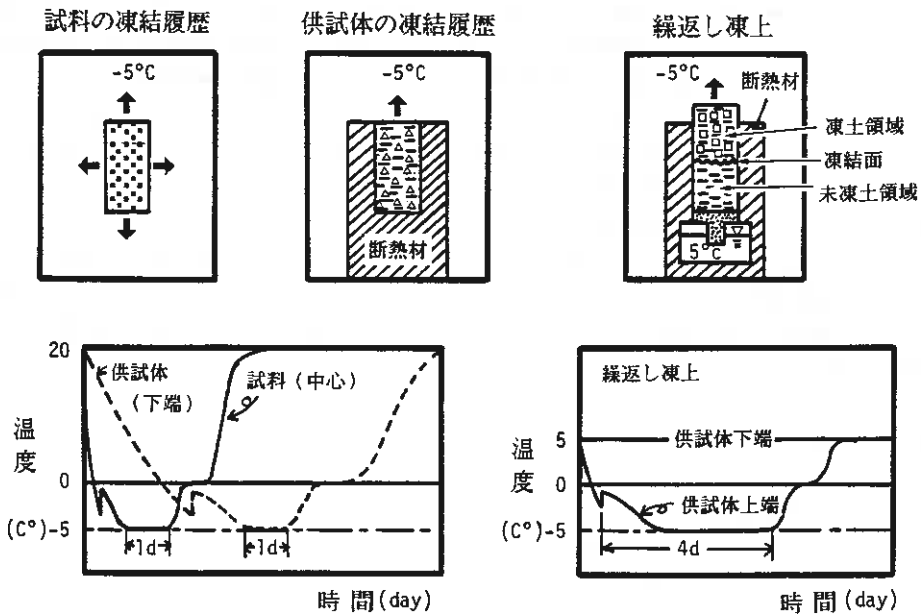


図2 凍結融解処理の方法

試験を行った後に、凍上した供試体を+5°Cで融解し、再び同じ凍上試験を繰返す。以後これを繰返し凍上という。

以上の凍結融解処理を行った場合の土の凍上性を、無処理の（凍結融解履歴を持たない）土の凍上性と比較検討するに当たり、筆者らはそれぞれの凍結融解処理の有する意味を以下のように考えた。

①試料の凍結履歴；試料すなわち土粒子（SVの美幌が単一粒子である他は全て団粒であり、内部間隙を有する）の凍結の場合、凍結に関与するのは土粒子表面および内部間隙に保持されている水分である。

土粒子表面に保持されている水分が凍結して氷晶が形成されると、内部間隙中の水分が表面に吸引され、土粒子表面で氷晶がさらに成長する。その結果、土粒子の不可逆的な脱水収縮が起って保水性の低下が生じる。

土粒子の内部間隙のみに水分が保持されている場合には、内部間隙水の凍結膨張によって土粒子の崩壊、細粒化が生じることもありうる。

②供試体の凍結履歴；供試体の凍結の場合、土粒子表面、内部間隙の他に土粒子間隙に保持されている水分も凍結に関与する。それゆえ供試体が凍結するときには、上述の試料の凍結履歴の効果に加えて土粒子間隙の水分の凍結膨張による土粒子の変形や粒子配列の変化がもたらされる。なお変化の程度は土中水の量、存在形態などによって異なる。

③繰返し凍上；試料、供試体の凍結履歴の場合の凍結に関与する水分は、それぞれが凍結開始時に含有していた水分のみであるから、土中における水分移動は少なく、大部分の水分は保持されている間隙中で水に相変化する。これに対して繰返し凍上の場合には、凍結に際して供試体に外部から水分と熱の補給があるために、凍結過程で供試体中に凍結面が形成され、凍土領域と未凍土領域が現れる。

凍土領域では未凍土から多量の水が移動して、氷晶の成長が促される結果（凍上現象）、土粒子間隙が著しく増大するのに対して、未凍土領域では逆に土の脱水収縮が起り間隙の減少（密度増加）が生じる。従って供試体の凍結履歴に比べて、はるかに大きな粒子配列の変化がもたらされることになる。このとき安定な粒子配列が形成されれば凍上による土の体積増加は融解後も保たれるが、不安定な粒子配列が形成される場合には、融解により顕著な沈下が生じることがある。

先に述べたように、土の凍上性は熱的性質と水分特性の相対的バランスに依存し、前者は主として熱伝導率の温度依存性に、また後者は未凍土から凍結面への水分の移動性すなわち土の保水性と透水性に支配される。従って上述の凍結融解処理（試料および供試体の凍結履歴、繰返し凍上）による土粒子の変質、粒子配列の変化が土の熱的性質や水分特性に与える影響を解明することが本研究の主目的であり、本報告はその一環として現象記述を行ったものである。

Ⅲ. 結果および考察

1. 試料の凍結履歴の影響

試料の凍結履歴の影響は、土粒子の脱水収縮による保水性の低下、あるいは土粒子の細粒化による保水性の増加という両側面を有する。しかし本報告で用いた供試土は自然含水比状態の試料であり、土粒子の表面ならびに内部間隙に水分を保持しているから（美幌を除く）、ここでは表面の水分の凍結に伴って内部間隙水が土粒子表面に移動することによる土粒子の脱水収縮の側面の方を基本的な影響と考えることにする。

図3はVIIの茨城と上大成、SVの美幌について、試料の凍結履歴の有無による土の凍上量曲線の相違を示したものである。

図3をみると、美幌は凍上量が1mm以下でほとんど凍上せず、試料の凍結履歴による変化もない。これは美幌は未風化の軽石を主体とするSVで、保水性が非常に低く、

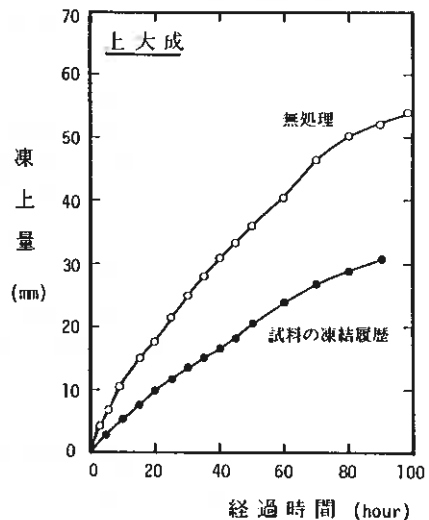
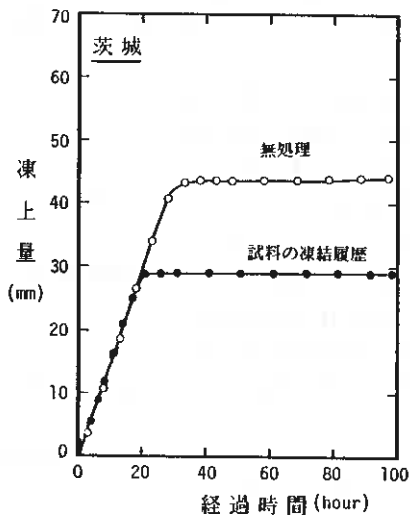
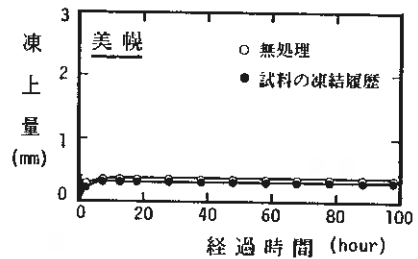


図3 試料の凍結履歴が凍上性に与える影響

土粒子内間隙水はほとんど存在しないために、試料の凍結段階では土粒子表面にわずかに保持されている水分が凍結するだけで、土粒子の脱水収縮のような変化は生じないからである。従って美幌は難凍上性のSVと判定され、例えば道路の凍上抑制材としての利用が可能である。

一方、茨城や上大成は凍上量が非常に大きく、無処理の場合、前者は45mm、後者は50mm以上にもなり、とくに後者は100時間後でも凍上が継続している。また両者の凍上量曲線の形態は著しく異なる。しかし試料の凍結履歴により共に、凍上量曲線の形態に変化はみられないが、凍上量は著しく減少する（茨城では45mm→30mm、上大成では50mm→30mm）。

凍上現象は未凍土から凍結面に多量の水分が移動して、氷に相変化することにより生ずる。そこで凍上試験後の供試体の水分分布を図4に示す。

一般に、凍上した土の凍土領域は未凍土領域に比べて含水量が増加し、凍結面を境にして凍土の含水比は急激に増加している。ほとんど凍上しない美幌では無処理、試料の凍結履歴ともに凍土と未凍土の含水比は毛管吸水後の含水比とほぼ変わらない。これに対して、茨城、上大成の場合は未凍土の含水比は無処理、試料の凍結履歴ともに毛管吸水後の含水比と同じであるが、凍土の含水比は著しく増加している。しかし試料の凍結履歴により凍土の含水比増加は小さくなっている。

一方、凍結（凍上）過程において未凍土の含水比変化は起っていないことから、試料の凍結履歴は未凍土から凍結面への水分移動を抑制する効果を発揮したといえる。この凍結面への水分移動の減少により凍上量が減少する。

図5は毛管吸水後の凍結段階における供試体の吸水量（凍結吸水量）と凍上量の関係を示したものであり、凍結吸水量と凍上量の間には明らかに直線関係が認められる。図5の凍結吸水量は凍土の吸水量すなわち未凍土から凍結面への水分移動量を意味し、未凍土の含水量変化はないことから、未凍土の水分損失は供試体外部（供試体下端で接する水槽）からすみやかに補給されていることが判る。従って図3の凍上量曲線はまた未凍土から凍結面への水分移動量の経時変化を表したものとみることができる。

以上のことから試料の凍結履歴により、未凍土の状態の毛管吸水能は変化しないが（本報告の場合の供試体高12.5cmに基くと、厳密にはpF 1.1以下の低pF領域

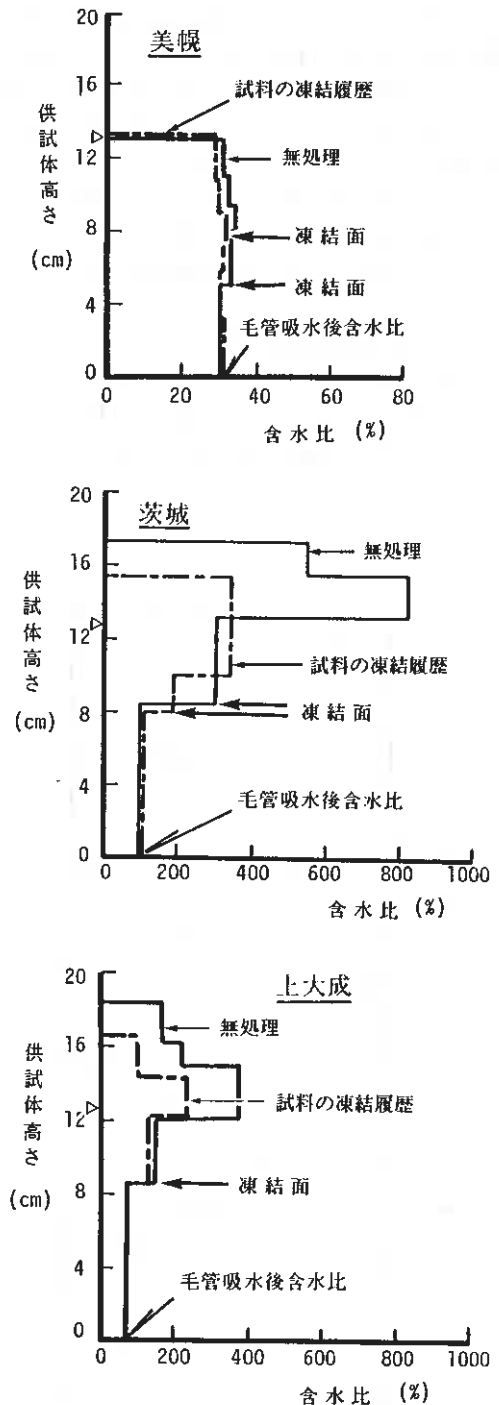


図4 凍上試験後の供試体の水分分布（試料の凍結履歴）

の保水性は変化しないが)、凍上過程における未凍土から凍結面への水分の移動性を減少させることが明らかとなった。この未凍土から凍結面への水分の移動性を支配する要因は、凍結面近傍の土が保持する不凍水¹⁰⁾と未凍土中の水分移動に対する抵抗の大きさである。

従って試料の凍結履歴による土粒子の脱水収縮は、土の不凍水量の減少という保水性の低下をもたらすことが推察できる。すなわち高pf領域の保水性が低下する。

2. 供試体の凍結履歴の影響

供試体の凍結履歴が土の凍上性に与える影響は、前述の土粒子の脱水収縮による高pf領域の保水性の低下の他に、土粒子間隙水の凍結に起因する粒子配列の変化が加わったものと考えられることができる。ここで粒子配列の変化は新

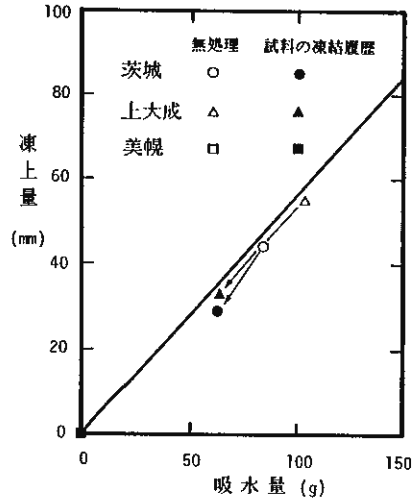


図5 凍結吸水量と凍上量の関係

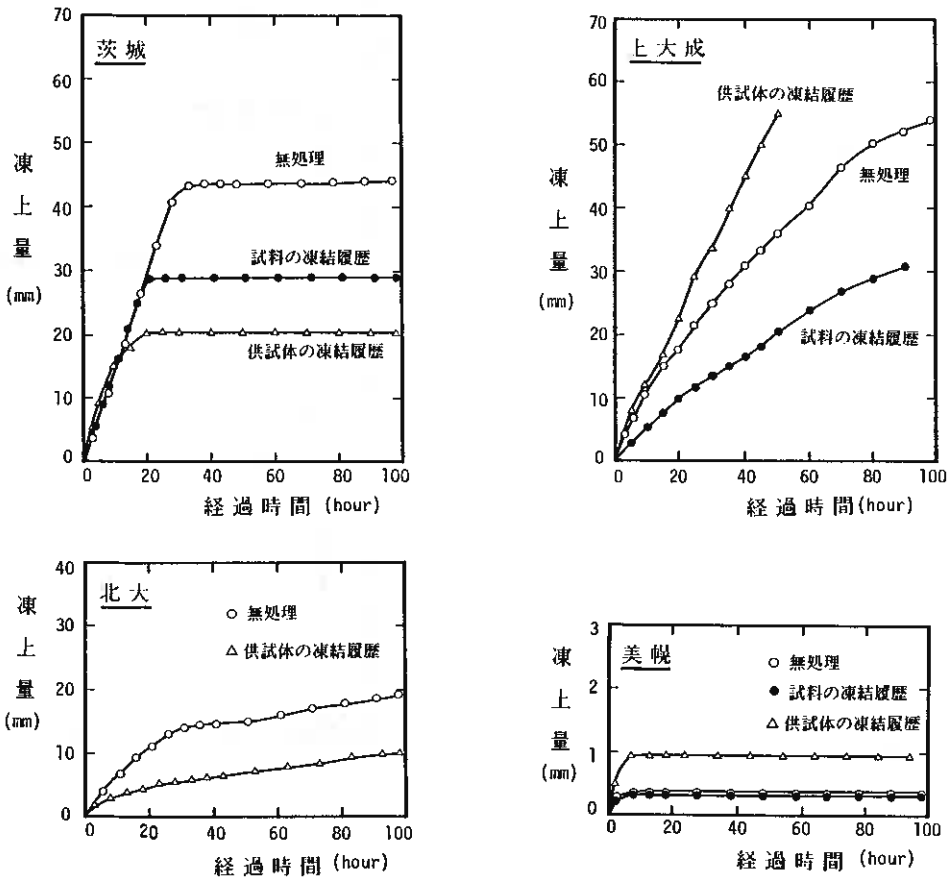


図6 供試体の凍結履歴が凍上性に与える影響

たな間隙構造の形成をもたらすから、融解後の供試体の土中水の存在形態は無処理の場合とは異なることが予想される。

図6は図3の供試土の他にOHの北大について、供試体の凍結履歴が土の凍上量曲線に与える影響を示したものである。なお茨城、上大成および美幌に関しては試料の凍結履歴の影響も参考のため併記した。また上大成の供試体の凍結履歴の場合、凍上量が55mm以上となり試験装置の測定限界を越えたために試験は凍上開始後50時間で打ち切った。

供試体の凍結履歴の場合も土の凍上量曲線の形態は変わらないが、凍上量の変化の様相は著しく異なる。すなわち上大成、美幌の場合には凍上量は増加し、茨城、北大の場合は逆に凍上量が減少する。とくに茨城では供試体の凍結履歴により、試料の凍結履歴による場合よりもさらに凍上量が減少している。

美幌の場合は増加しても凍上量は1mm程度であり、供試体の凍結履歴を受けても依然として難凍上性の土である。これに対して上大成の場合、凍上開始後50時間の時点でみると供試体の凍結履歴により凍上量は35mm→55mmにも増加している。すなわち供試体の凍結履歴によって、未凍土から凍結面への水分移動性が大きくなる。一方、茨城や北大の場合には、凍上量がそれぞれ45mm→20mm、20mm→10mmへ1/2あるいはそれ以下に減少しており、この場合には供試体の凍結履歴によって、未凍土から凍結面への水分移動性が小さくなる。

このような供試体の凍結履歴による水分の移動性の相違を検討するために、凍上試験後の供試体の水分・密度分布を図7に示す。

まず水分分布についてみると、供試体の凍結履歴により凍上量が増加する上大成の場合は凍結履歴によっても未凍土の含水比が変わらないのに対して、凍上量が減少する茨城や北大の場合には未凍土の含水比がかなり増加している。未凍土の含水比は凍結開始前の毛管吸水後含水比に相当し、この増加は

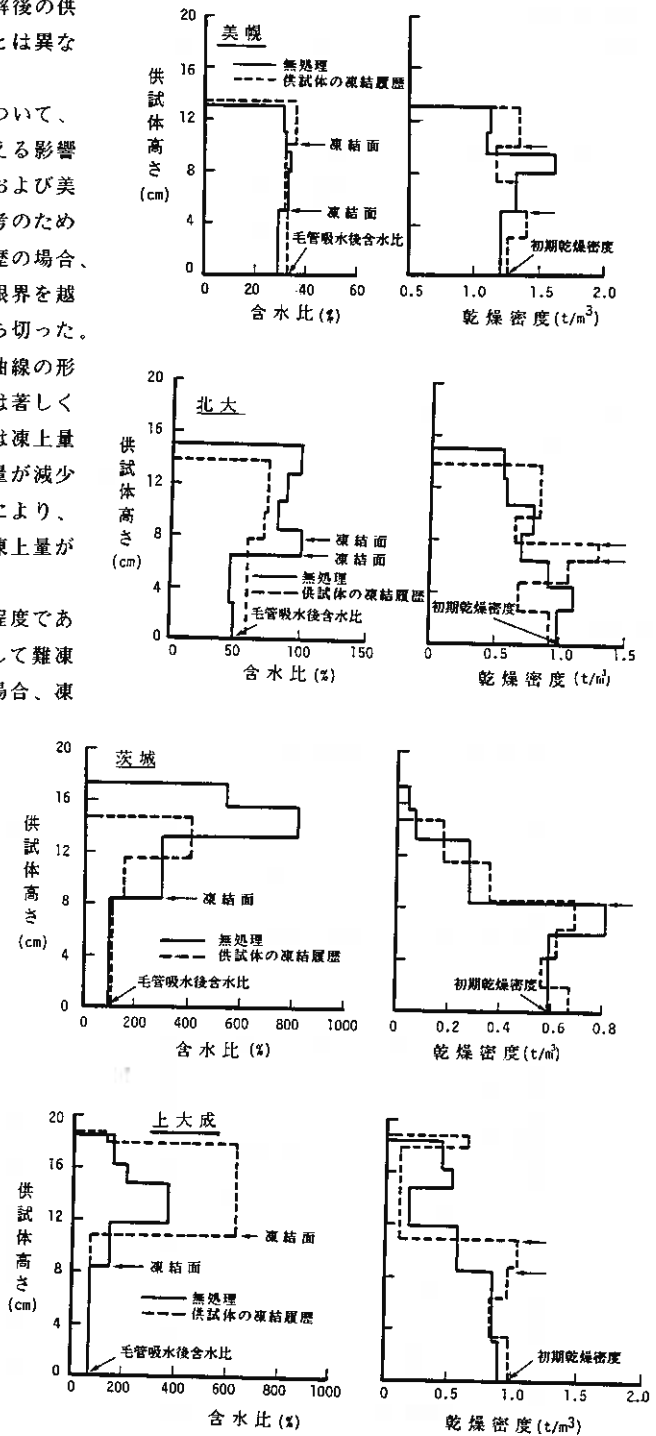


図7 凍上試験後の供試体の水分・密度分布（供試体の凍結履歴）

粗間隙の増加を意味している。すなわち茨城や北大では供試体の凍結履歴により、粗間隙が増加し逆に（微）細間隙が減少するために、高pF領域の保水性が低下して凍上量が減少したといえる。

次に（乾燥）密度分布をみると、上大成は茨城や北大に比べると凍結面を境にした凍土と未凍土の密度の相違が非常に大きく（凍土領域では凍上圧による密度の減少、未凍土領域では脱水収縮や圧密による密度の増大が生じる）、間隙構造が供試体の凍結履歴により相対的に不安定化したことが推察される。これは比較的均質な間隙構造、すなわち粗間隙→細間隙、微細間隙→細間隙というような細間隙主体の間隙構造が形成されたことを意味し、相対的に粗間隙が減少して高pF領域の保水性が増大することにつながる。

以上のことから、供試体の凍結履歴は一方で粗間隙の増加（細間隙の減少）による高pF領域の保水性の低下につながる粒子配列の変化を、他方で間隙構造の均質化による高pF領域の保水性の増大につながる粒子配列の変化をもたらすと考えることができる。前者は未凍土から凍結面への水分の移動性の減少（凍上量の減少）に、また後者は逆に水分の移動性の増大（凍上量の増大）に関与する。前者の場合、さらに土粒子の脱水収縮の影響（試料の凍結履歴）も加わっていると考えられる。

図8は凍上量曲線を基にして、凍上量の時間変化すなわち凍上速度の経時変化を示したものである。

凍上速度は凍土と未凍土における熱流差、すなわちはじめに述べた〔①-②〕と密接な関係を有するから¹¹⁾¹²⁾、凍上速度の変化から凍結面の進行速度や凍結様式が推定できる。また熱流差は土の熱的性質（凍土と未凍土の熱伝導率の相違）や未凍土から凍結面への水分の移動性によって異なるから、凍上速度の経時変化から逆に凍土の熱伝導率の変化や水分の移動性を推定することが可能である。なお本報告で行った両端面温度一定の開放型凍上試験の場合、全ての試料で凍結面の進行速度は徐々に減少するパターンを示す。これは凍結面の進行に伴い未凍土中の温度勾配が大きくなり、未凍土中の熱移動量（前述の②）が増大するた

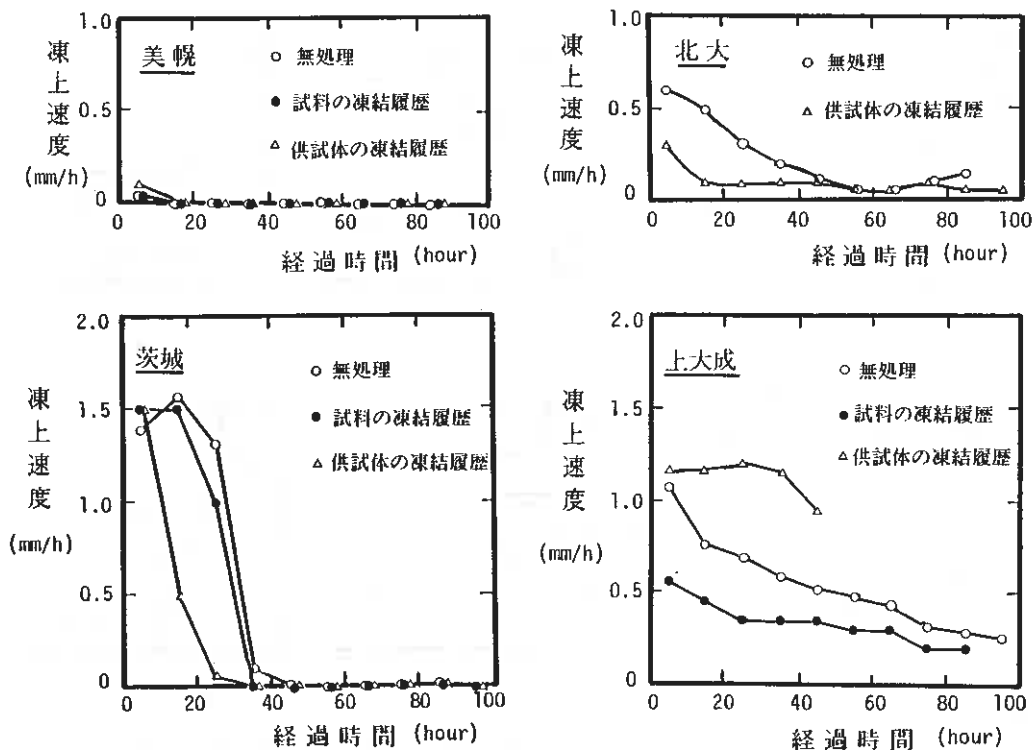


図8 凍上速度の経時変化

めである。

図8をみると、凍上速度は経時的に減少する傾向を示し、美幌や茨城の場合にはゼロになる（凍上が終了する）。しかし北大、上大成では凍上速度は経時的に減少するが100時間後でもゼロにはならず、凍上が継続していることが判る。これは図3、図6の凍上量曲線の形態にも対応している。また試料、供試体の凍結履歴により凍上速度の経時変化は異なり、凍結履歴により凍上量が増大（減少）するとき、凍上速度も同様に増大（減少）している。

今後はさらに土の熱的性質の測定を行い、凍上速度（熱流差）に関して詳細に検討することにする。

3. 繰返し凍上の影響

これまでの凍結融解処理は、試料もしくは供試体の外部からの水分補給（凍結過程）や外部への水分移動（融解過程排水）が起らない場合である。これに対してここで検討する繰返し凍上の影響とは、凍結過程での外部からの水分補給および融解過程での供試体からの排水が許容される場合の粒子配列の変化、土粒子の脱水収縮などに起因する凍上性の変化についてである。

さらに凍上過程で、供試体は凍土領域と未凍土領域に区分され、とくに凍土領域では凍結融解による粒子配列の著しい変化が生じるから、繰返し凍上の影響は極めて複雑になることが予想される。

図9はVIIの茨城について、無処理試料による供試体で両端面温度一定の開放型凍上試験を繰返したときの凍上量曲線を示したものである。

図9をみると、1回目の凍上過程で55mm程度の凍上量を示し凍結深は供試体上端から9.5cmにまで達するが、融解過程で著しい沈下が起って供試体は元の長さに戻っている。そして2回目の凍上過程では凍上量が減少し（約20mm）、1回目の凍上量に比べると、約1/3になっている。

図10は試料、供試体の凍結履歴の場合の凍上量曲線と繰返し凍上の場合の凍上量曲線を対比したものであるが、繰返し凍上によって凍上量曲線の形態が著しく変化し、また凍上量は供試体の凍結履歴の場合とほぼ同じ程度にまで減少する。これから最初の凍上と融解の過程において、供試体上部（1回目の凍結過程の時

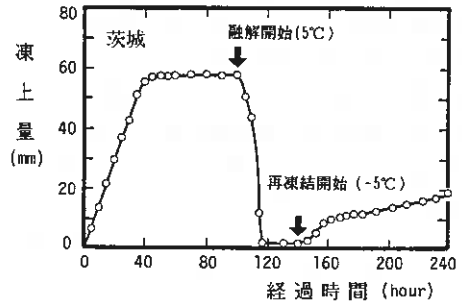


図9 繰返し凍上試験の凍上量曲線

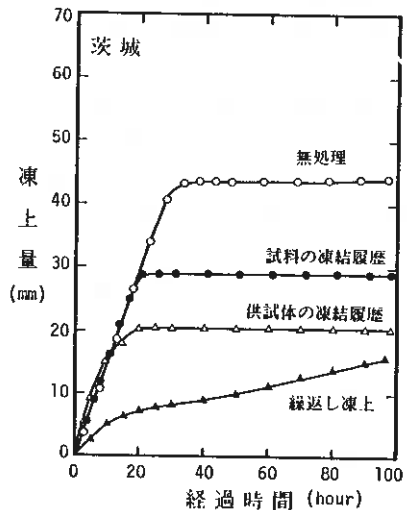


図10 繰返し凍上による凍上性の変化

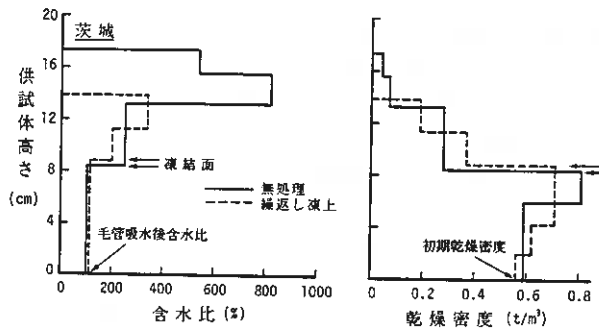


図11 凍上試験後の供試体の水分・密度分布（繰返し凍上）

の凍土領域)では著しい粒子配列の変化が生じ、供試体上部の保水性が低下し、未凍土から凍結面への水分移動が減少した(凍上量が小さくなった)といえる。

図11に繰返し凍上の場合について、試験終了後の供試体の水分・密度分布を無処理の場合と対比して示す。

繰返し凍上によって、未凍土の含水量の増加(これは毛管吸水後含水比の増加をも意味する)と凍土の含水量の減少(未凍土から凍結面への水分移動の減少)が生じ、また凍土と未凍土の乾燥密度の差も小さくなる。このような変化は茨城の場合の供試体の凍結履歴による変化と類似している。これから、VIIの茨城の場合の凍結融解履歴が土の凍上性に与える影響は、凍結融解処理が開放系(繰返し凍上の場合)、閉鎖系(供試体の凍結履歴の場合)の相違に関係なく同じ効果を有するといえる。

図12は図10の凍上量曲線を基に、繰返し凍上の場合を含めた凍上速度の経時変化を示したものであり、繰返し凍上により凍上速度が著しく減少するが、100時間後でも凍上速度はゼロにはならない。上述の凍上量曲線の形態をも含めて、凍結融解履歴の影響は類似しても、繰返し凍上の場合土の熱的性質や水分特性の変化の様相が他の凍結融解処理の場合とは大きく異なることが予想できる。

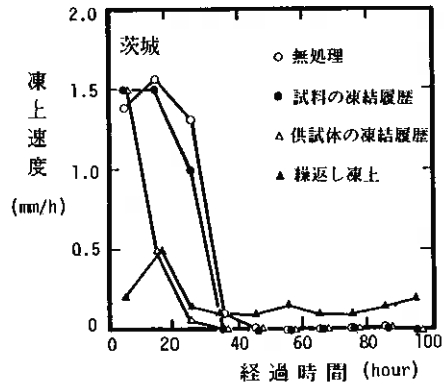


図12 凍上速度の経時変化(繰返し凍上)

参考文献

- 1) 例えば、土質工学会編：土の凍結—その制御と応用(土質基礎工学ライブラリー23)、土質工学会、1982.
- 2) Fukuda, M.: Experimental Studies of Coupled Heat and Moisture Transfer in Soils During Freezing、北大低温研欧文報告、A-31、35-91、1982.
- 3) 了戒公利：熱と水の流れを結合した飽和土の凍上理論とその応用に関する研究、清水建設研究報告、別冊15、1985.
- 4) 相馬尅之・前田 隆：火山灰土の凍上性、技術報告集(土質工学会北海道支部)、24、169-176、1984.
- 5) 前田 隆・相馬尅之・藤原幸彦・濱田浩正：粗粒火山灰土の凍上性、昭和61年度農業土木学会大会講演要旨集、300-301、1986.
- 6) 相馬尅之・藤原幸彦・前田 隆・濱田浩正：不かく乱土と締固め土の凍上性の比較検討、技術報告集(土質工学会北海道支部)、27、37-42、1987.
- 7) 前田 隆・相馬尅之・藤原幸彦・関根 基：成層土の凍上性とCBR特性、昭和62年度農業土木学会大会講演要旨集、298-299、1987.
- 8) 長澤徹明・梅田安治：凍結融解土の諸性質について、土と基礎、29(2)、39-46、1981.
- 9) 前田 隆・相馬尅之：火山レキ(軽石)の理工学性、技術報告集(土質工学会北海道支部)、20、1-8、1980.
- 10) 高木俊介：論理的凍上理論の現状と将来、土と基礎、29(2)、1-8、1981.
- 11) Horiguchi, K.: Effect of the rate of heat removal on the rate of frost heaving、Engineering Geology、13、63-71、1979.
- 12) 東 晃：寒地工学基礎論、古今書院、129-136、1981.

1. ま え が き

土の凍上は未凍結層から凍結線に水が移動し、氷晶が成長する現象であり、土質、温度、上載荷重などによって支配される。このうち土質的には含水比、粒度、密度、保水性、透水性などによって影響を受け、さらに密度は粒度、含水比、締固めエネルギーなどによって変化する。

通常、締固め含水比と密度との間には明瞭な関係が見い出され、締固め曲線として表わされている。しかし、凍上性は締固め密度が一定であれば締固め含水比が高い方が凍上性が大きいとされている。ところで、凍上試験における供試体作成密度は、最適含水比に対する最大乾燥密度とされているが、これは土工管理との関連性を持たせるためにこのように規定されているものと思われる。そこで、本報告では土工管理の際に用いられている締固め試験（径10cm、高さ12.7cmモールド、2.5kgランマーを使用）に準じて含水比を変化させて締固めを行い（3層25回）、凍上試験を実施したところ2、3の知見を得たので報告する。

2. 供試土および実験方法

凍上試験の供試土は札幌市東区中沼町、美唄市光珠内、網走管内常呂町および渡島管内松前町から採取した4種類である。

実験には4.76mmふるい通過土を用いこれら供試土の諸性質を表1に示す。

中沼はシルト分以下の含有量が86%と細粒土に富み、美唄は砂分・シルト分・粘土分がほぼ均等に含まれている。また、常呂は細砂分・砂分が大部分を占め、シルト分以下の含有量は6%に過ぎない。さらに、松前は黒ぼく土で砂分が57%、シルト分以下が43%となっている。

供試体は含水比を数種類に調整した試料をアクリル製モールド（径10cm、高さ12.7cm）に、2.5kgランマーで3層25回で締固めて作成した。

供試体への吸水はスタンドパイプで供試体上面から4日、下端から1日の合計五日間とした。

表1 供試土の諸性質

	中 沼	美 唄	常 呂	松 前
細砂分(%)	0	0	58.0	0
砂分(%)	14.0	38.0	36.0	57.0
シルト分(%)	64.0	31.0	1.0	35.0
粘土分(%)	22.0	31.0	5.0	8.0
G _s	2.713	2.723	2.649	2.462
W _L (%)	43.2	41.6	NP	127.9
W _p (%)	26.1	20.1	NP	73.1
I _p (%)	17.1	21.5	—	54.8
ρ_{dmax} (t/m ³)	1.475	1.685	1.744	0.778
W _{opt} (%)	24.8	18.5	13.5	77.2

凍上試験は供試体上部に1.9kgの真製荷重板を載せ、供試体上端温度 $-6^{\circ} \pm 0.5^{\circ}$ 、下端面温度(水温) $1^{\circ} \pm 0.2^{\circ}$ に制御した開放型凍上試験で行い、凍上試験中は1時間毎に凍上量と凍上時間を計測した。なお、凍上試験装置は図1に示す。

3. 実験結果と考察

含水比の異なる土を一定の締固めエネルギーで締固めると乾燥密度が増減する。これは含水比の低い土は塊状に結合し、この結合を破壊することが難しいため空気間隙が大きくなり十分締固められない。しかし、これに少しずつ水分を加えてゆくと塊状の土は軟らかくなり、塊が破壊され、また土粒子の表面に付着した水分は土粒子が相互に位置を変える際に潤滑的作用をするので、同じ締固めエネルギーによって高い密度が得られる。さらに多くの水分を加え含水比がある限度を越えると、土粒子間隙に存在するために、土粒子相互の距離が遠ざけられ、乾燥密度が低下するのである。この限界、すなわち締固めの最適含水比は理論的にはちょうど土の間隙を満たすだけの最も少ない水分を含有している状態で、間隙が最小で乾燥密度が最大となる場合と考えられている。締固めによるこれらの現象の変化が土の凍上性に与える影響について述べてみる。

まず、図2はシルト分以下の含有量が極めて高い中沼の場合の締固め曲線と各含水比に対応する凍上量(凍上時間144hr)を示したものである。低含水比で、乾燥密度が小さい場合には凍上量も小さく、最大凍上量は最適含水比付近で表われ、含水比がそれ以上高

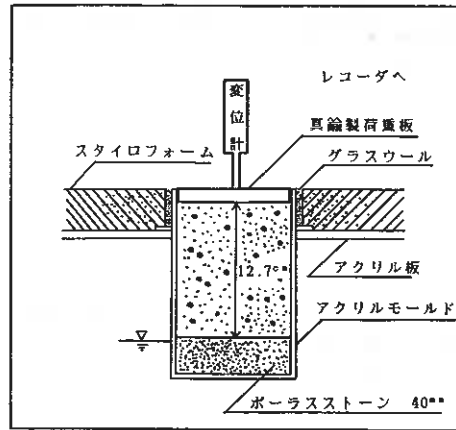


図1 凍上試験装置

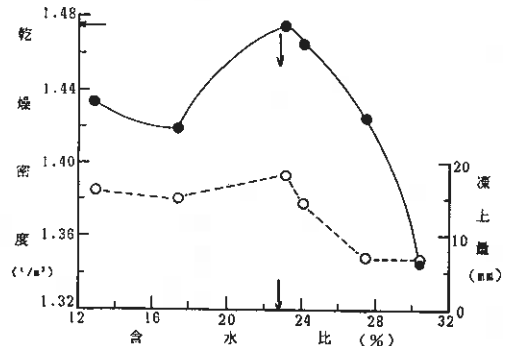


図2 締固め曲線と凍上量(中沼)

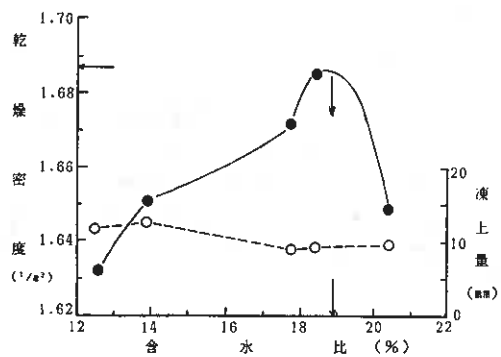
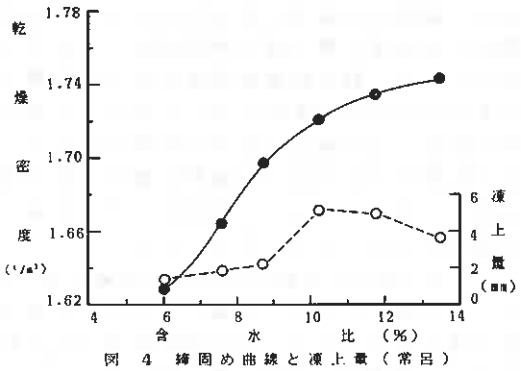


図3 締固め曲線と凍上量(美明)

くなると凍上量は小さくなる。すなわち、締固め曲線と凍上量との関係はほぼ致しているといえる。これは、含水比が低く、乾燥密度が小さい場合には、塊状による空気間隙が大きいために凍結時の吸引圧が小さくなり、未凍結層からの水分補給が十分得られないためである。また、最適含水比付近における乾燥密度では土粒子間隙が小さくなり、未凍結層からの水分補給が得られやすい間隙状態を有するためと考えられる。さらに含水比が高い状態では土粒子間隙を満たす水分が多くなり、間隙が増大するために未凍結層からの水分補給能力が低下するものと考えられる。



例 4 締固め曲線と凍上量 (常呂)

次に、図 3 に砂分・シルト分・粘土分がほぼ均等に含まれている美唄の締固め曲線と凍上量(凍上時間144hr)との関係を示す。この場合は前述のような関係は表われず、乾燥密度の変化に伴う凍上量にも大きな差は生じていない。最大凍上量は最適含水比より相当乾燥側

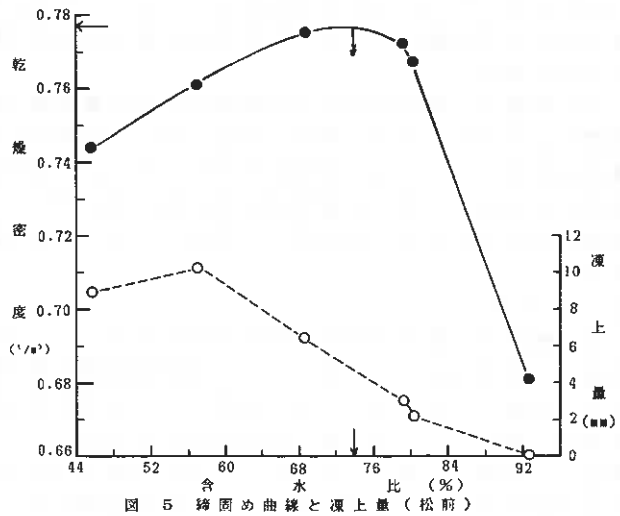


図 5 締固め曲線と凍上量 (松前)

に存在し、したがって乾燥密度もかなり小さい状態の時に生じている。しかも、最適含水比付近で最も小さな凍上量を示している。

低含水比で、乾燥密度が小さい場合には、空気間隙が大きくなると考えられるが、本試料では砂分、シルト分、粘土分の含有量がほぼ均等に含まれていて粒度組成が良好であり低含水状態における締固め密度も比較的高く、透水性が小さい土質と考えられ、低含水比の場合でも未凍結層からの水分補給を比較的容易にする間隙構造を形成するためと考えられる。また、含水比が高い状態では、透水性が著しく低下し、下方からの水分補給が間に合わなくなるためと考えられる。

一方、シルト分以下の含有量が極めて少ない常呂の場合を図 4 に示す。締固め曲線は右上がりの状態のままであるが、これはこれ以上の含水比では締固めの際に水が浮

上し、締固めの効果が得られないと判断したためである。図より含水比、乾燥密度の増大とともに凍上量（凍上時間80hr）が大きくなり、最大凍上量のピークは明瞭に表われているが、最大乾燥密度より乾燥側で生じている。低含水比で乾燥密度が小さい場合には空気間隙が大きいため凍上量も小さいが、含水比の増加に伴って間隙構造が変化し水分補給が容易な間隙状態となり凍上量が増大するが、ある限度以上の水分で締固めると土粒子間隙が離れすぎて水分補給能力が低下するためと考えられる。しかし、本試料のように砂礫分・砂分が多い場合には水分保持性が低いために凍上量は極めて小さくなると考えられる。

さらに、黒ぼくの場合の締固め曲線と凍上量（凍上時間110hr）との関係を図5に示す。この場合は常呂と同様に含水比、乾燥密度の増加にしたがって凍上量が増大し、最大凍上量のピークも表れ最適含水比より相当乾燥側で表れている。しかし、最適含水比より湿潤側では凍上量が著しく低下し、高含水比で乾燥密度が小さい場合には凍上が生じていない。これは高含水比になるにしたがい土粒子相互間の距離が遠ざけられるために間隙構造が大きくなり未凍結層からの水分補給能力が著しく低下するためと考えられる。

以上の通り、締固め含水比の増加に伴う乾燥密度の増減と凍上量との間には締固め曲線とよく対応する土の場合と対応しない土の場合がある。これらの相違は土の間隙構造に依存しているものと思われるが、さらに、間隙構造の相違は粒度組成、粒形、締固め含水比、土粒子の配列構造など様々な要因によってもたらされ、これらの要因が締固めの土の密度、透水性とも関係し、凍上性に影響をもたらしているものと思われる。

4. あとがき

土の締固め試験と同様に含水比を変化させて、一定の締固めエネルギーで供試体を作成し、凍上試験を行ったところ、締固め曲線と凍上量とがよく対応する場合と対応しない場合とが見い出された。通常、土は最大乾燥密度付近で最小間隙を示し、土の安定性、力学性の点から最も優れた状態とされ、土工上も乾燥密度の程度によって管理している場合が多い。しかし、今回の実験では最大乾燥密度付近で最大凍上量を有する土質もあり、凍上性を考慮すると最大乾燥密度で土工管理を行うことが、必ずしも合理的と思われぬ場合も考えられる。従って、今後さらに多くの実験を繰り返し、締固めによる間隙構造の相違についての原因究明と締固め密度が凍上性に及ぼす影響について研究を続けていく予定である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会(1982)、道路土工排水工指針。
- 2) 河上厚義(1983)、土質力学、森北出版。
- 3) 田辺邦雄(1967)、凍上量と含水比の関係Ⅰ、低湿科学物理編第25。
- 4) 土屋富士夫他(1976)、突固め火山灰土の凍上に関する研究、帯大研報10。
- 5) 久野悟郎(1974)、締固めと力学的特性の相関、土と基礎、vol.22-4。

安定処理による堤体材料土の強化について

北海道開発局土木試験所 ○原田 厚子
能登 繁幸
加治屋安彦

1. まえがき

連続堤が概成し、ある程度の余裕高を確保した最近の堤防の洪水時の問題は、主として漏水と降雨や河川水の浸透・低下による法面崩壊である。特に、降雨時の法面崩壊は、56年豪雨の際にも石狩川水系各地で発生しており、堤防の強化を始めとする対策の検討が重要な課題となっている。

本調査では、降雨時の堤防法面崩壊を簡易なモデルに置き換えて問題点の整理を行うとともに、堤体材料土の飽和度上昇時の強度遷移特性とセメント安定処理による強化について検討を行った。本報は、これらの実験及び検討の結果をとりまとめたものである。

2. 降雨時の堤防法面崩壊

2-1 56年豪雨の際の状況

昭和56年8月、石狩川流域は最大410mmにも達する豪雨に見舞われ、降雨とこれに続く洪水により石狩川本・支流いたるところの堤防が被害を被った。表-1は、被災後に行なわれた現地調査¹⁾の結果を整理したものであるが、これを見ると、法面すべりが非常に多く、中でも降雨による法面すべりが55件と調査数全体の半数近くにも達していることが分かる。

2-2 簡易モデルによる問題点の整理

上述の「調査報告」によれば、堤防法面の崩落厚さは1m内外が多いということである。さらに、「同報告」ではその原因は堤防がかさ上げ、腹付けの繰り返しにより図-1に示すような強度分布となっていたためであるとしている。すなわち、Cゾーンのみが締固め不足で浸透能が大きく飽和度が上昇しやすいため、降雨の浸透がこの部分の重量増加と強度低下を招き、安全率の低下につながったとしているのである。

こうした被害の形態と崩壊の過程を勘案して、本報では、図-2に示すような無限斜面の簡易モデルを設定することとした。このモデルで、斜面上に単位面積を占める土柱をCゾーンに考えると、この土柱がBゾーン上をすべり落ちようとする力 τ_s は

$$\tau_s = \gamma_c H \cos \beta \sin \beta$$

ここに γ_c : Cゾーンの湿潤単位体積重量

またこれに抵抗しようとする力 τ_r は

$$\tau_r = c + \gamma_c H \cos^2 \beta \tan \phi$$

ここに c : Cゾーンの粘着力

ϕ : " 内部摩擦角

表-1 昭和56年洪水時の石狩川被災例と件数表¹⁾

被災種別	現象	件数	摘要
河岸の洗掘 (2件)(2%)	河岸洗掘	2	
越流 (25件)(21%)	越流により決壊したもの	7	不施工区間4件含む
	越流により法面洗掘されたもの	7	
	越流したが無災害のもの	10	
	越流と法すべりの複合災害のもの	1	
法面すべり (61件)(52%)	浸水により法すべりを起したと思われるもの	6	堤内1、堤外5
	降雨により法すべりしたと思われるもの	55	堤内36、堤外19
降雨法面侵食 (3件)(2%)	降雨法面侵食	3	堤内3
漏水 (17件)(14%)	漏水により決壊したもの	1	
	堤体より漏水したと思われるもの	10	
	蓋盤より漏水したと思われるもの	4	
	漏水原因が特定でないもの	2	
構造物に起因するもの (9件)(8%)	構造物周辺より漏水して決壊したもの	1	
	構造物周辺より漏水したもの	8	
被害が認められなかったもの (1件)(1%)		1	
計 (100%)		118	

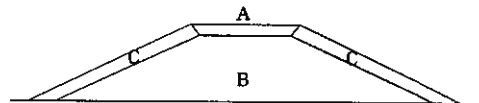


図-1 堤防の強さの分布

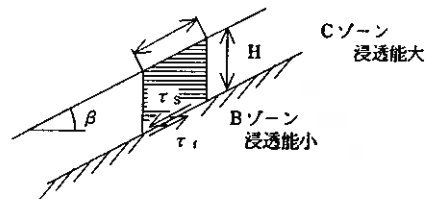


図-2 無限斜面簡易モデル

したがってこの土柱のすべり安全率 F_s は

$$F_s = \frac{\tau_c}{\tau} = \frac{c + \gamma_s H \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma_s H \cos \beta \sin \beta} = \frac{c}{\gamma_s H \cos \beta \sin \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

ここで、堤防の法面勾配は通常 1 : 2 であることから $\beta = 26.57^\circ$ 、Cゾーンの厚さを 1m として $H = 1 / \cos \beta$ を代入すると次式のようにになる。

$$F_s = \frac{c / \gamma_s}{0.447} + \frac{\tan \phi}{0.5} \quad (\text{式} \cdot 1)$$

この式は、堤体材料土の、湿潤単位体積重量や粘着力が内部摩擦角、河川堤防法面の安全率にどのように寄与しているかを簡潔に表しているといえる。例えば、 $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、 $C = 1 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ の土は安全率が 2.40 で、(式・1) を図化した図-3 では点 A に位置する。仮にこれが飽和して γ_s のみ 2.1 t/m^3 に変化した場合の安全率は 2.22 になり、図-3 では点 B に移ることになる。さらに粘着力が消失すると安全率は 1.15、図-3 では C に、内部摩擦角が 0° になると安全率は 0、図-3 では D 点に移ることになるのである。

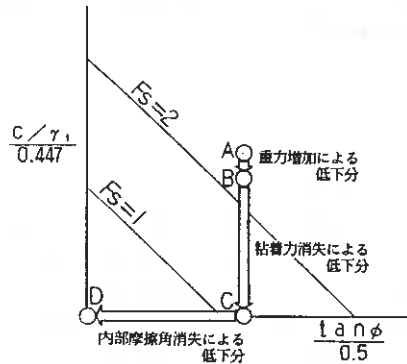


図-3 無限斜面簡易モデルの安全率



図-4 試料採取箇所

3. 堤体材料土の飽和度上昇時の強度遷移特性

3-1 飽和度上昇時の c 、 ϕ の変化

飽和度上昇時の c 、 ϕ の変化を把握するため、表-2 および図-4 に示す試料土 (No.1~9 は実際の河川堤防の堤体材料土、No.10~14 はそれ以外の土で堤体材料土として十分使用可能なもの) について、締固め度が一定 (85%、

表-2 試料土の基本物性試験一覧

試料No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
土粒子の比重 G_s	2.687	2.554	2.596	2.583	2.639	2.723	2.636	2.668	2.651	2.699	2.698	2.593	2.760	2.665	
自然含水比 W_n (%)	12.13	40.49	34.47	31.97	38.36	27.98	56.57	40.77	56.60	31.42	52.51	39.21	53.41	39.59	
粒度特性	2000 μ m 以上	0.0	0.0	9.0	0.0	0.4	0.9	0.0	0.0	0.0	18.6	0.0	0.0	12.2	7.8
	74~2000 μ m	81.0	54.5	57.1	40.2	46.5	42.1	8.3	49.7	2.8	55.6	51.1	15.8	34.1	39.2
	74 μ m 以下	19.0	45.5	33.9	59.8	53.1	57.0	96.7	50.3	97.7	25.8	48.9	84.2	53.7	53.2
	最大粒径 (mm)	2.00	2.00	9.52	2.00	4.76	4.76	2.00	2.00	2.00	9.52	2.00	2.00	9.52	19.1
均等係数 U_c	59.09	1200	18.75	37.59	83.83	1000	1450	163	10000	144	13700	81.38	50.0	109.1	
	曲率係数 U_c'	31.36	60.75	0.27	3.45	7.5	10	54.07	0.53	1.93	4.14	60.75	0.015	1.60	1.09
コンシステンシー限界	液性限界 LL (%)	N.P.	50.7	59.8	N.P.	51.0	53.0	62.2	72.9	75.0	76.2	119.3	71.6	79.7	56.5
	塑性限界 PL (%)	N.P.	31.9	38.3	N.P.	32.4	27.5	29.6	33.6	31.5	32.2	36.3	36.9	42.5	27.4
塑性指数 IP (%)	N.P.	18.8	21.5	N.P.	18.6	25.5	32.5	39.3	48.5	44.0	83.0	34.7	37.2	29.1	
日本統一土質分類	SM	SM	SM	ML	MH	CH	CH	CH	CH	SC	SC	MH	MH	CH	
強熱減量 (%)	-	4.01	-	-	4.61	4.67	6.35	6.75	5.81	6.53	6.92	10.90	11.62	4.58	
締固め特性	最適含水比 w_{opt} (%)	17.22	22.20	18.79	22.90	17.80	15.60	20.75	23.40	24.40	20.4	26.0	30.0	27.8	29.71
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.749	1.465	1.563	1.468	1.516	1.759	1.517	1.528	1.535	1.590	1.399	1.340	1.442	1.617

75%の2種類)で飽和度を数段階に変化させた供試体を作成して、一面せん断試験を実施した。試験結果の一例を図-5、6に示すが、これらの結果よりおおむね次の事項が明らかとなった。

- ① すべての試料で飽和度が增加するに従いcは増加し、ある飽和度でピークを示し、その後減少する。
- ② ほとんどの試料でcのピーク値は、締固め度75%より85%の方が大きい。
- ③ 多くの試料でcがピークを示す飽和度は締固め度75%より85%の方が高い。

④ すべての試料でφは飽和度によらず締固め度75%より85%の方が大きい。

⑤ すべての試料でcがピークを示す飽和度より飽和側では、飽和度が增加するに従いφは減少する。

3-2 簡易モデルによる検討

これらの試験結果から、最適含水比と飽和時における試料土のc、φを読み取り、図-2の無限斜面簡易モデルにあてはめて、斜面の安全率で再整理したのが図-7である。この図から以下のことが読み取れる。

① 図-2のモデルに試料土のc、φ、γ_sをあてはめた場合、安全率はほとんどcのみで決定されてしまい、cの低下が安全率低下の大部分を占める。

② 締固め度85%でも、14試料中7試料が飽和によりF_s < 1となる。さらに、75%では14試料中13試料が飽和によりF_s < 1となり、締固め度が小さい方が飽和によってF_s < 1となりやすい。

③ 締固め度85%の場合、飽和によってF_s < 1かまたはF_s > 1であるかは、c/γ_sの値による判断は困難である。しかし、

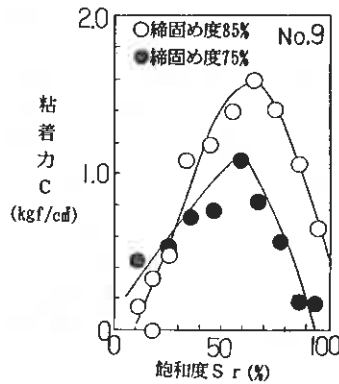


図-5 飽和度と粘着力

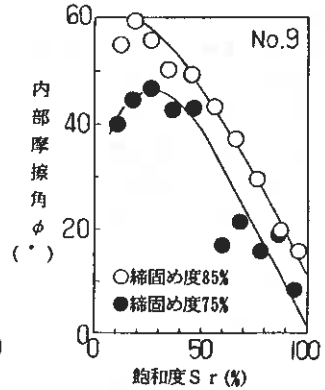


図-6 飽和度と内部摩擦角

図中の番号は試料番号

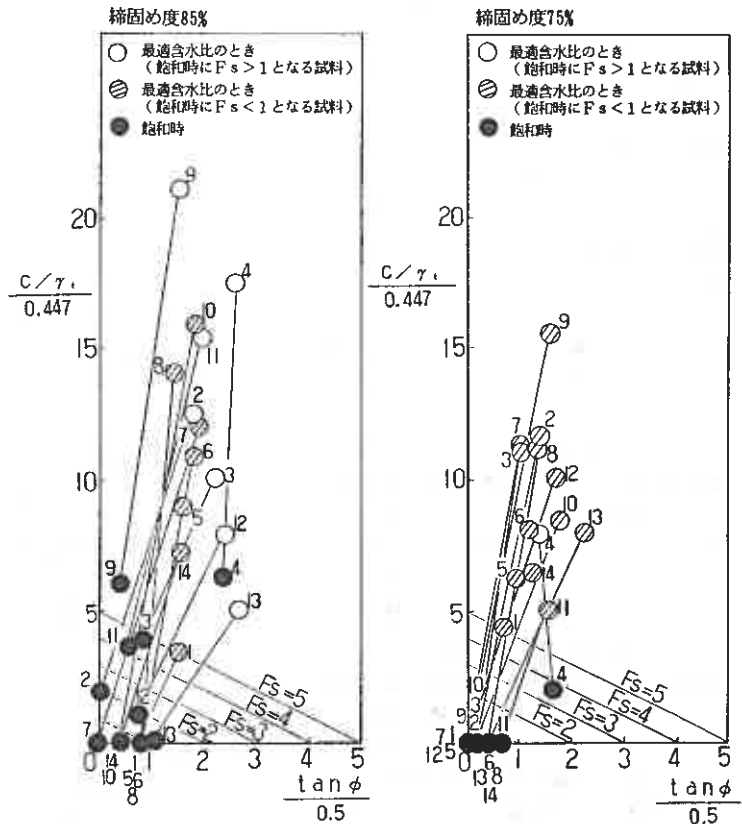


図-7 飽和による安全率の変化

$\tan \phi$ について検討すると $\tan \phi / 0.5 < 2$ である場合 $F_s < 1$ であることが多く、 $\tan \phi / 0.5 > 2$ の場合 $F_s > 1$ であることが多かった。

4. 堤体材料土の安定処理実験

前述の実験結果からも分かるように、堤防法面は85%の締固め度でも飽和によって粘着力が消失し、危険な状態になる場合があり、その対策としては飽和しても粘着力が根本的に消失しないような工法が必要になる。そこで、この対策の一つとして、セメント添加による安定処理工法を取りあげ、飽和時安定性の改善効果を実験により確認検討することとした。

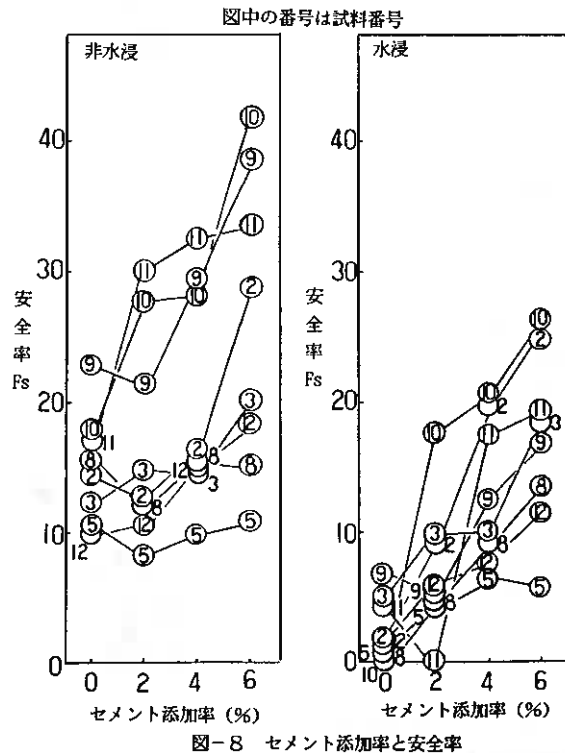
実験内容は、表-3に示す通りで、表-2中の試料の中から土質ごとに代表的なものを8種選定し、最適含水比の状態乾燥重量の2、4、6%のセメントを添加し、85%の締固め度の供試体を作成して28日養生後に一面せん断試験を実施した。なお、養生方法における非水浸とは、土質工学会基準案「締固めによる安定処理土の試験方法」に示される空气中養生に相当するものであり、水浸とは養生期間の最後の一日のみ水浸状態とし、それ以外は非水浸と同じ状態で養生したものである。

図-8は、実験の結果を非水浸、水浸の条件別に図-2のモデルに当てはめて整理したもので、参考のため、同じ試料の無添加のデータを前述の実験結果から読み取って加筆しているが、この図より以下のことが読み取れる。

- ① 安定処理土では、非水浸、水浸のどちらの養生方法でもセメント添加率が大きくなるに従い、安全率は大きくなっていく。
- ② 安定処理土でも、水浸の場合すなわち飽和した場合はかなり安全率は低下するが、 $F_s < 1$ となる例はセメント添加率2%で1例見られるだけであり、飽和時の安定性は安定処理によりかなり改善される。なお、セメント添加率2%で $F_s = 0$ となった試料No.11は、モールドの上下を解放して水浸した際、試料が膨脹して試験が不可能になったものである。
- ③ セメント添加率2%の場合は、非水浸、水浸とも一部の試料で無添加の場合より安全率が低下しているが、4%では最低のものでも無添加の場合と同程度以上となっている。特に、水浸の場合ではすべての試料で安全率が大幅に増大している。安定処理土の水浸時の拘束条件は無添加の場合と異なり、前述の通り試料の膨脹も許しているため一概にはいえないが、安定処理による飽和時安定性の改善は今回の試験条件の中ではセメント添加率4%から明確になるものと思われる。

表-3 安定処理土の飽和時安定性確認実験

項目	試験条件
試料 No.	2, 3, 5, 8, 9, 10, 11, 12
試験の種類	一面せん断試験
含水比	最適含水比
セメント添加率	2%、4%、6%
締固め度	最大乾燥密度の85%
養生日数	28日
養生方法	非水浸、水浸
垂直応力	0.5、1.0、1.5、2.0 kgf/cm ²



さらに、図-9は、最適含水比のときの安全率と飽和時の安全率の関係を、セメント添加率別に整理したものである。ここに、最適含水比のときの安全率に対する飽和時の安全率の割合を Fs' とすれば、無添加の場合、 $Fs' < 25\%$ である試料が多いのに対して、添加率が2%になると $Fs' = 25 \sim 100\%$ である試料が多くなり、さらに添加率が4、6%になるとほとんどの試料で $Fs' > 50\%$ になる。すなわち、セメント添加率が大きくなるにしたがって、 Fs' が高くなり飽和によって極端に安全率が低下するものが見られなくなる。また、 Fs' のばらつきについても、セメント添加率の増加に従い小さくなっている。なお、これらのことが明確に現われ始めるセメント添加率については、今回の試験条件の中ではやはり4%からであると思われる。

5. まとめ

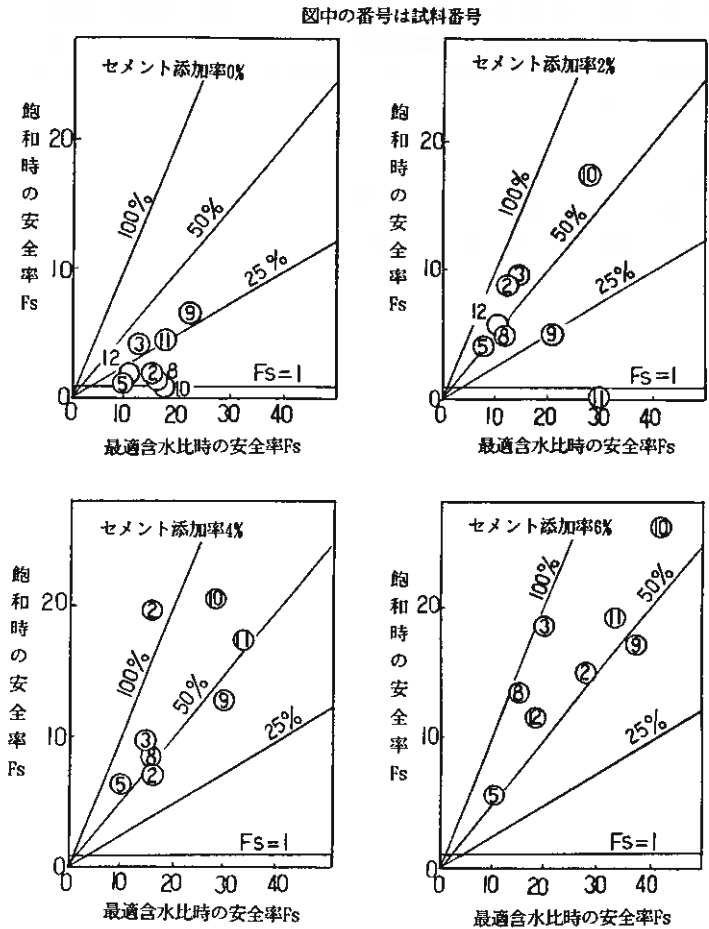
56年豪雨の際の石狩川堤防法面の被害形態から、降雨時

の堤防法面崩壊簡易モデルを設定し、実際の堤体材料土を含む各種試料土の飽和度上昇時の強度遷移特性で、堤防法面の安全性の低下を検討するとともに、その対策の一つとしてセメント添加による安定処理工法をとりあげ、飽和時安定性の改善効果について確認検討を行ない、以下に述べる知見を得た。

- ① 降雨時の堤防法面崩壊は、1 m内外の厚さで発生することが多く、こうした浅い法面崩壊では、安全率に対して粘着力の寄与する度合いが大きい。
- ② 堤防法面は、85%の締固め度でも、降雨時には飽和して粘着力が消失し危険な状態になる場合がある。さらに、締固め度75%ではほとんどの試料で $Fs < 1$ となり、締固め度が小さい方が飽和によって $Fs < 1$ となりやすい。
- ③ 締固め度85%で飽和より $Fs < 1$ となるものは、最適含水比のときの $\tan \phi$ の小さいものに多く見られる。
- ④ セメント添加による安定処理の飽和時安定性の改善効果は、4%程度のセメント添加率から明確に見られるようになる。

6. あとがき

一連の実験及び検討により、降雨時の堤防法面崩壊について問題点の把握・整理をおおむね行なうことができたと考えている。また、セメント添加による安定処理工法については、飽和時安定性の改善効果を



かなり明らかにすることができた。今後は、さらに安定処理の透水性について検討し、堤防強化対策としての安定処理工法の適用性を総合的に検討していきたいと考えている。

最後に、本調査の実施に際しては、試料採取等で多くの方々にご協力をいただいた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 瀬川、奈良、石田、小池：昭和56年8月洪水における石狩川堤防調査報告、第25回（昭和56年度）北海道開発局技術研究発表会論文集、PP.662～673

セメント系固化材による安定処理土の一軸圧縮強さの推定について

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

日鐵セメント株式会社 新崎 義幸
○西田 浩行
阿部 清

1. まえがき

広大といわれる北海道においても土木、建設事業の集中化と広域化に伴って、建設適地の不足や良質の土木材料の枯渇がいわれて久しい。セメント系固化材による安定処理工法は、軟弱地盤や環境整備対策の一つとして、経済性や施工性、その他材料手当てに対する利点などから広汎に用いられている。また、最近では通常の工事の他に、災害による復旧工事や、施工時の土質や気象等の現場条件の急激な変化に対応する緊急工事に際しても、現位置での迅速な措置が可能という点で固化材を使用するケースが増加しているようである。

一方、固化材の使用にあたっては、効果の事前評価や添加量の最適化を行うために、対象土に対して予め室内配合試験を実施し材令毎の固化強度を把握することが原則である。しかしながら、急を要する工事では時間的余裕がなく、また土性が複雑に変化するような現場では試験数が多量化するなど、問題点も多い。従って、簡易的な方法で固化材の効果を評価し得れば、施工の即応性を保てるなど利点は大きいと考えられる。

ここでは、地盤固化材 日鐵アースタイトによる配合試験のデータを統計的に解析し、簡便に把握できる土定数と固化材添加量を変数として、固化強度を推定できる式を導いた。また、その式を用いて各土質に対する固化材の硬化特性についても記述した。以下に報告する。

2. 配合試験データ

推定式を求めるために解析を行ったデータは、昭和58年から62年まで全道各地から採取した各種土質に対して実施した配合試験および土質試験の結果である。

配合試験は、原則として、自然含水状態の試料土に固化材を添加し、ホバート型ソイルミキサーを用いて3分間混合して行った。供試体は、礫質土以外は、5cmφ×10cmhの二つ割りモールド内に重量1kgのランマーにて落下高さ10cmで15回/層×3層突固めて成形した。礫質土はJIS A 1210の第1法に従って成形した。所定材令にて、これらの一軸圧縮強さを求めた。

使用した固化材の平均的物性値と化学成分を表-1に示す。ET-104は、一般軟弱土用固化材でCaO分が幾分高い。ET-310はヘドロ用、ET-201は泥炭用固化材である。共にスラグ微粉末系で粉末度が大きく、アルミナ含有量が高いのが特徴である。

表-1 使用固化材の平均的物性値と化学成分

固化材	比重	ブレン (cm ² /g)	化 学 成 分 (%)				
			SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
ET-104	3.08	3,950	19.7	4.8	62.1	2.3	7.2
ET-310	2.98	5,200	25.1	10.4	50.3	3.9	7.3
ET-201	2.94	6,080	21.7	9.9	46.7	3.5	11.4

表-2 対象土の分類と適用固化材

分類	日本統一 分類記号	含水比の範囲 (%)	適用固化材
粘性土	M,C	30~130	ET-104
砂質土	S,SF	10~50	ET-104
礫質土	GF	10~50	ET-104
火山灰土	SV,GV,V	10~70	ET-104
ヘドロ	(底質土)	60~800	ET-104,ET-310
泥炭	Pt	200~1200	ET-201

解析にあたり試験データは、土質による硬化性の相違を考慮して、便宜的な分類を行い層別した。分類は強度推定が容易に行えるように、目視での判断が可能なものとした。表-2に含水比の範囲、適用した固化材の種類とともにそれらを掲げる。

3. 解析方法

安定処理土の強度の代表値として一般に用いられるのは、表層処理の場合、一軸圧縮試験による7日強さである。7日以降の強度の伸長はそれ以前と比べて小さいし、室内試験の結果を利用するにしても日数的に妥当である。そこで推定を行うに際してもデータが豊富で実用性の高い7日強さを第一に考えた。

推定式は、実務上最も頻繁に使用される手法である重回帰分析を行うことで求めた。試料土からの情報は簡便で速やかに把握できなければならず、用いた土定数は、固化処理時の含水比と締固めた時の単位体積重量の二つである。それらに固化材添加量を加えて強度推定の説明変数とした。重回帰分析は、市販のパソコン用プログラム中の変数増減法(F値)を用い、従属変数に対する寄与率をできるだけ大きくするよう有意な変数を順次選択していく方式をとった。各変数の対数変換あるいは無変換の組合せについて解析を行い、近似精度が最も高くなったものを7日強さを推定するモデルとして採用した。

次に、材令と強度との関係式を検討した。経験的な判断から、各材令時の強さと7日強さの比は、材令の関数として表現できると仮定し、対数変換および無変換の変数について回帰分析を行った。

4. 結果と考察

4.1 一般軟弱土

1) 7日強さの推定

表-3に固化材としてET-104を用いたときの、粘性土、砂質土、礫質土および火山灰土の決定した7日強さの推定式(回帰式)を示す。

表-3 一般軟弱土の7日強さの推定

土質	回帰式	データ数	自由度調整済み重相関係数
粘性土	$\ln \sigma_7 = -1.462^* + 1.722^{**} \ln A - 1.194^{**} \ln W$	42	0.8975
砂質土	$\ln \sigma_7 = -3.525^{**} + 1.444^{**} \ln A - 0.193 \ln W$	43	0.8770
礫質土	$\ln \sigma_7 = -2.348 + 1.437^{**} \ln A - 0.483^{**} \ln W$	38	0.8206
火山灰土	$\ln \sigma_7 = 0.898 + 0.896^{**} \ln A - 0.865^{**} \ln W + 1.021^{**} \ln U$	40	0.8854

表中の記号は、 σ_7 : 材令7日の一軸圧縮強さ(kgf/cm²)、A : 固化材添加量(kg/m³)、W : 固化処理時の含水比(%), U : 締固めた時の単位体積重量(g/cm³)である。また、**は、回帰係数のt検定の結果で信頼度99%、*は、95%の有意性を示す。

推定式は、対数式による表現が最も精度が高かった。7日強さは、当然であるが各土質とも固化材添加量と増加関係、含水比とは減少関係にある。また、火山灰土は、単位体積重量が変数として取り込まれている。他の土質の場合は、締固めた時に飽和度が上昇し、単位体積重量は、含水比との間に多重共線性を生ずるため棄却される。しかし、火山灰土では、空隙率が大きく含水比との相関が低いため、密実さを示す因子として取り込まれたものと解釈することができる。

図-1に、式から計算した圧縮強さと固化材添加量の関係を示す。各土質の硬化性の特徴が認められる。

粘性土では、固化材量の少ないところでは強度は小さく、また、固化材量が増えるに従って含水比の影響が顕著になる。粘性土は、土粒子が微細で含水量も多いため、固化処理土は、土粒子を拘束し空隙部分を緻密化するような固化材水和物を形成して強度を発現する。応力を負担するような水和物の量は、固化材添加

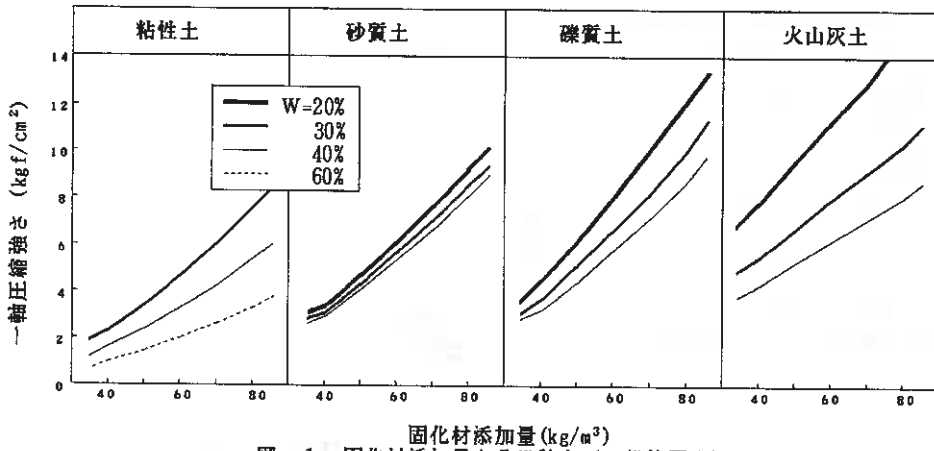


図-1 固化材添加量と7日強さ(一般軟弱土)

量や含水比に依存するのであろう。

一方、砂質土では、含水比による相違がさほど大きくない。砂質土は比較的粗な粒子の内部摩擦力によって構造力が保たれているから、固化材の作用は粒子の接着固定が主となり、含水量の影響はある程度小さくなると考えられる。

礫質土では、傾向的には粘性土と砂質土の間であるが、強度は後者よりも大きい。また、火山灰土では強度の発現性が大きく、固化材の効果が際立っている。これは、固化材との反応性の高いアロフェンやハロサイト系などの鉱物を含んでいるための土質的特徴と考えられる。

2) 材令と強度との関係

表-4 一般軟弱土の材令による強度の推定

土質	回帰式	データ数	自由度調整済み重相関係数
粘性土	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -0.245^{**} + 0.134^{**} \ln X$	91	0.8851
砂質土	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -0.360^{**} + 0.171^{**} \ln X$	105	0.8577
礫質土	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -0.342^{**} + 0.171^{**} \ln X$	79	0.8109
火山灰土	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -0.563^{**} + 0.284^{**} \ln X$	84	0.9032

表-4に圧縮強さと材令の回帰式を示した。表中Xは材令(日)を、 σ_x は材令X日の一軸圧縮強さ(kgf/cm²)を表す。また、図-2は、これらの式を用いて、7日強さを同一にした時の各土質の材令による強さの変化を示したものである。砂質土と礫質土が近似しており、また、火山灰土の材令への依存度が大きいのが認められる。

含水比、固化材添加量、単位体積重量および材令を変数として、表-3、4の回帰式から計算した強度とそのときの実際の試験値との関係の一例を図-3に示す。圧縮強さが大きくなるほど試験値からのズレは大きくなるが、10 kgf/cm²以下の一般性の高い範囲では、推定は良好で実用性は高いと考えられる。

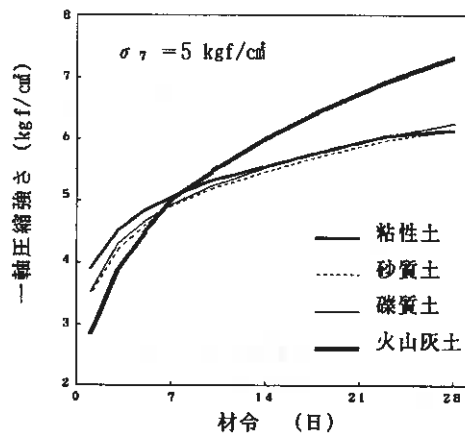


図-2 材令と強さの関係(一般軟弱土)

表-5 試験値と計算値の相関係数

土質	単相関係数
粘性土	0.8633
砂質土	0.8467
礫質土	0.7978
火山灰土	0.8826

表-5は、各土質の計算値と試験値の単相関係数である。礫質土の相関係数が幾分低いのは、細粒分の粒度や構成比率などの範囲が大きいことによると考えられる。

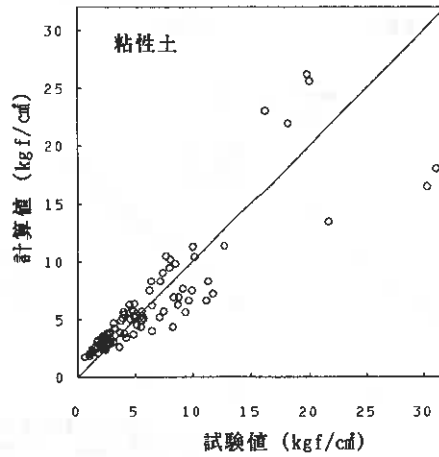


図-3 計算値と試験値の関係の一例

4.2 ヘドロ

表-6は、固化材としてET-104、ET-310を用いた場合のヘドロについての解析結果である。ヘドロとしての分類には、港湾、河床、池沼など成因や性状にかかわらず、各種の底質土を含めた。以前、筆者らは、ヘドロの安定処理強度は、その種類にかかわらず主に含水量と固化材添加量によって定まることを述べたり。本結果でも重相関係数は、一般軟弱土の場合よりも幾分高い傾向にあった。

表-6 ヘドロの強度の推定

固化材	種別	回帰式	データ数	自由度調整済み重相関係数
ET-104	7日強さ	$\ln \sigma_7 = -2.038^* + 1.505^{**} \ln A - 0.886^{**} \ln W$	32	0.9211
	材令との関係	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -0.722^{**} + 0.339^{**} \ln X$	90	0.8870
ET-310	7日強さ	$\ln \sigma_7 = -2.344^{**} + 2.132^{**} \ln A - 1.357^{**} \ln W$	36	0.9181
	材令との関係	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -1.162^{**} + 0.560^{**} \ln X$	102	0.8923

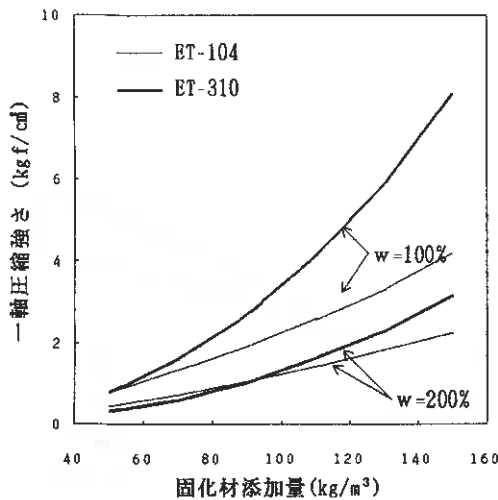


図-4 固化材添加量と7日強さ(ヘドロ)

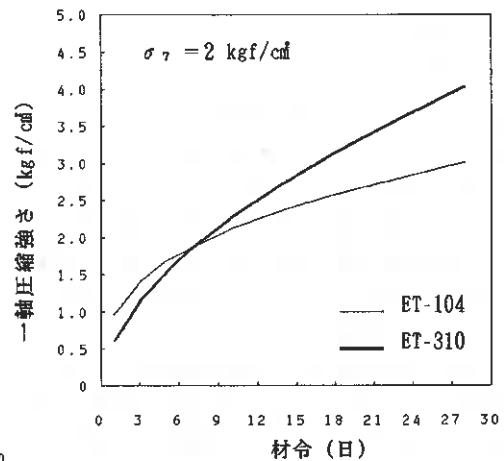


図-5 材令と強さの関係(ヘドロ)

図-4に含水比100%, 200%の場合の7日強さと添加量の関係を示した。ヘドロ用固化材ET-310は、ET-104と比べて固化作用が大きいのが明瞭である。ET-310は、成分中の Al_2O_3 や $CaSO_4$ などの反応により、水和過程中に多量のエトリンガイトを生成させるため、土中水の取込み、土粒子間のネットワーク構造の形成に好適である。図-5に材令による強さの伸びを示した。ET-310では、強度が若材令では小さいが経時的に大きく増進していくのが見られ、スラグ系固化材の特徴を示している。

全データの試験値と計算値の単相関係数は、ET-104で0.8816、ET-310で0.8874であった。

4.3 泥炭

表-7にET-201を用いた場合の泥炭の推定式を示した。7日強さには、単位体積重量が変数として取り込まれている。あえて考えれば、泥炭では間隙率が高く、また腐植部分の比重が小さいため、含水比と単位体積重量との相関性は低い。取り込まれた単位体積重量は、腐植の分解度や有機物以外の土粒子の含有率を示すものとも考えることもできる。

表-7 泥炭の強度の推定

種別	回帰式	データ数	自由度調整済み相関係数
7日強さ	$\ln \sigma_7 = -8.229^{**} + 3.883^{**} \ln A - 2.041^{**} \ln W + 9.078 \ln U$	29	0.7821
材令との関係	$\ln(\sigma_x / \sigma_7) = -1.498^{**} + 0.695^{**} \ln X$	88	0.7654

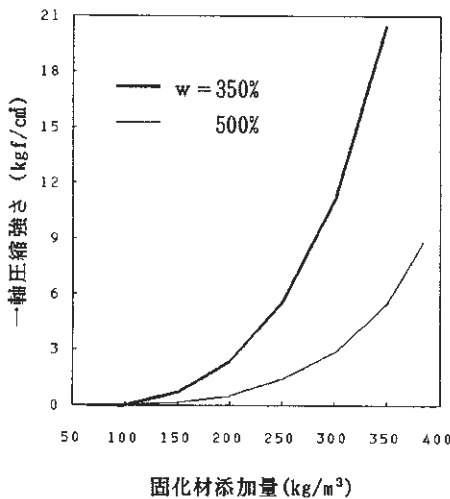


図-6 固化材添加量と7日強さ(泥炭)

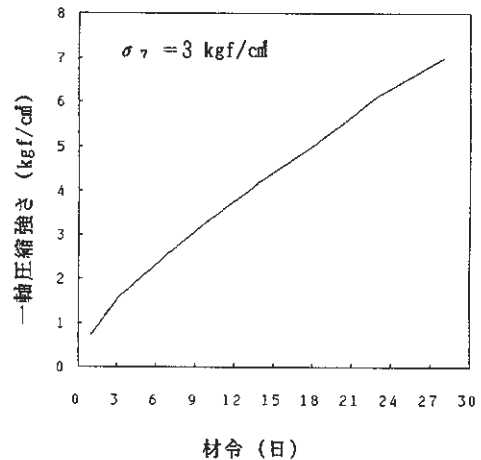


図-7 材令と強さの関係(泥炭)

図-6に7日強さと添加量の関係の例を示した。固化材量が一定以上になると強度のカーブが急激に立ち上がってくるのが認められる。泥炭自体の構造力は極度に小さいため、固化処理土の強度は専ら固化材水和物のマトリックスによって負担される。水和物が一定量以上にならなければ有効応力として作用しないためこのような特徴を示すのだろう。ET-201は、ET-310と同じくエトリンガイトの生成を主作用としており、含水比の高い泥炭などに効果大きい。図-7は、強さと材令の関係である。スラグ系固化材であるため、材令への依存度が大きい。

計算値と試験値の単相関係数は、0.7523であった。泥炭では、有機物質の硬化性の影響など式の中の

説明変数では評価しきれない要素もあるため、推定精度は幾分低いものとなった。

5. まとめ

以上、アースタイトの固化試験データに、固化材添加量、含水比、単位体積重量および材令日数を説明変数として重相関分析を行い、強度の推定を試みた。結果は、概ね良好な精度で回帰式が得られた。また、それらの式を用いて各土質の固化特性についても考察した。

重要度の高い構造物や不安定要因の多い土質などを施工する場合には、従来通り、室内配合試験の結果に基づいて、入念な強度管理を行う必要がある。しかしながら、緊急性の大きい工事や簡易的な工事においては、適切な安全率を考慮すれば、これらの式の適用は、固化材の過剰添加や試験のためのタイムロスを改善することができ、工事の経済性や即応性を確保する上で有用であると考えられる。

今後は、データ数を増し、含水比や粒度による層別などを行い推定精度を上げるとともに、バラツキの範囲を見定め固化材の割り増し度の定量化をはかるなど、更に実用度を高めるよう検討を行いたい。

—以上—

文献

1) 新崎義幸, 田村哲夫, セメント系固化材による有機質ヘドロの固化処理について, 土質学会北海道支部技術報告集, 第27号, 1987

北海道開発局土木試験所

同 上

同 上

北海道開発局室蘭開発建設部

○山崎 達哉

能登 繁幸

加治屋安彦

安保 良一

1. まえがき

一般国道 37 号室蘭市の白鳥大橋工事では、主塔基礎の築島中詰材に石炭灰-火山灰-セメント-海水の混合スラリー（以下石炭灰スラリーという）を用いることとしている。この材料は、石炭灰とセメントの反応により中詰材として適度な発現強度が得られるとともに、水中打設が可能で、段階施工により自立して矢板の土圧負担を軽減して築島工事を行うことが出来るものである。材料中の石炭灰には、北海道電力苫東厚真発電所で発生する外国炭新生灰を主として用いる予定であるが、外国炭は国際市場価格の状況により輸入調達先が短期間で変動するため、灰の性状が一定せず、石炭灰スラリーとしても発現強度などの材料特性が変動するものと思われる。そこで、工事の実施に先立ち所要の配合試験を行い、石炭灰スラリーの材料特性の推定方法について検討を行うこととした。

本報は、同配合試験の概要と試験結果、検討結果について報告するものである。

2. 試験の概要

2-1 試験に用いた石炭灰の基本性状

試験に用いた石炭灰は、苫東厚真発電所の 2 号機（外国炭を使用）から排出されたもので、いずれも施工時に使用される可能性が高いものばかりである。これらは、排出後散水加湿され、2~3 日経過した状態で採取している。また、石炭灰スラリーの強度特性について、灰中の Ca 化合物が多いものの方が初期強度が大きく Mg 化合物の少ないものの方が材令に伴う強度増加が大きいとする後藤らの報告を参考にし、CaO と MgO の成分量に着目して今年度使用予定の多くの炭種の中から代表的なものを選定したものである。

表-1 に石炭灰の基本性状を示すが、これを見ると、炭種により灰の基本性状が異なることがよく分かる。なお、石炭灰の種類を示す記号は産炭地を略号化したものである。

まず、含水比について見ると、かなりばらつきが見られるが、これは採取場所や排出時の散水状況の違いによるものと思われる。

比重についてはかなり差があり、DR が 2.425 と非常に大きく、MO, UL が 2.290, 2.208 とこれに次ぎ、LI, UL/BA が 2.156, 2.146 と小さい。

また、粒度については、図-1 にも示すように DR を除くと似た傾向を示している。DR については、他に比べてかなり粗いが、スラリーにしたときには細粒化しており、これは散水加湿により団粒化が生じたのではないかと推察される。

PH については、11 程度のアルカリ性灰と 4~5 程度の酸性灰に両極化している。

強熱減量については、MO が大きく DR, UL がこれ

表-1 石炭灰の基本性状

石炭灰の種類	MO	LI	UL/BA	UL	DR	
含水比 %	23.33	16.89	34.00	22.15	16.98	
比重	2.290	2.156	2.146	2.208	2.425	
粒度	2000-	-	-	-	46	
	74-2000	4	3	3	22	
	5-74	84	90	89	32	
	-5	12	7	8	11	
	最大粒径	2.0	0.3	2.0	0.4	50.8
	均等係数	5.2	3.3	4.4	6.2	110.6
曲率係数	1.2	1.8	2.3	2.7	-	
pH	10.8	5.0	4.4	4.5	11.0	
強熱減量 %	5.88	2.61	2.50	3.44	3.63	
CaO %	3.26	0.53	0.53	0.48	5.43	
MgO %	1.49	0.31	0.31	0.29	1.12	
SiO2 %	52.11	66.59	75.68	72.66	50.63	
Al2O3 %	23.90	23.65	16.76	19.19	24.76	
Fe2O3 %	7.97	1.52	1.42	1.05	9.97	
Na2O %	1.03	0.24	0.16	0.34	0.72	
K2O %	1.53	2.46	0.35	0.32	0.71	
SO3 %	0.20	0.14	0.08	0.04	0.49	
total %	97.37	98.05	97.79	97.81	97.46	

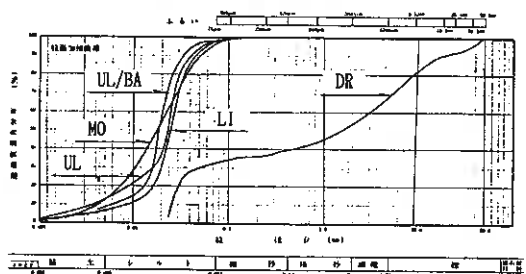


図-1 石炭灰の粒度

に次ぎ、LI, UL/BAが小さい。

CaO については、DRが大きくHOがこれに次ぎ、LI, UL/BA, ULは同程度で小さい。一方、MgO についてはHOが大きくDRがこれに次ぎ、LI, UL/BA, ULは同様に小さい。

2-2 石炭灰スラリーの材料特性試験

①石炭灰スラリーの作成

石炭灰スラリーに用いる火山灰は、室蘭市近郊のもので表-2及び図-2に示す材料特性のものである。なお、表-3に各材料の仕様で配合の定義を示す。また、石炭灰スラリーの作成は、4種の材料(石炭灰、火山灰、セメント、海水)をろしホバート型ミキサー(図-3)に投入して、室温(20℃程度)で約5分間攪拌することにより行った。

表-2 試料火山灰の材料特性

含水比	Wn %	26.62
比重	Gs	2.374
粒度特性	レキ分 (2000 μ m以上) %	2
	砂分 (74-2000 μ m) %	92
	シルト分 (5-74 μ m) %	6
	粘土分 (5 μ m以下) %	-
	最大粒径 mm	9.5
	均等係数	3.2
	曲率係数	0.9

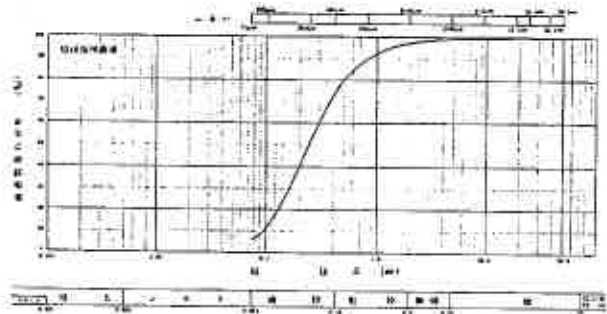


図-2 試料火山灰の粒度

表-3 石炭灰スラリーの配合の定義

材料	仕様	配合の定義
石炭灰	AO, LI, UL/BA, HO, DR	A
火山灰	室蘭市近郊	B
セメント	普通セメント	C
海水	室蘭港内	D

配合の定義式:
 $A : B = 7 : 3$ (粒数重量)
 $(A+B) \times 30\%$ (乾重量) / 100
 $(A+B+C) \times 配合水比 (X) / 100$ (乾重量)
 $= (A+B) \times 配合水比 (X) / 100$ (乾重量)
 $= (A+B) \times 配合水比 (X) / 100$ (乾重量)

②石炭灰スラリーの材料特性試験

石炭灰スラリーの材料特性試験については、スラリー時と固化後にそれぞれ以下のとおり行った。

スラリー時：スランプ試験(高さ150mmの1/2型コーンによる)

密度試験(マッドバランスによる)

固化後：密度試験(供試体計測による)

一軸圧縮試験(7日、28日養生)

③供試体の作成及び養生の方法

一軸圧縮試験用供試体の寸法は、直径50mm高さ120mmとしたが、固化後試験時には端部をナイフ等で整形している。

また、養生については上記の海水を用いて行なった。

なお、供試体の作成及び養生は原則として(社)土質工学会「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)」に準じて行った。

2-3 配合条件

配合条件を表-4に示す。これらは、スランプや飛躍強度などにおいて施工時の設計条件を勘案して設定したものである。

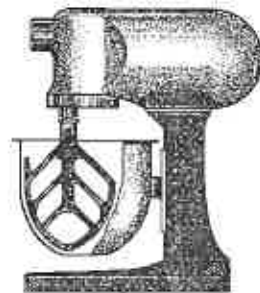


図-3 ホバート型ミキサー

表-4 配合条件

材料	配合率 %	配合水比 %					
		35	40	45	50	55	
石炭灰	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	
HO	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	
LI	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	
UL/BA	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	
UL	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	
DR	3	○	○	○	○	○	
	4	○	○	○	○	○	
	5	○	○	○	○	○	
	6	○	○	○	○	○	
	7	○	○	○	○	○	
	8	○	○	○	○	○	

3. 試験の結果

3-1 スランプ試験の結果

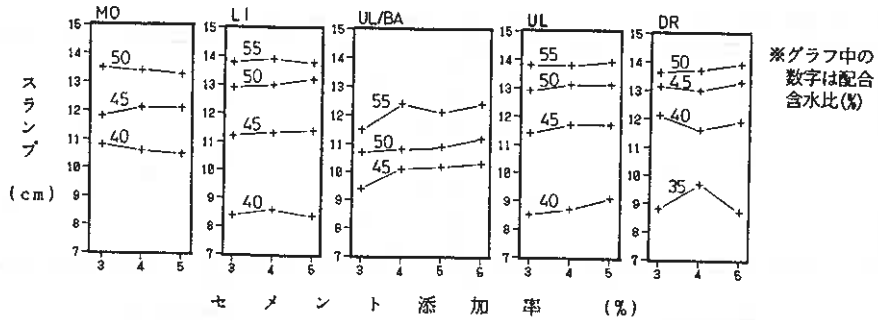


図-4 セメント添加率とスランプの関係

図-4は、セメント添加率とスランプの関係を炭種ごとに示したものである。これを見ると、スランプはセメント添加率にほとんど依存しないようである。

そこで、全炭種について、セメント添加率を区別せずに配合含水比とスランプの関係を整理することとした(図-5)。同図より、スランプはどの炭種でも配合含水比が大きくなるに従って大きくなる。ただし、同じ配合含水比でも炭種によりその値は大きく異なる。

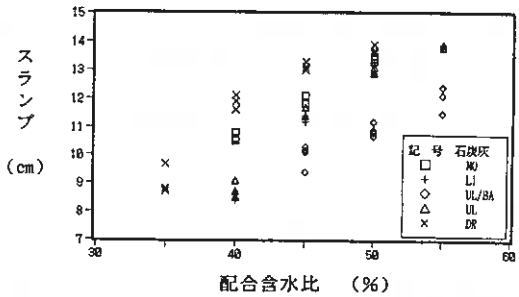


図-5 配合含水比とスランプの関係

3-2 スラリー時の密度試験の結果

スラリー時密度についても同様に、炭種ごとにセメント添加率との関係で整理した。

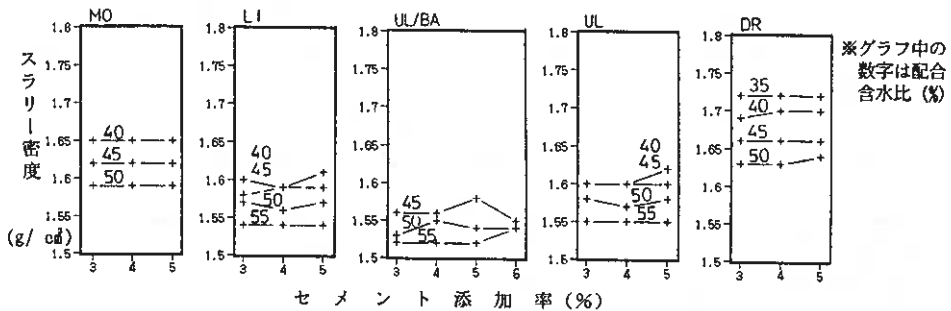


図-6 セメント添加率とスラリー密度の関係

図-6がその結果であるが、スランプと同様これもセメント添加率にはほとんど依存しないと言える。

そこで、全炭種について、セメント添加率を区別せずに配合含水比とスラリー時密度の関係を整理することとした(図-7)。

同図より、スラリー時密度は、どの炭種も配合含水比が大きくなるに従って、小さくなる。ただし、スランプと同様、同じ配合含水比でも炭種によりその値は大きく異なる。

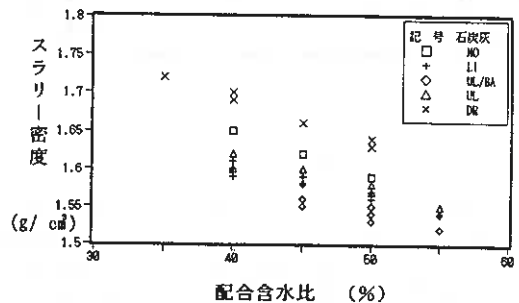


図-7 配合含水比とスラリー密度の関係

3-3 固化供試体の密度試験の結果

図-8, 9は、7日養生, 28日養生の固化供試体の密度（以下7日密度, 28日密度という。）について同様に整理した結果である。これについてもスラリー時密度と同様のことが言える。

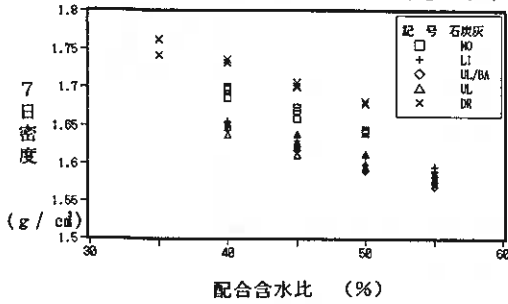


図-8 配合含水比と7日密度の関係

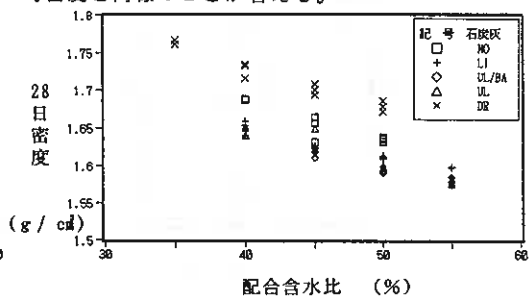


図-9 配合含水比と28日密度の関係

なお、7日密度, 28日密度については、スラリー時密度との比較における検討も行なった（図-10, 11）。その結果、7日密度, 28日密度は、平均的にスラリー時密度の1.03倍程度まで増大していることが明らかになった。

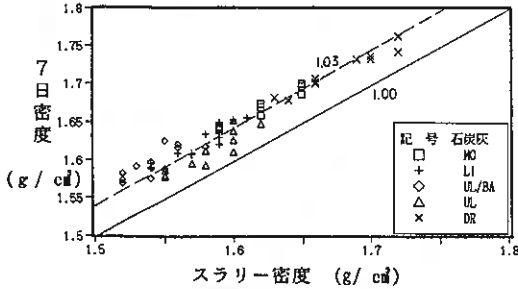


図-10 スラリー密度と7日密度の関係

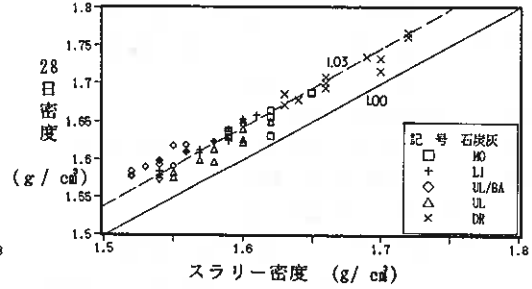


図-11 スラリー密度と28日密度の関係

3-4 一軸圧縮試験の結果

図-12は、炭種ごとにセメント添加率と28日強度の関係を整理したものである。この図を見ると、全炭種で28日強度はセメント添加率の増加に伴って比例的に（あるいは指数関数的に）伸びていることが分かる。

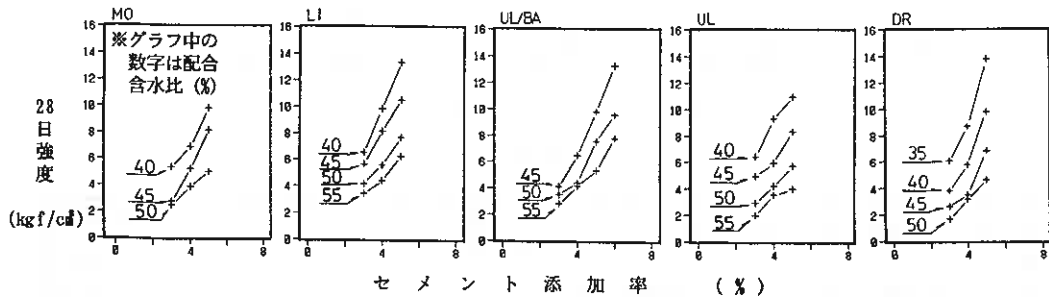


図-12 セメント添加率と28日強度の関係

また、図-13は、セメント添加率ごとに炭種を区分して配合含水比と28日強度の関係を整理したものであるが、これを見ると同じセメント添加率, 配合含水比でも、28日強度は炭種により異なることが分かる。さらに、図-14は、全配合条件について28日強度と7日強度の関係を整理したものであるが、これより、7日強度の28日強度に対する比は、おおむね一定の値をとるように見受けられ、回帰分析によれば両者の関係はおおむね図中の式で表わされる。

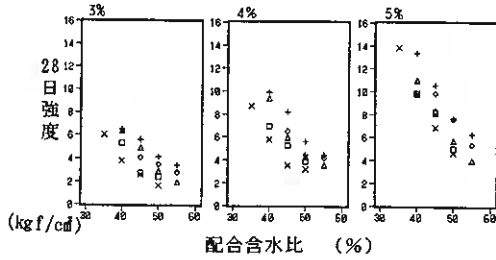


図-13 セメント添加率ごとの配合含水比と28日強度の関係

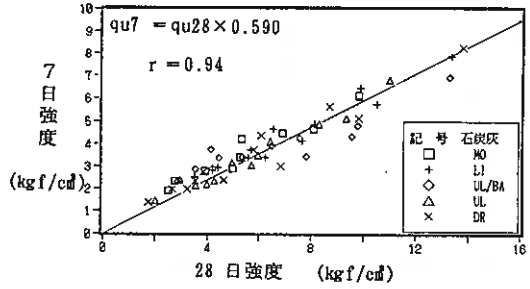


図-14 28日強度と7日強度の関係

4. 結果の検討

4-1 スランブの推定

スランブは、前述のとおり炭種ごとに異なり、配合含水比のみで整理することは出来ない。しかしながら、スラリーの流動性は単位体積中に含まれる水の量に依存することは容易に想像出来る。この水の量は、スラリーの間隙率で置換えても同じことなので、材料中の固体分の平均比重と配合含水比からスラリーの間隙率を算出してスランブを整理してみることとする。

図-15が整理後の結果である。この図を見ると、各炭種のスランブのばらつきは、配合含水比で整理した場合(図-5)に比べて小さくなっており、その点においてスラリー間隙率による整理法は合理的であると言える。しかし、それでもまだ炭種ごとのばらつきは残る。すなわち、同じスラリー間隙率でもDRやMOはスランブが大きくUL/BAなどは小さい。これは、灰の基本性状の違いから考えると、石炭灰の比重の違いからくる材料中の固体分の平均比重の差が一因ではないかと思われる。

そこで、この材料中の固体分の平均比重とスラリー間隙率を独立変数として以下の形の式を仮定し、スランブに対して重回帰分析を行ってみることとした。

$$SL = A n + B G_s + C$$

ここに、SL : スランブ

n : スラリー間隙率 (%)

G_s : 材料中の固体分の平均比重

分析の結果、各係数についてはA = 0.549、B = 7.73、C = -34.5 という値が得られ相関係数はr = 0.92 となった。

さらに、この回帰式をもとに各スラリーのスランブについて計算値と実測値の比較を行ったのが図-16である。この図を見ると、計算値と実測値はよく対応しており、実測値は計算値に対して、おおむね±1 cmの範囲内に入ることが分かる。

4-2 スラリー時密度、固化供試体密度の推定

スラリー時密度については、石炭灰の比重が炭種ごとに異なることから、スラリー全体としても密度が異なるのは当然のことである。そこで、比重の異なる4種の材料が、化学的な反応を生ずることなく単純に混じり合ったものとして密度を計算し(以下この値を単純計算密度という)、これを基準として結果を整理することとする。

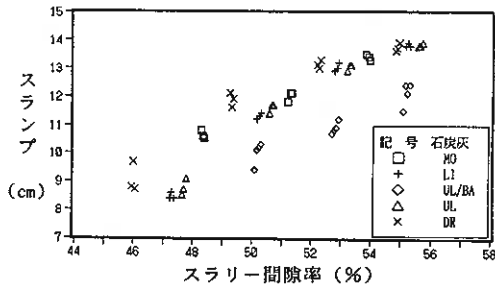


図-15 スラリー間隙率とスランブの関係

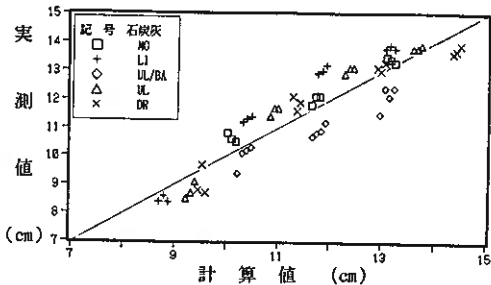


図-16 スランブにおける計算値と実測値の関係

なお、セメントについては比重を3.16、海水については1.0とした。

図-17は、単純計算密度と実測のスラリー時密度の関係を整理したものである。

この図を見ると、スラリー時密度は単純計算密度と非常によく対応しており、その値はおおむね単純計算密度の96~100%の間に入り平均的には98%程度であると言える。

固化供試体の密度についても同様に、単純計算密度を基準に整理を行った。

図-18~19がその結果である。前述の

とおり、固化供試体の密度はスラリー時に比べて若干増加するので、その値はおおむね単純計算密度の98~102%、平均的にはほぼ単純計算密度に等しいものとなる。

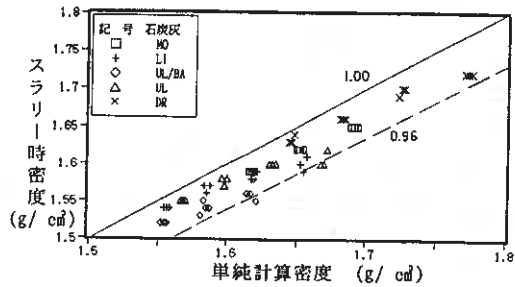


図-17 単純計算密度とスラリー密度の関係

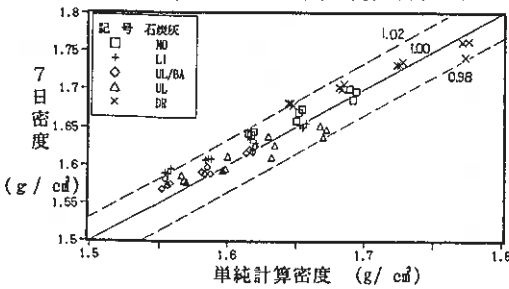


図-18 単純計算密度と7日密度の関係

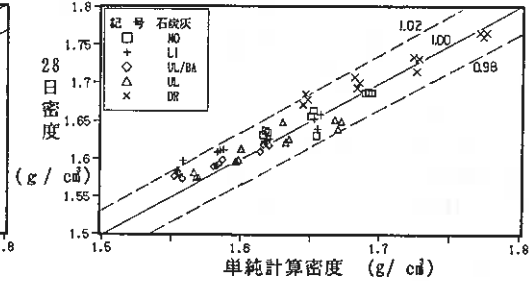


図-19 単純計算密度と28日密度の関係

4-3 石炭灰スラリーの発現強度の推定

スラリーの発現強度について考えると、材料中の水は固化後の供試体において空隙をつくり、強度を低下させるものにはかならない。また、言いかえると、固化後の強度は供試体の固体部分が発揮するものであると言える。

前述のとおり、石炭灰スラリーの発現強度はセメント添加率ごとに見ても配合含水比のみで整理することは出来ない。これはスランプの場合と同様、各石炭灰の比重が異なるため配合含水比が実質的な水の量を表わし得なかったためと思われる。そこで、より直接的に発現強度を整理するため、石炭灰スラリーの固体部分の占める体積割合を算出して、これと発現強度の関係について検討してみることにする。なお、この固体部分の占める体積割合は、100-空隙率に相当することから、ここでは便宜的に非空隙率と定義して用いることにする。

図-20が、セメント添加率ごとにこれらの関係を整理した結果である。この図を見ると、28日強度は配合含水比で整理した場合(図-13)に比べて炭種ごとのばらつきが小さくなっており、両者の関係はひとつの曲線で表わすことが出来るように思われる。

こうしたことから、非空隙率とセメント添加率を独立変数として以下の式を仮定し、28日強度に対して重回帰分析を行ってみることにした。

$$q_{u28} = A \times c^B (n' / 100)^C$$

ここに、 q_{u28} : 28日強度

c : セメント添加率(%)

n' : 石炭灰スラリー非空隙率 (n : 石炭灰スラリー空隙率) (%)

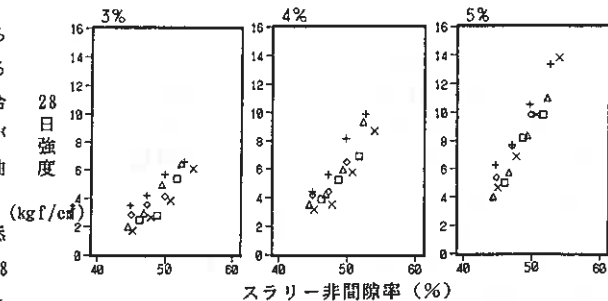


図-20 セメント添加率ごとのスラリー非空隙率と28日強度の関係

分析の結果、各係数・指数については、 $A = 33.6$ 、 $B = 1.52$ 、 $C = 5.39$ という値が得られ、相関係数は $r = 0.94$ となった。

図-21は、回帰式による計算値と実測値を炭種ごとに区分して比較したものであるが、この図を見ると、計算値と実測値はおおむねよく対応しており、炭種によらず一定の傾向を有していることが分かる。

さらに、7日強度と28日強度の関係から、7日強度を28日強度の0.590倍として計算し、実測値と比較したのが図-22である。多少ばらつきは大きくなるが、この図でも、おおむね計算値は実測値とよく対応している。

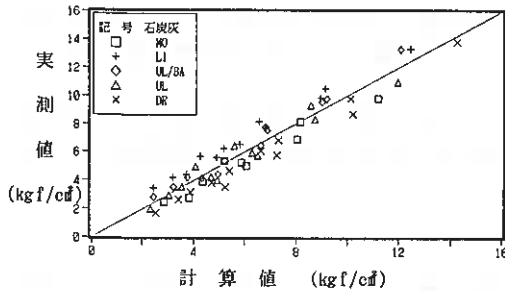


図-21 28日強度における計算値と実測値の関係

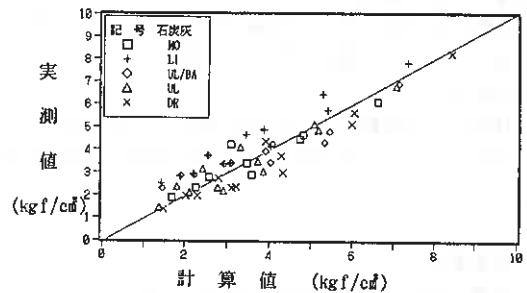


図-22 7日強度における計算値と実測値の関係

5. まとめ

白鳥大橋主塔基礎の築島中詰材に用いる石炭灰スラリーについて、灰の性状が変動した場合の材料特性推定方法を検討する目的で室内配合試験を行い、以下に述べる知見を得た。

①石炭灰スラリーの流動性

石炭灰スラリーのスランブSLは、今回の試験の範囲内では、スラリー間隙率 n 及び比重 G_s との相関がよく、これらの関係は炭種によらず以下の実験式で整理することができる。また、この式を用いて算出した計算値に対して、実測値はおおむね ± 1 cm の範囲内に入る。

$$SL = 0.549 n + 7.73 G_s - 34.5$$

②石炭灰スラリーの密度

石炭灰スラリーのスラリー時の密度は、今回の試験の範囲内では、炭種によらず単純計算密度の96~100%の間に入り、平均的には98%程度となる。固化後の密度については、スラリー時より若干増加し、単純計算密度の98~102%の間に入り、平均的にはほぼ等しいものとなる。

③石炭灰スラリーの発現強度

石炭灰スラリーの7日強度は、今回の試験の範囲内では、炭種、セメント添加率、配合含水比によらずおおむね28日強度の0.590倍程度となる。また、石炭灰スラリーの28日強度 qu_{28} は、今回の試験の範囲内では、セメント添加率 c 及びスラリー非間隙率 n' との相関がよく、これらの関係は炭種によらず以下の実験式で整理することができる。

$$qu_{28} = 33.6 (c)^{1.52} (n' / 100)^{5.39}$$

なお、上記の式は、白鳥大橋築島中詰材で実際に用いる材料を想定したものであるため、これと異なる材料の石炭灰スラリーに準用する場合には注意を要する。

6. あとがき

今回の配合試験により、石炭灰スラリーの材料特性についてはかなり明らかにすることができたと考えているが、さらに以下に示す検討を加え、得られた知見を体系的に整理して、施工段階でも容易に利用できる配合設計手法の確立に向けて努力していきたいと考えている。

①他の灰への適用性

今回、配合試験に使用した石炭灰5種は、北海道電力苫東厚真発電所2号機で使用される外国炭のうち

の代表的なものであるが、国内炭との混合使用も含め、今後性状が大きく異なる灰も使用されるようになることが考えられるので、必要に応じてこうした灰のスラリー材料特性についても確認し、今回の配合試験で得られた実験式の精度について十分検証を行う必要がある。

②同一炭種の灰におけるばらつき

石炭灰スラリーは、同一炭種の灰であっても、材料特性にかなりのばらつきが生ずるものと思われるので、こうしたばらつきについても十分検討把握しておく必要がある。

③海中打設の影響

実際に石炭灰スラリーを海中に打設した場合に生ずる発現強度は、室内配合試験で得られるものとは異なり、そのばらつきも大きくなるものと思われるので、こうした影響についても十分検討把握しておく必要がある。

最後に、本試験を実施するにあたり、北海道開発コンサルタント（株）中村真一氏には多大なご協力を頂いた。また、北海道電力（株）には試料の提供等でご協力頂いた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

1) 後藤、堀内、尾上：石炭灰の土木材料としての利用に関する研究（その2）－石膏およびセメントを添加した石炭灰の強度特性－第17回土質工学研究発表会、1982

札幌土木技術専門学校 ○大工 信也
専修大学道短期大学 常松 哲
札幌市下水道資源公社 川上 哲司・青柳 弘

I はじめに

札幌市では下水道整備の進展に伴って、下水汚泥の発生が年々増加の一途をたどっている。この下水汚泥の処理処分の方法としては脱水汚泥の埋立て、脱水汚泥のコンポスト化による肥料としての利用、脱水汚泥の焼却処理による焼却灰の埋立覆土材・煉瓦等の窯業製品への利用等があげられる。さらに最近では、廃棄物としての下水汚泥の処理処分から、資源としての下水汚泥の有効利用を模索して、土工材料としての適性に関する試験施工も実施されている。^{1)・2)}

本報告は、土工材料や土質改良材としての下水汚泥焼却灰の利用方法を確立するための研究の一環として、その物理的・力学的性質について検討したものである。

II 方 法

1. 試 料 (下水汚泥焼却灰)

下水汚泥焼却灰には、その脱水処理方式から

- a) 下水汚泥の脱水時に、凝集剤として塩化第二鉄(FeCl_2)、助剤として消石灰(Ca(OH)_2)を加えて脱水した薬注処理汚泥から生成される焼却灰
- b) 熱処理によって脱水した無薬注処理汚泥から生成される焼却灰がある。

本研究で使用した下水汚泥焼却灰は、手稲下水汚泥焼却センターにおいて生成されたa)の焼却灰である。

手稲下水汚泥焼却センターにおける下水汚泥焼却灰の主な生成過程は次の通りである。

- ① 含水比60~80%の薬注処理汚泥を廃木材の燃焼熱を利用した乾燥機により、含水比40%程度まで乾燥させる。
- ② 乾燥した薬注処理汚泥(有機物含有量50%程度)を汚泥焼却炉内で自燃焼させる(この時点で、有機物は焼失する)。
- ③ 生成した焼却灰を水中で冷却する。

このような過程で生成された下水汚泥焼却灰は、 CaO 、 SiO_2 、 Fe_2O_3 などの化学成分の他に石英、磁鉄鉱などの結晶鉱物を含む多孔質な粒子から成り、搬送直後の含水比は水中冷却の影響を受けて60%程度になっている。

2. 実験方法

本研究では物理的性質として比重、粒度組成、熱伝導率を、また力学的性質として

締固め、締固め土の透水係数、CBR、一軸圧縮強さをとりあげた。以下に実験方法を示す。

1) 比重

空気乾燥した下水汚泥焼却灰（以下焼却灰と略す）の4.76mmふるい通過分を用い、5段階の粒径（4.76～2.38、2.38～1.19、1.19～0.59、0.59～0.297、0.297以下）に区分して、各々の焼却灰の比重を測定した。また、各々の粒径区分の焼却灰について、破碎試料（0.074mm以下）について比重を測定し、閉塞孔隙率 n_i を次式により算出した。

$$n_i = \left(1 - \frac{G_i}{G_{si}} \right) \times 100 \quad (\%)$$

ここで、 G_i : 破碎前の比重
 G_{si} : 破碎後の比重

2) 粒度組成

空気乾燥した焼却灰を十分に混合し、所定量に縮分して用いた。粒度試験は、ふるい分けにより行った。

3) 熱伝導率

4.76mm以下の焼却灰を所定の含水比に調整し、所定の乾燥密度になるように（第1法、1・1・bによる締固め曲線に対応）供試体を静的に締固めて作製した（径5cm、高さ5cm）。熱伝導率 λ の測定は双子型サーマルプローブ法³⁾により行い、基準試料には1%寒天ゲル（ $\lambda = 0.60 \text{ W/m}\cdot\text{C}$ 、20℃）を用いた。なお、測定は室温20℃の恒温実験室内で行った。

4) 締固め

空気乾燥した焼却灰を用いて、JIS A 1210 の第1法（1・1・b）と第2法（2・4・b）の規定に従って、締固め試験を行った。

さらに、締固めによる粒子破碎の状況を調べるために、締固め仕事量を変えて締固めた試料について、粒度試験（ふるい分け）を行った。締固めは、4.5kgランマー（15cmモールド）と2.5kgランマー（10cmモールド）を使用して、両者の締固め仕事量が同等になるように層あたりの突固め回数を設定し、3層締固めで行った。試験条件は表1の通りである。

表1 粒子破碎の検討に用いた締固め仕事量

		層あたりの突固め回数(回)	締固め仕事量 ($\times 10^4 \text{ m}\cdot\text{kgf/m}^2$)
45 Kg ラン マー モ ー ル ド	15 cm	17	4.7
		42	11.6
		92	25.3
25 Kg ラン マー モ ー ル ド	10 cm	21	4.7
		51	11.5
		112	25.2

5) 締固め土の透水係数

空気乾燥した焼却灰の4.76mmふるい通過分を用い、第1法（1・1・b）による締固め土について、変水位透水試験を行った。

6) CBR

第2法（2・4・b）の締固め曲線の最適含水比 $w_{opt} = 38.7\%$ の供試体について室内CBR試験を行い、非水浸CBRと水浸CBRを求めた。

7) 一軸圧縮強さ

空気乾燥した焼却灰の4.76mmふるい通過分を、含水比38.7%（第2法, 2・4・bの締固めによる最適含水比）に調整し、2種類の乾燥密度（ $\rho_d = 1.24, 1.08 \text{ t/m}^3$ ）で静的に締固めて供試体を作製した（径5cm、高さ10cm）。作成直後（養生時間0日）、3日、7日、28日の供試体について一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度 q_u を求めた。なお、供試体の養生は室温20℃の恒温室内で行った。

III 実験結果および考察

1. 物理的性質

1) 比重

図1は、各粒径区分ごとの焼却灰の比重と閉塞孔隙率を示したものである。焼却灰の比重は、粒径区分4.76~2.38mmで2.94とやや低いが、これ以下の粒径では比重は2.99でほとんど変化がなく、一般の土に比べると比重は大きい。

これは、下水汚泥の脱水時に添加される塩化第二鉄と消石灰の影響によると考えられる。また、粒径が大きくなると閉塞孔隙率も増大する傾向が見られるが、多くても4%程度であり、閉塞孔隙率はそれほど大きくはない。このことから、焼却灰の粒子は多孔質であるけれども、その孔隙形態は大部分が外部と連通した内部孔隙から成ると考えられる。

2) 粒度組成

ふるい分けによる粒度試験結果を図2に示す。粒度組成はレキ分31%、砂分57%、細粒分12%であり、均等係数 $U_c = 35$ 、曲率係数 $U_{c'} = 3.2$ となるから、粒度のよい組成である。日本統一土質分類法の中分類ではS-F（細粒分混じり砂）に分類される。さらに液性・塑性限界がNPとなることから、細粒分のほとんどはシルト分と考えられ、詳細分類ではS-M（シルト混じり砂）と判定できる。

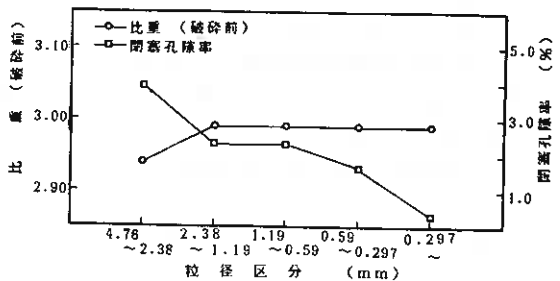


図1 粒径区分ごとの比重と閉塞孔隙率

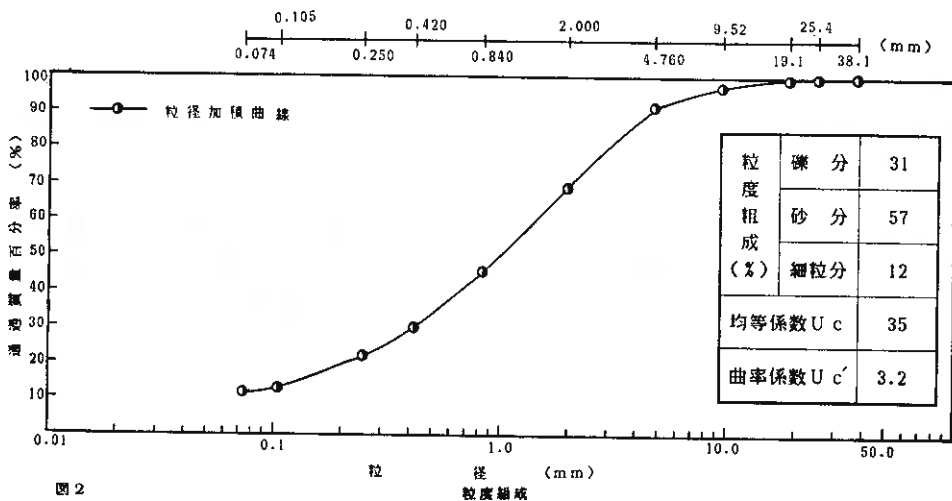


図2

3) 熱伝導率

筆者らは、焼却灰の有効利用方策として、寒冷地の道路の凍上抑制材としての利用を検討しているが、凍上抑制材としての適性判定には凍上性の解析に用いる熱伝導特性の解明が重要である。そこで図3に締固めた焼却灰の熱伝導率 λ の測定結果を第1法(1・1・b)による締固め曲線と対比して示した。図3から λ は、含水比23~52%の範囲では含水比の増加に伴い λ は0.4から0.7 W/m \cdot °Cに増加し、明らかな λ の水分依存性が認められる。なお、最適含水比 w_{opt} 50%において、焼却灰の λ はほぼ水と等しくなる($\lambda=0.6$ W/m \cdot °C)。また含水比52%以上では λ の増加の程度はやや小さくなる。

土の熱伝導率は含水量や乾燥密度などによって変化し、一般に含水量や乾燥密度の増加に伴って大きくなるが(λ の水分・密度依存性)⁴⁾焼却灰の締固め土の場合、水分依存性の方が強く現れるようである。しかし、焼却灰の熱伝導率は概して小さいといえる。

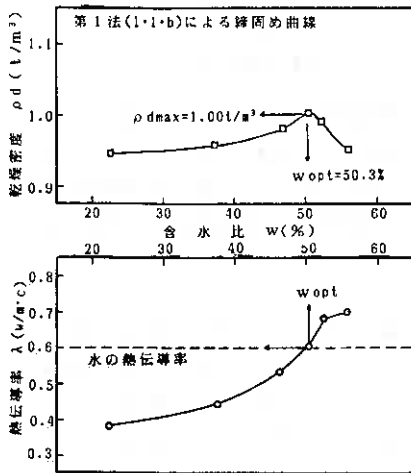


図3 締固め土の熱伝導率

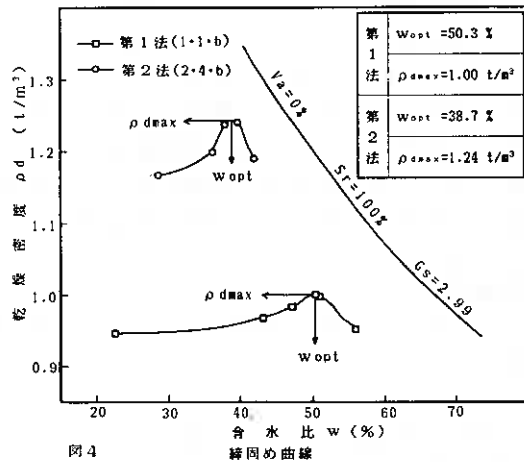


図4

締固め曲線

2. 力学的性質

1) 締固め特性

図4は、第1法(1・1・b)と第2法(2・4・b)による締固め試験結果を表した締固め曲線である。最適含水比 w_{opt} 、最大乾燥密度 ρ_{dmax} は、第1法では $w_{opt}=50.3\%$ 、 $\rho_{dmax}=1.00$ t/m 3 であるのに対して、第2法では $w_{opt}=38.7\%$ 、 $\rho_{dmax}=1.24$ t/m 3 である。すなわち、締固めエネルギーが増すと最適含水比は減少し、最大乾燥密度は増大するという一般の土と同じ傾向を示している。しかし、粒度の良い砂質土としては、締固め曲線が平坦であり、最適含水比が高く、最大乾燥密度が低いという特徴を有する。

2) 締固めによる粒子破碎

焼却灰は多孔質な粒子から成るから、破碎されやすいことが予想される。従って、安定な土木材料という観点から、締固めによる粒子破碎の状況を把握することは重要である。そこで、3段階の締固め仕事量について、4.5 kgランマー（15cm \times 15cm \times 15cm）と2.5 kgランマー（10cm \times 10cm \times 10cm）の双方の締固めによる粒子破碎の程度を検討した。

図5-a及び図5-bは、各々、4.5kgランマー（15cm \times 15cm \times 15cm）及び2.5kgランマー（10cm \times 10cm \times 10cm）で締固めた試料の粒度試験結果を示したものである。締固め仕事量の増大とともに粒径加積曲線が上方へ移行し、細粒化していることがわかる。すなわち、締固めによる粒子破碎が生じていることが明らかである。ここで、細粒化の程度を細粒分の増加

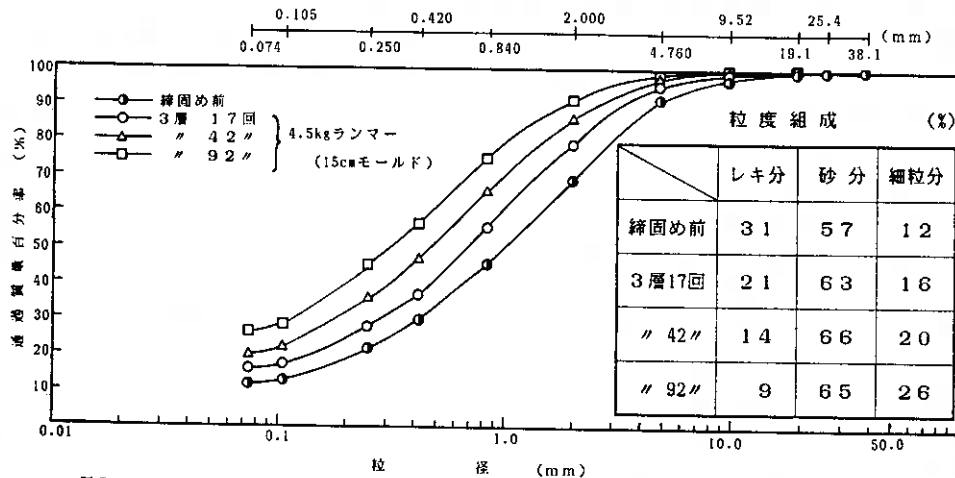


図5-a 締固め仕事量の相違による粒度組成の変化(4.5kgランマー--15cm \times 15cm \times 15cm使用)

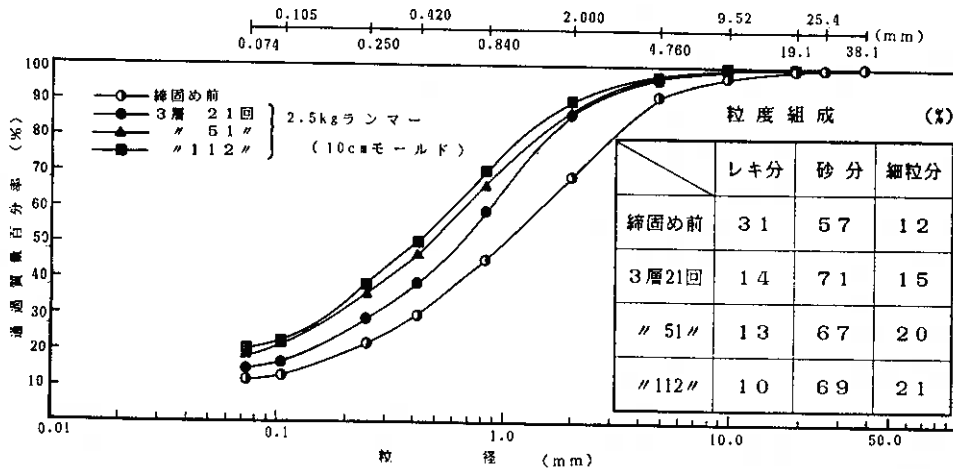


図5-b 締固め仕事量の相違による粒度組成の変化(2.5kgランマー--10cm \times 10cm \times 10cm使用)

という面から見ると図6のようになる。図6は締固め仕事量 E_c と細粒分の質量百分率の関係を示したものであり、 E_c が $11.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^3$ 以下では締固め方法による差はみられないが、Modified Proctor（重締固め）に対応する E_c $25.3 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^3$ においては、4.5kgランマー（15cmモルタ）による締固めの方が2.5kgランマー（10cmモルタ）による締固めよりも細粒分は、6%程度多い。しかも、後者では E_c $11.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^3$ と E_c $25.3 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^3$ の細粒分の差違はほとんど見られない。

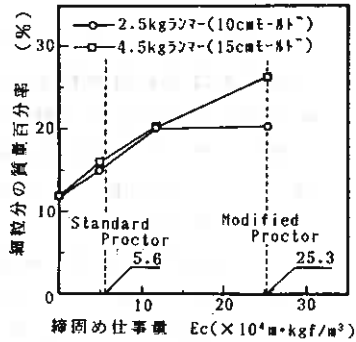


図6 締固め仕事量と細粒分の関係

一般の施工における締固め仕事量は Standard Proctor（標準締固め）程度であり、このときの E_c ($5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^3$) による細粒分の増加量は4%と少ないことから焼却灰の締固めによる粒子破砕は特に大きな問題とはならないものと思われる。

3) 締固め土の透水性

図7に、焼却灰の第1法(1・1・b)による締固め土の飽和透水係数 k を示す。図7から、締固め曲線の最適含水比 $w_{opt} = 50\%$ よりやや湿潤側 ($w = 52\%$) で k は最小となり ($9.9 \times 10^{-5} \text{ cm} / \text{s}$)、締固め曲線と含水比 $\sim k$ 曲線の対応関係は一般の土と同じ傾向を示している。 k はおおむね $10^{-4} \text{ cm} / \text{s}$ のオーダーで比較的透水性は良好である。図7において、締固め度95% ($\rho_d = 0.95 \text{ t} / \text{m}^3$) の締固め土の k を求めると、最適含水比の乾燥側 ($w = 33\%$) では $k \approx 10^{-2} \text{ cm} / \text{s}$ 、また湿潤側 ($w = 56\%$) では $k \approx 10^{-4} \text{ cm} / \text{s}$ となる。このことから、遮水性が要求される場合の利用には難があるが、排水性が重視される場合には十分利用可能であり、支持力をも併せて要求されるときには、乾燥側での施工が適当と考えられる。

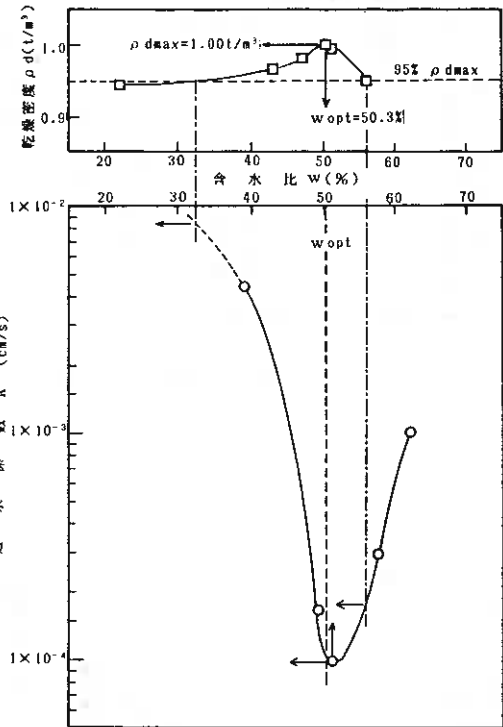


図7 締固め土の透水係数

4) CBR特性

締固めた焼却灰の水浸による支持力の変化を明らかにする目的で、最適含水比（第2法, 2・4・bによる）で作製した供試体について室内CBR試験を行った(図8)。図8は非水浸と水浸の供試体の荷重強さ～貫入量曲線を示したものである。CBR値は非水浸、水浸共に $CBR_{2.5} < CBR_{5.0}$

となり、再試験後も同じ結果となった。図8によると、非水浸 CBR=31%に対し、水浸 CBR=28%（吸水膨張量 0mm）であり、水浸による支持力の低下はほとんど見られない。すなわち、図8の供試体は締固め段階で粒子破碎が生じ、細粒分が12%から26%に増加しているにもかかわらず、水浸状態でも安定な支持力を有することがわかる。

5) 一軸圧縮強さ

乾燥密度 $\rho_d = 1.24 \text{ t/m}^3$ 及び 1.08 t/m^3 で締固めた供試体の養生時間と一軸圧縮強さ q_u の関係を図9に示す。養生時間の増加に伴い一軸圧縮強さが大きくなり、養生時間に対する一軸圧縮強さの増加の程度は初期で著しい。とくに ρ_d が大きい方で顕著である。

また、図10は図9における供試体作成直後（養生時間0日）の一軸圧縮強さに対する増加分 Δq_u の養生時間による変化を示したものである。図10から、養生時間28日における Δq_u は $\rho_d = 1.08 \text{ t/m}^3$ の供試体が 2.5 kgf/cm^2 であるのに対し、 $\rho_d = 1.24 \text{ t/m}^3$ の供試体はその約 3.5倍の 8.7 kgf/cm^2 である。これは締固め供試体の乾燥密度が高いほど、養生効果が大きいことを示している。

上述のような焼却灰の一軸圧縮強さの養生の効果は、焼却灰に25~30%含まれる生石灰（CaO）に起因すると考えられる。すなわち、生石灰は水との発熱反応によって消石灰（ Ca(OH)_2 ）に変化する際に土中の含水量を低減させるとともに、Caイオンの凝集作用によって強度増加を促す効果をもつからである。

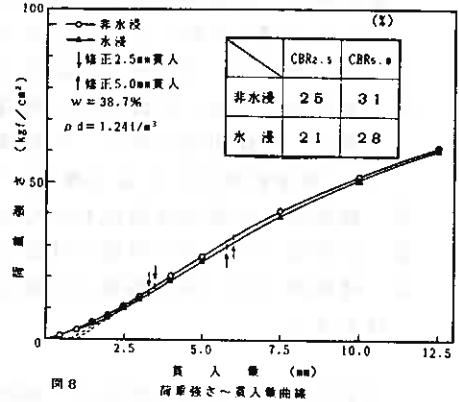


図8

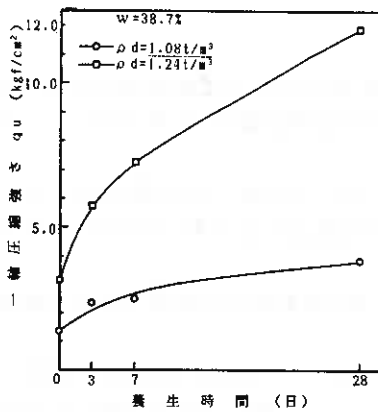


図9 養生時間と一軸圧縮強さの関係

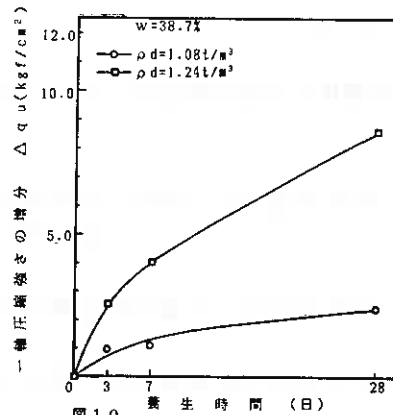


図10 養生時間と一軸圧縮強さの増加分 Δq_u の関係

IV おわりに

以上、下水汚泥焼却灰の物理的・力学的性質のいくつかについて述べてきたが、結果を要約すると以下ようになる。

- ① 比重はおおむね2.99で、粒子は若干の閉塞孔隙を有するが、大部分は外部と連通した内部孔隙である。また、粒度組成はレキ分31%、砂分57%、細粒分12%で、粒度が良い。日本統一土質分類法に従うとS-F（細粒分混じり砂）もしくはS-M（シルト混じり砂）と判定される。
- ② 熱伝導率は、水分依存性を示すが比較的小さい（ $0.4\sim 0.7\text{W/m}\cdot\text{C}$ ）。
- ③ 締固め特性は、粒度の良い砂質土としては締固め曲線が平坦であり、最適含水比が高く、乾燥密度が低い。また締固めによる粒子破砕が生じるが、Standard Proctor（標準締固め）による締固めでは無視できる。
- ④ 締固め土の透水係数はおおむね 10^{-4}cm/s 以上であり、比較的透水性が良い。
- ⑤ 水浸によるCBRの低下はほとんど見られず、安定な支持力を有する。
- ⑥ 締固め土の一軸圧縮強さは養生時間により増加し、乾燥密度が高いほど養生効果は大きい。

今回は、下水汚泥焼却灰の一部の物理的、力学的性質について検討したが、今後は他の諸性質についても解明するとともに、さらに実際の施工を想定して、単体としての利用だけではなく、セメントなどを添加した複合体としての利用も考慮した試験を行っていく予定である。

最後に、本報告について親身に御指導いただいた北海道大学農学部助教授相馬尅之氏、ならびに関係各位に対し深く謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) (財)札幌市下水道資源公社(1984):下水汚泥焼却灰の基礎的性質及び有効利用, 調査研究事業報告書,第1号,P1~15
- 2) 藤田 幸宏・伊藤 隆(1984):下水汚泥焼却灰の土工材料への利用に関する実験, 土木学会北海道支部論文報告集,第40号,P660~665
- 3) 粕淵 辰昭(1982):土壌の熱伝導に関する研究,農業技術研究所報告B,第33号
- 4) 相馬 尅之・前田 隆・藤原 幸彦・濱田 浩正(1987):火山灰土の熱伝導特性, 土壌の物理性,第54号,P28~35

1 まえがき

筆者らはせん断によって発生する間隙水圧を推測する方法に関して研究を進めている。軸対称三軸圧縮試験データを用いての「正規化間隙水圧と軸ひずみ関係はリンクである」ことが、多くの研究者の報告中にも見られる。しかし側圧が変化する場合には、この関係はリンクではないこと、応力の変化に応じない塑性的間隙水圧成分が存在することが判明した。その検証のため、全応力経路を制御した試験条件のデータについて整理した¹⁾が、正規化塑性間隙水圧と軸ひずみ関係がリンクであるとは言い難かった。

そのため間隙水圧成分について再度検討を加え、全応力経路の種類も増して検証することとした。その結果、従来より一般性の高い相関関係を得たのでここに報告する。

2 間隙水圧

外力を加えられること、変形を与えられることにより土中に過剰間隙水圧が発生することが知られ、その大きさを推定するための考え方、計算式がいくつか提案されている。Loは、従来の考え方を「応力関数間隙水圧」と総称²⁾した。(1)式はそれに分類される一例で、HenkelとWadeによるものである。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + a \Delta \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \}^{1/2} / 3 \dots\dots (1)$$

大概の理論には限界があるように、この理論にも多くの不適合の事例が指摘され、より一般性の高い「ひずみ関数間隙水圧」がLoにより提唱されている²⁾。すなわち、非排水せん断中任意のひずみにおける偏差応力は(2)式で表わされ、最後尾の $1 - K + \Delta u_s / \sigma_{rc}'$ は間隙圧比と名づけられ、載荷応力系・繰返し回数・圧密応力に左右されず、主ひずみの関数であるとしている。

$$(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{rc}' = (\sigma_a' / \sigma_r' - 1) [1 - \{1 - K + \Delta u_s / \sigma_{rc}'\}] \dots\dots (2)$$

ここに Δu_s はせん断によって発生する間隙水圧、 σ_{rc}' は有効圧密応力、K は圧密時の有効主応力比である。

文献2)においてLoは、せん断によって発生する間隙水圧には弾性的な成分 (Δu_{se}) と非可逆的な塑性成分 (Δu_{sp}) が有り、弾性成分は平均主応力の増分 $\Delta \sigma_m$ に等しいとしている。更に間隙水圧の増分 Δu は等方応力の増加による成分 (Δu_a) とせん断による成分 (Δu_s) の総計であると述べているので、

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_s \dots\dots (3) \qquad \Delta u = \Delta u_e + \Delta u_p \dots\dots (6)$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_m + \Delta u_{sp} \dots\dots (4) \qquad = \Delta \sigma_m + \Delta u_p \dots\dots (7)$$

$$\Delta u_{sp} = \Delta u - \Delta \sigma_r - \Delta \sigma_m \dots\dots (5) \qquad \Delta u_p = \Delta u - \Delta \sigma_m \dots\dots (8)$$

(3)式が成立する。前段に述べたことを(3)式に代入すると(4)式が得られる。従って塑性間隙水圧は(5)式で求められる。

しかしながら、実験結果を(5)式により整理した塑性間隙水圧は前回報告したように、必ずしも主ひずみに対してリンク関係を示さない¹⁾ことから、(3)式(4)式を詳細に再検討してみた。その結果、等方応力増分 $\Delta \sigma_r$ による成分は、平均主応力増分 $\Delta \sigma_m$ による成分と同一の性格を有しているため、 $\Delta \sigma_r$ と $\Delta \sigma_m$ を分けず一本化して表現することが妥当であるとの結論を得た。

過剰間隙水圧は常に弾性成分 Δu_e と塑性成分 Δu_p の和として表わされ((6)式)、そのうち弾性成分は平

均主応力の増分に等しいとする。従って塑性成分は(8)式のように全過剰間隙水圧から弾性成分を差し引いた値として計算され、実測はできない値である。

l_0 は(4)式を検証したのであるが、そのための試験データは側圧一定 $\Delta\sigma_r=0$ のみであった。従って実質上は(6)式を検証したことになる。

3 試料と試験方法

3.1 試料

数年間にわたって計画的に継続している研究であることから、市販粘土を蒸留水に溶かして再圧密した後供試体を切り出して使用している。生産地は岡山県笠岡市である。試料の性質は、常に同一であることが要求されるが、かくはんや保管の面から、完全には満たすことができず、年度毎に同一となるよう務めている。これまで使用した試料は、液性限界 56.2~60.2%、塑性限界 28.6~38.2%、塑性指数 19.9~30.4%、比重 2.603~2.699 の範囲にある。粒度分布に関しては砂分 0~4%、シルト分 30~39%、粘土分 57~67%であって、MHに分類されるような低塑性土である。しかしながら圧密、透水に関しては粒度分布からの期待とは逆に、透水性の低い試料である。特に今年度の試料に顕著に感じられる。

3.2 試験方法

試験装置は標準的軸対称三軸を用い、圧密非排水圧縮試験を行なった。等方圧密後鉛直変位を定速度にて加えることにより偏差応力が載荷される。側圧を一定($\Delta\sigma_r=0$)に保つと、全応力経路の傾きが3の Uシリーズとなる。偏差応力の増分 $\Delta\sigma_a$ に応じて、側圧を増減させることにより任意の全応力経路を辿ることができる。すなわち $\Delta\sigma_r=-\Delta\sigma_a/3$ により平均主応力一定の Mシリーズ、 $\Delta\sigma_r=-\Delta\sigma_a$ により鉛直応力一定の Aシリーズ、 $\Delta\sigma_r=-4\Delta\sigma_a/3$ により RD1シリーズ、 $\Delta\sigma_r=-2\Delta\sigma_a/3$ により RD3シリーズが実施される。

側圧の制御は、筆者らの開発した応力制御機構とマイコンにより、適切な時間間隔で行なわれている。軸ひずみ e_a が1%までは1分間隔、1~3%は2分間隔、3%以降は4分間隔としている。応力調整量がわずかの時は調整を見合わせ、応力調整量が大きい時は設定最高値で調整を打ち切り、次の測定において再び調整量を算出している。調整時間を15~45秒におさめているので、調整応力は2.0~6.0kPaということになる。試験装置の詳細は文献3)、4)に述べてあるので参照されたい。間隙水圧は供試体下端面において計測されている。圧密中に100kPaの背圧を加え完全飽和を期している。

3.3 試験条件

全応力経路を、傾きが ∞ 、3、-1、-1.5、-3 の5種類とし、その他の条件は同一としている。すなわち、圧密応力 σ_{r0} を100、200、300、400 kPaの4種類(傾き-1については100、300kPaの2種類のみ)、変形速度は 10^{-2} mm/分の1種類とした。試験条件を区別するため以下のように呼称するものとする。全応力経路の傾きが3、 ∞ の場合をU、M、傾きが-1、-1.5、-3の場合をそれぞれRD1、A、RD3とする。

同一条件のもとで2回ずつ実施し同様の挙動が再現されることを確認するよう努めているが、必ずしも全ての事例について満足されていない。RD1シリーズの場合には1回ずつの試験結果であることを付記しておく。

4 試験結果と考察

4.1 全応力経路

5種類のシリーズの全応力経路を図-1に示す。実線は標準的側圧一定圧縮試験(Uシリーズ)の場合であり、安定した経路が得られている。点線は平均主応力一定試験(Mシリーズ)の場合である。圧密終了点の直上に伸びている事例ばかりではなく、

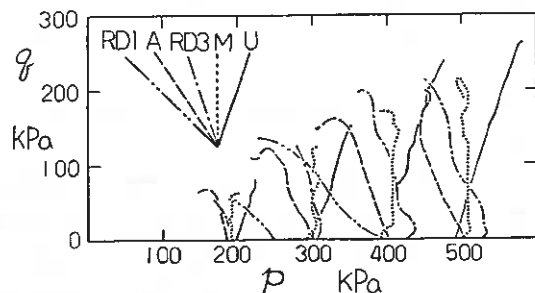


図-1 試験条件と全応力経路

10~20kPa高くなっている事例があるものの、ほぼ縦軸に平行と見なせる。破線は鉛直応力一定試験(Aシリーズ)の場合である。設定した傾きより少しきつい傾きの経路となっており、制御が不十分であったことが分る。一点鎖線、二点鎖線は経路の傾きを特別に設定した事例であって、互いに良く似通った経路が得られている。これらのうち二点鎖線は2本のみであり、経路の出発点が50kPaずれているが、全体に含めて考察している。ほぼ規定したように全応力経路を辿らせることができていると言えよう。

4.2 間隙水圧と軸ひずみ

せん断に伴って発生する過剰間隙水圧 Δu を有効圧密応力 σ_{rc}' により除した正規化値を軸ひずみ ϵ_a に対してプロットする。U、M、RD3の各シリーズ(図-2a, b, c)の場合では、せん断中単調増加し、常に正の間隙水圧が発生しており、試験条件が異なっても似通った挙動を示していることが分る。これに対しA、RD1の両シリーズ(図-2d, e)の場合には、わずかに正に発生したり、負になる事例が見られる。Aシリーズの場合には、間隙水圧があまり変化しないという特徴が見られる。 σ_{rc}' 400kPaの事例では ϵ_a が5%以上で他の3事例と異なって間隙水圧の増加傾向はあるものの、 ϵ_a が5%以下ではほとんど変化は無く、他の事例と似ている。図示していないが、偏差応力は ϵ_a が2%まで急速に増加し、 ϵ_a 5%まではややゆるやかに増加している。その過程において間隙水圧の変化がほとんど変化しないのである。一方、RD1シリーズの場合には、測定事例は少ないのであるが、やはり間隙水圧の変化が小さいという特徴的な挙動が現われている。全応力経路の傾きに注目するならば、傾きが-1、-1.5の時、 Δu は負または低い正值であり、いずれにしても変化量がわずかであり、傾きが-3、 ∞ 、3の場合には正值で、変形の初期に大きく発生し、後はほとんど増加せずほぼ双曲線が当

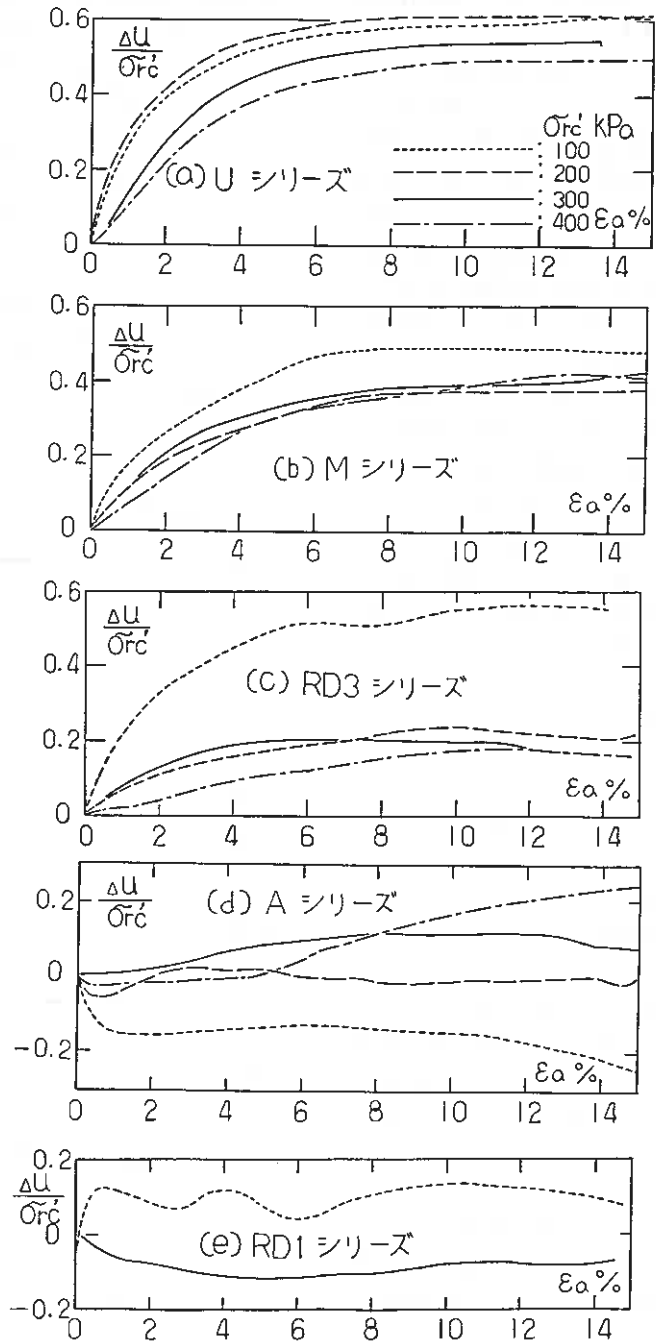


図-2 過剰間隙水圧と軸ひずみの関係

てはまる。

各シリーズ毎に検討する場合、圧密応力によらず正規化挙動を示すシリーズ(U、M、RD3)もあるが、正規化挙動の認められないシリーズ(A、RD1)もあり、過剰間隙水圧の発生は全応力経路に依存していることが分る。このようなデータであっても(8)式による塑性間隙水圧で表現されると、かなり似通った挙動であることが示される。このことについて次節にて検討する。

4. 3 塑性間隙水圧と

軸ひずみ

(8)式によって計算された塑性間隙水圧を圧密応力で除して正規化して軸ひずみに対してプロットする。それぞれの試験条件(応力経路)における塑性間隙水圧の発生については、必ずしも一本化されているわけではない。

Uシリーズの場合(図-3a)には σ_{rc} 300、400kPaの2事例が、他の100、200kPaの2事例より最大0.15ポイント離れた2グループを形成している。前者は e_0 0.5%まで減少しているのであるが、その後増加に転じ、増加過程の曲線をシフトすると後者の曲線と大よそ一致していると言えよう。

Mシリーズの場合(図-3b)には0.07ポイント程度の範囲内に収まり、かなり良く一致している。3事例において、せん断初期に負になるが、その程度はわずかであって、かつ速やかに増加に転じているので他の1事例と大きく離れていないのである。

RD3シリーズの場合(図-3c)には σ_{rc} 300 kPaの1事例が他の3事例より0.12ポイント高くなっている。しかし3事例については、他のシリーズには見られない程良く一本化している。

Aシリーズの場合(図-3d)には、全体としてまとまりの認めにくい曲線群で、0.2ポイントもの離れが見られる。 σ_{rc} 100、200 kPaの2事例については、双曲線状の発生であ

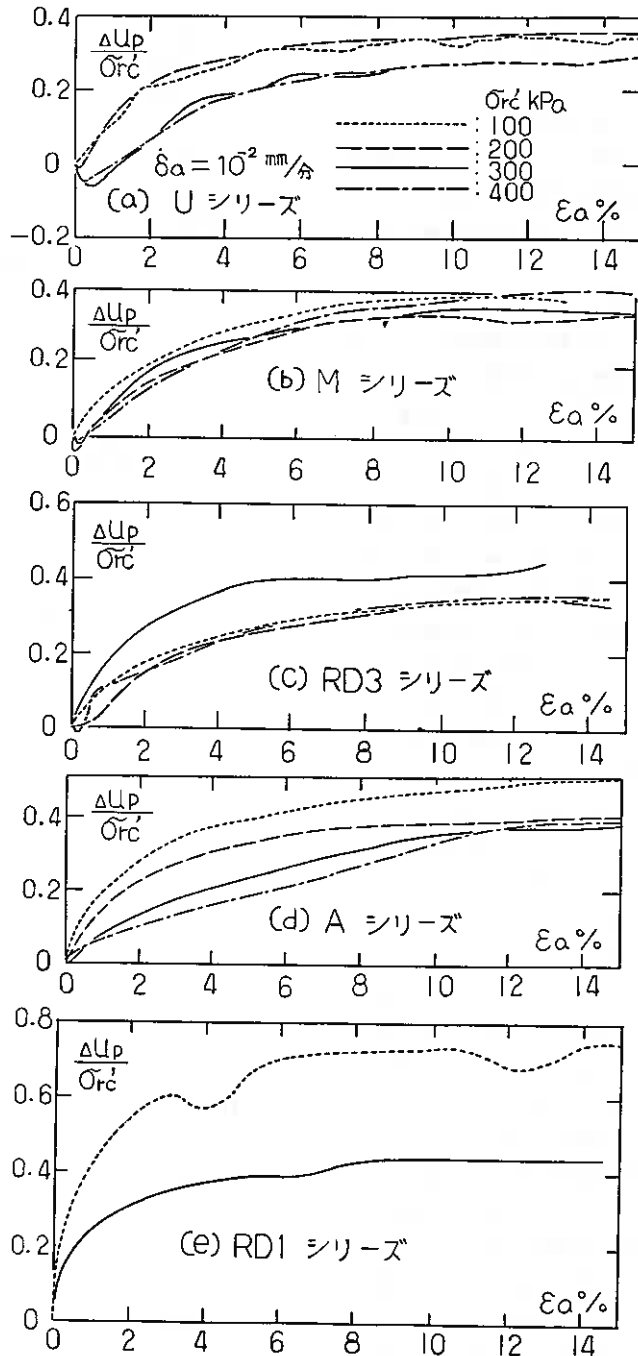


図-3 塑性間隙水圧と軸ひずみの関係(全応力経路別の表示)

ることが分る。しかし、 σ_{rc}' 300、400 kPaの2事例については、塑性間隙水圧の発生は正值ではあるものの、その増加率は著しく小さく一定のままで、広範囲にわたって直線があてはめられる。このような挙動は、せん断速度が速いため供試体下端面での間隙水圧がせん断領域の間隙水圧を反映できず、遅れて反応する時にも見られる⁵⁾。

RD1シリーズの場合(図-3e)には2事例ともに双曲線型をなすが、両者の間には大きな差が存在し、1本にはなっていない。後段にて述べるように、上位にある事例が特異であると見ている。

これらのデータを圧密応力別に整理して再び検討してみる。 σ_{rc}' 100 kPaの場合(図-4a)には、RD1シリーズだけがかけ離れた位置にある。この事例を除外する理由は現在持ち合わせていないが、その他の事例はとても良く一致しており、仮説((6)式)の正しいことを示している。 σ_{rc}' 200 kPaの場合(図-4b)には、RD1シリーズの事例は欠除しているのであるが、狭い領域にかなり良くおさまっていることが図より明らかで、(6)式が適合する試験結果である。 σ_{rc}' 300 kPaの場合(図-4c)には、もっとも予測に反した結果が現われている。RD1、

RD3両シリーズの曲線は良く似ているものの、他の3シリーズの曲線とは離れ、上方に位置している。Uシリーズの曲線はせん断初期に負の塑性間隙水圧となり、その期間が他のシリーズのものに比して少し長い。M、A両シリーズだけに着目すると、比較的良く狭い領域幅におさまっている。 σ_{rc}' 400 kPaの場合(図-4d)には、200 kPaの場合と同様にRD1シリーズの事例が欠けているのであり、0.1ポイントの離れは見られるものの、かなり良く仮説を支持していると言える。

前段で検討したように、各シリーズ毎で比較する場合には必ずしも仮説を支持していない。他方、圧密応力毎に比較するならば、一部に不十分な点も残っているが、概略、仮説を支持しているようである。前節で示したように、過剰間隙水圧 Δu では、種々異なった挙動を示しているも、塑性間隙水圧 Δu_p は全応力経路に依存せずある規則的な発生が見られ、発生間隙水圧の推定に有効であると言える。

応力経路毎に整理した場合には不完全であっても、一方圧密応力毎に整理する場合に、(8)式による Δu_p /

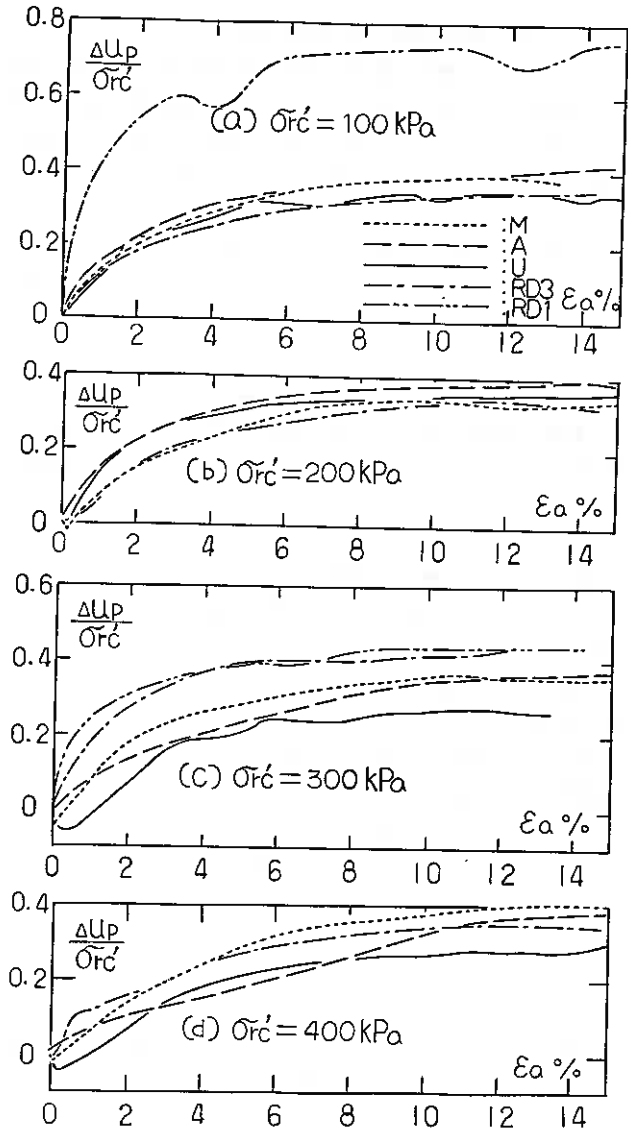


図-4 塑性間隙水圧と軸ひずみの関係(圧密応力別の表示)

σ_{rc}' が ϵ_a と良い相関関係を示す理由については次のように考えている。このことは、1つには、圧密応力の大きさにより、せん断時の密度、圧密係数が異なり、供試体下端面で測定したせん断中の間隙水圧に時間的遅れが現われているからである。筆者らは三軸供試体内部の変形が不均一であるため、間隙水圧が不均一であることを示している³⁾。正規圧密粘土の場合、下端面での間隙水圧はせん断領域の間隙水圧より低い傾向にある。従って圧密応力が低い場合には、せん断初期の偏差応力の急増、つまり $\Delta\sigma_m$ の急増にもわずかの遅れで反応するであろうが、圧密応力が高いと $\Delta\sigma_m$ の急増に対して弾性間隙水圧 Δu_e の発生が遅れ、計算値である塑性間隙水圧 Δu_p が見かけ上低くなってしまふのである。正しく、時間遅れなく発生し計測されるならば、全応力経路、圧密応力の大きさに左右されず1種類の $\Delta u_p/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$ が示されるだろうと考えている。

5 まとめ

全応力経路を5種類設定し、非排水圧縮せん断を行なって、塑性間隙水圧に着目して以下の知見を得た。

- (1) 間隙水圧の変化 Δu は平均主応力の変化 $\Delta\sigma_m$ に応ずる弾性成分 Δu_e とせん断変形に基づく塑性成分 Δu_p の和と考え、等方応力の変化 $\Delta\sigma_r$ を加えない(6)式が妥当で、 $\Delta\sigma_r$ を加えた(3)式または(4)式は不適当である。
- (2) 正規化間隙水圧と軸ひずみ関係($\Delta u/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$)は、全応力経路の傾きにより大きく傾向が異なる。傾きが-1.5、-1の場合には、 Δu はわずかに正または負となる。一方傾きが-3、 ∞ 、+3の場合には、 Δu はせん断に伴い急速に発生する。
- (3) 正規化塑性間隙水圧と軸ひずみ関係($\Delta u_p/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$)は、Aシリーズ(傾き-1.5)、RD1シリーズ(傾き-1)の場合には、圧密応力による違いが大きい。
- (4) 正規化塑性間隙水圧 \sim 軸ひずみ関係を、圧密応力毎に整理すると、かなり良く似通った曲線となり、せん断時間隙水圧の推定ができそうである。
- (5) 圧密応力の高低による密度の差が圧密係数の高低をもたらし、供試体下端面での間隙水圧に時間的遅れを与えている。これが(3)項と(4)項の違いとなって現われる。
- (6) 傾き-1、-3の場合の一部に、全体と異なる挙動を示す事例が存在するので、更に確認することが必要である。

本研究を進めるにあたり、昭和62年度文部省科学研究費補助金を得た。本報告に用いたデータは、本校卒業生高橋達也君、大平宏君、山内章君、本校学生赤石直樹君が、卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得たものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐野信房・岩淵祐一[Feb 1987]粘性土の三軸圧縮試験におけるひずみと塑性間隙水圧の関係
土質工学会北海道支部技術報告集 第27号 pp75～84
- 2) Lo, K.Y. [Nov 1969] The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays. *Canad. Geotech. J.* Vol. 6 No. 4 pp383～412
- 3) 佐野信房[Mch 1984]マイクロコンピュータによる三軸試験自動計測システムとプログラムの開発
函館高専紀要 第18号 pp125～134
- 4) 佐野信房[Mch 1987]マイコン制御による平均主応力一定における間隙水圧とひずみの関係
函館高専紀要 第21号 pp163～169
- 5) 佐野信房・岩淵祐一[Feb 1986]粘性土三軸供試体における間隙水圧測定位置と変形速度の関係
土質工学会北海道支部技術報告集 第26号 pp111～119

1 まえがき

粘性土の時間依存性挙動として、ひずみ速度効果、非排水クリープ、応力緩和および二次圧密効果等が挙げられる。それぞれの挙動に関する研究、あるいは時間依存性挙動を統一的に論じようとする研究がこれまでに数多くなされている。この時間依存性挙動を統一的に考える際、重要となるのは静的応力状態すなわちひずみ速度がゼロになる状態である。この状態に関する明確な定義はなされていない。また、実験的にも、よく把握されていない。そこで、本研究では、軸対称三軸試験装置を用い、外部的ひずみ速度がゼロとなるような応力緩和試験を実施し、その結果から静的応力状態について考察した。

2 在来の研究

粘性土の応力緩和特性に関する研究は、他の時間依存性挙動と比較して多いとは言えないが、そのほとんどにおいて、応力緩和中の軸差応力が時間の対数に比例して減少することが報告されている。

村山・柴田¹⁾は、不攪乱粘土の応力緩和試験から軸差応力が時間の対数に比例して減少し最終的にある値に到達することを報告している。

Vialov・Skibitsky²⁾は、軸差応力が最終値に到達せず時間の対数に比例して減少し続ける実験結果を報告している。しかし、この実験は6時間程度しか実施されていない。

Wu³⁾は、繰り返した3種類の正規および過圧密粘土を用いて応力緩和試験を行っている。これらのデータを軸差応力と時間の対数との関係でプロットしてみると正規圧密粘土においては非常によく直線で表せ、過圧密粘土においては、初期に曲線部分を持つが後半部分は直線となっている。しかし、最終値に到達する傾向はない。また、応力緩和中の間隙水圧は、時間とともに上昇している。

Christensen・Wu⁴⁾は、繰り返した粘土を用いて応力緩和試験を行っている。しかし、この実験からも平衡状態は確認されていない。これらの実験は少なくとも1日間行われている。

村山・柴田⁵⁾は、3種類の粘土に対し、応力緩和試験を実施している。軸差応力は、時間の対数に比例して減少した後、最終値に近づくとしている。また、応力緩和中の間隙水圧の変化はない。1%の初期ひずみを与えた場合の軸差応力と時間の対数の直線部の傾きは拘束圧に依存せず、初期ひずみに依存する。そして、この傾きは、初期ひずみが大きいほど大きくなるという結果を得ている。

Lacerda⁶⁾は、4種類の粘性土について応力緩和試験を実施している。応力緩和の期間は200分から1000分程度であるが、最終値に到達しそうな傾向はない。応力緩和開始時の軸差応力(q_0)で正規化した軸差応力(q/q_0)と時間の対数の関係で整理したときの直線の横軸($q/q_0=1$)の交点を t_0 とし、 t_0 は、応力緩和前のひずみ速度と一義の関係があるとしている。また、応力緩和中、間隙水圧の変化はない。

赤井⁷⁾は、繰り返した粘土を用い、圧密圧力、応力緩和前のひずみ速度、軸ひずみを変え、応力緩和試験を実施している。その結果、軸差応力と時間の対数の直線部の傾きは、圧密圧力やひずみ速度に依存せず、軸ひずみにのみ依存するとしている。そして、この傾きは、軸ひずみが1%までは、増加し、その後一定値をとっている。また、期間は10000分程度であるが最終値への漸近は認められない。また、間隙水圧の変化はない。しかし、応力緩和終了時の応力点を有効応力経路図に描いた場合、Cam-Clay Model⁸⁾による静的有効応力経路の下に位置するという結果を得ている。

荒井⁹⁾は、繰り返した粘土を用い、2種類のひずみ速度でせん断後、応力緩和試験を実施している。その

結果、赤井ら⁷⁾と同様、有効応力経路は、静的有効応力経路の内部に到達している。また、間隙水圧は、ひずみ速度の小さいものでは一定であり、大きいものでは初期に増加しその後一定になっている。これは、応力緩和中の供試体内での間隙水圧の平均化によるとしている。

これらの研究からわかるように応力緩和時に、軸差応力が時間の対数に比例して減少するという点においては一致した結論が得られている。しかし、最終点の存在については、異なる結果が得られている。また、応力緩和中の間隙水圧の挙動についても同様である。前述した実験の大部分は応力緩和の期間を1日(1440min)程度としたものが多く、最終値の確認のためにはより長期の実験が必要と考えられる。

3 試料および実験

3-1 試料

本実験には、繰り返した4種類の粘土を用いた。2種類は市販のカオリンおよび笠岡粘土、他の2種類は、早来町および倶知安町近郊から採取した自然粘土である。市販の粉末粘土は、液性限界の2倍の含水比になるよう蒸留水を加えソイルミキサーで十分に攪拌し、スラリー状態で養生した。また、自然粘土は蒸留水を加え420 μ mのフルイで粗粒分を除いた後、同様にスラリー状態で養生した。このスラリー状態の粘土を大型予圧密セルに真空状態で引き込み十分に脱気した後、Kaolinは100kPa、他の粘土は80kPaの鉛直応力で一定期間、一次元的に予圧密した。

各試料の物理的性質を表-1に示す。以下、表-1に従いA、B、C、D粘土とする。供試体の大きさは、直径50mm、高さ120mmとした。

3-2 実験装置

実験には、通常の軸対称三軸圧縮試験装置を用いた。軸力の測定は三軸セル内にセットしたロードセルにより行った。ロードセルの荷重による変形量は、約 6×10^{-4} mm/kgfであり、応力緩和中の軸力の低下による軸ひずみの変動は無視できると判断した。また、間隙水圧の測定は供試体底部中央で行った。

実験期間が長期に亘るため、メンブ

表-1 試料の物理的性質

Sample	Liquid Limit (%)	Plasticity Index	Specific Gravity	Clay Fraction <5 μ m (%)
A Kaolin	76	44	2.75	99
B Kasaoka	62	25	2.77	45
C Hayakita	63	30	2.65	60
D Kucchan	81	41	2.68	77

表-2 応力緩和前の状態

Sample	No	ε (%)	$\dot{\varepsilon}$ (%/min)	Loading Method		
A	11	0.53	0.1	Constant Rate of Strain		
	12	0.97				
	13	2.06				
	14	4.52				
	15	0.30				
	25	0.34	0.05			
	26	1.06				
	27	0.44				
	28	0.13				
	29	3.16				
	31	0.44	0.01			
	32	0.92				
	34	1.97				
	35	0.33				
	35	0.33				
B	11	0.61	0.01	Constant Rate of Stress ($dq/dt \approx 0.6$ kPa/min)		
	21	1.51	0.02			
	31	2.44	0.02			
	B	12	1.62	0.09	Constant Rate of Strain	
		32	0.52	0.05		
		42	2.49	0.05		
		13	2.57	0.003		
		23	0.53	0.005		
		14	1.50	0.05		
		24	6.21	0.05		
		33	2.97	0.001		C C _{creep} q/q _{max} =70%, t=560min q/q _{max} =30%, t=690min q/q _{max} =25%, t=150min q/q _{max} =70%, t=150min
		43	0.61	0.0001		
		34	0.31	0.0006		
		44	2.29	0.003		
		C	2	1.78		0.05
3	0.94					
4	0.45					
D	1	4.55	0.05	Constant Rate of Strain		
	2	2.11				
	3	1.11				
	4	0.50				

レーンの透気性、透水性を考慮して¹⁸⁾、A粘土を用いた実験においてはセル内を脱気水で満たした。また、他の粘土においては、メンブレンを2枚重ねにし、側液には約70%のグリセリン水溶液を用いた。

実験は、すべて、 $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ の恒温室内で実施した。

3-3 実験の種類

供試体を有効応力300kPaまで、段階的に等方圧密した後、非排水条件で各種載荷方法で所定の軸ひずみまでせん断した後、軸ひずみを固定し応力緩和試験を行った。軸ひずみの固定は、三軸セル上盤と軸力載荷ピストンとの間で行った。

圧密時からA粘土においては200kPa、他の粘土においては100kPaのバックプレッシャーを載荷した。

軸差応力の載荷方法は、原則として、ひずみ制御方式(定ひずみ速度)で行った。B粘土においては応力緩和前のひずみ速度を遅くするため応力制御方式(定応力速度)あるいは、一定応力を任意の時間載荷する方法(クリープ)でも行った。応力緩和前の軸ひずみ、ひずみ速度および載荷方法を表-2に示す。なお、表-2中の定応力速度およびクリープのひずみ速度は応力緩和前0.02%の変形に要した時間から計算した。

同じ供試体で繰り返し応力緩和を行った例^{6), 9)}もあるが、本研究においては応力緩和後の粘土の構造の変化を考慮し一回のみに限定した。

応力緩和の期間は、A粘土では3000分以上、B、C粘土では5000分以上、D粘土では8000分以上を基準とした。

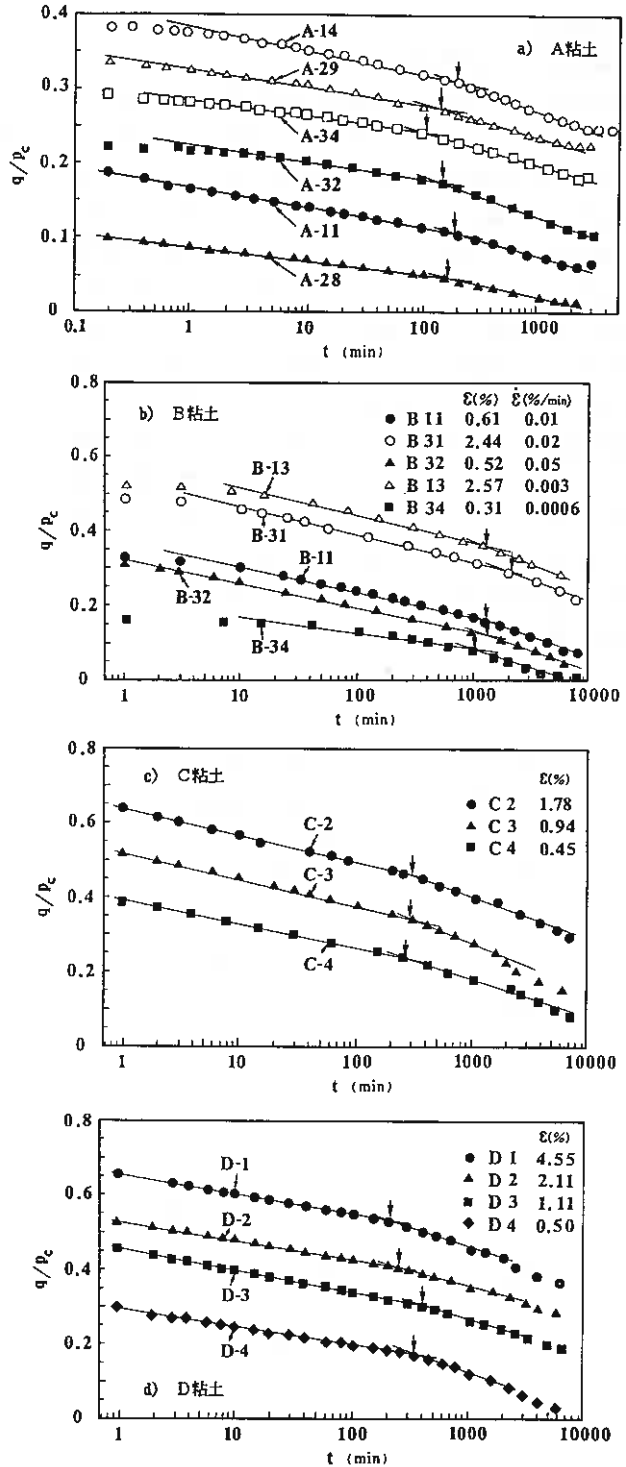


図-1 応力緩和中の軸差応力-時間関係

4 実験結果

4-1 軸差応力-時間関係

前述のように応力緩和中、軸差応力が時間の対数に比例して減少することが報告^{1)~3)}されている。図-1 (a)~(d)は各粘土の軸差応力と時間の対数との関係を示す。この図からわかるように4種類の粘土において軸差応力は、応力緩和開始後ある時間までは、載荷方法やひずみ速度によらず時間の対数に比例して減少している。しかし、各粘土により多少差はあるが、ある時間でこの勾配が変わり図に示すように2本の直線で表せることが分かる。この挙動は、図-1 (a),(b)から分かるように載荷方法や応力緩和前のひずみ速度によらない。今回の実験結果によれば、この2直線の交点に対応する時間(t_s)は粘土によって異なる。 t_s と等方圧密時の最終圧密段階からlog t法により求めた t_{100} を表-3に示す。この表からわかるように t_s と t_{100} とはほぼ一致する。

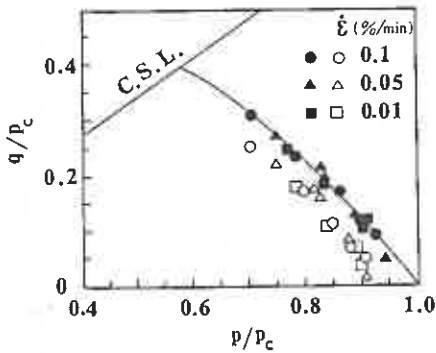
また、最終値に到達するか否かについてはA粘土においてのみその傾向がみられる。その時間は、3000分から5000分程

表-3 t_s と t_{100} との関係

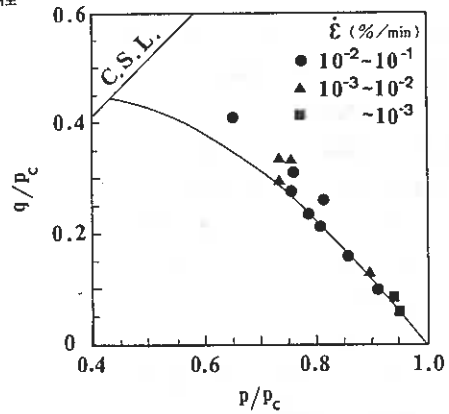
Sample		t_s (min)	t_{100} (min)
A	Kaolin	80 ~ 200	60 ~ 80
B	Kasaoka	900 ~ 2200	1500 ~ 3000
C	Hayakita	120 ~ 300	250 ~ 300
D	Kucchan	200 ~ 400	250 ~ 300

表-4 試料の土質定数

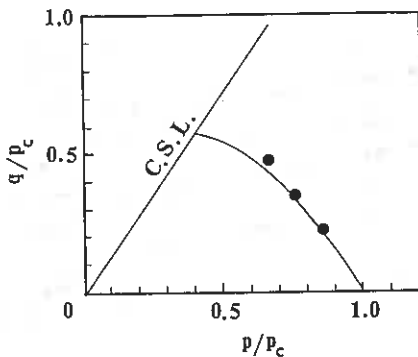
Sample		M	λ	κ
A	Kaolin	0.69	0.201	0.088
B	Kasaoka	1.03	0.210	0.040
C	Hayakita	1.46	0.126	0.009
D	Kucchan	1.34	0.170	0.025



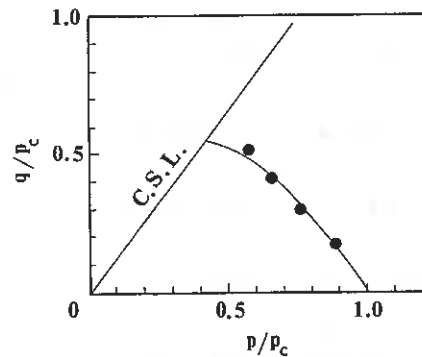
a) A粘土



b) B粘土



c) C粘土



d) D粘土

図-2 静的応力経路

度であった。その他の粘土についても t_c の値から判断して、より長期間実験を行えば最終値に到達する可能性もある。

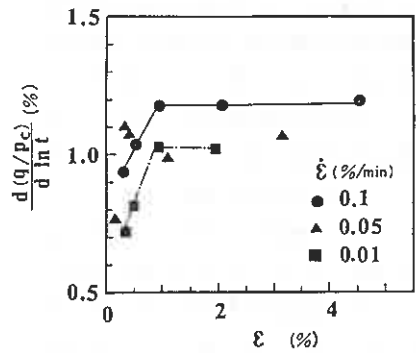
図-2 (a)~(d)は t_c に対応する応力状態を $q-p$ 面上に表したものである。図中の実線はRoscoeら⁹⁾の提案した Cam-Clay Modelによる有効応力経路である。計算に用いた土質定数を表-4に示す。これらは、別に行った等方圧密非排水試験結果から求めたものである。全ての粘土において応力緩和試験終了時の応力状態はこの実線の内部にあるが、図-1の t_c に対応する応力状態(●,▲,■)は静的有効応力経路⁷⁾すなわち静的平衡状態とほぼ一致している。A粘土については、最終応力状態(○,△,□)も示してある。この応力状態は実線で示した静的応力経路と相似な形状となる。松井ら¹¹⁾はこの最終応力状態に相当する経路を平衡状態曲面として彼らが提案している弾粘塑性構成式(流動曲面モデル)で用いている。さらに、非排水クリープ試験等を実施して応力緩和試験による最終応力状態とクリープ試験におけるそれとの関係について検討していきたい。

図-3 (a),(b)は、図-1の初期勾配と軸ひずみの関係を各粘土について示している。4種類の粘土とも村上・柴田⁵⁾や赤井ら⁹⁾と同様軸ひずみが大きくなるほど勾配が大きくなる傾向がある。A粘土においては、この勾配にひずみ速度も影響するような傾向がみられる。しかし、B粘土においてはその影響はほとんど見られない。この点についても、今後さらに検討したい。

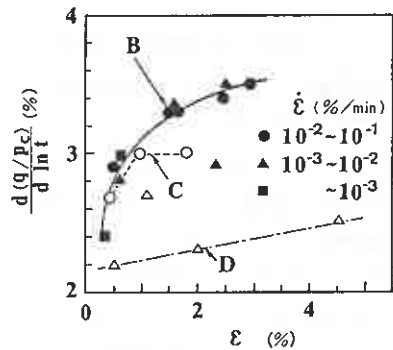
4-2 間隙水圧-時間関係

応力緩和時の間隙水圧の挙動については、前述のように増加するという報告³⁾、一定であるという報告⁵⁾、⁶⁾、⁷⁾あるいは応力緩和前のひずみ速度が大きい場合には増加するという報告⁹⁾があり、一致した見解は得られていない。

図-4はA粘土の応力緩和時の有効応力の変化を $q-p$ 面上に表している。図中の実線は、全応力経路と平行な線であり、応力緩和中、間隙水圧の変化がなければ、有効応力状態はこの実線上を移動する。この図から分かるように軸差応力が小さい場合、すなわち軸ひずみが小さい場合には間隙水圧が上昇し、軸差応力が大きい場合には、減少していることが分かる。ひずみ速度が小さいものについては、縦軸と平行に有効応力が変化している。このように応力緩和中、平均有効主応力が一定になるように間隙水圧が減少する状態を基準と考え、応力緩和中の間隙水圧挙動の整理には、Lo¹²⁾の提案した間隙水圧の塑性成分(Δu_{sp})を用いた。



a) A粘土



b) B, C, D粘土

図-3 軸差応力減少率と応力緩和前の軸ひずみの関係

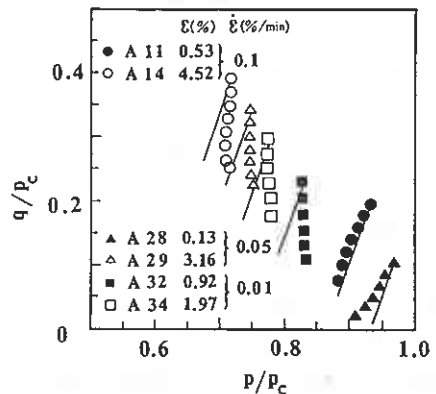


図-4 応力緩和中の有効応力の変化

図-5 (a)~(d)は、各粘土の応力緩和中の間隙水圧の塑性成分と時間の対数との関係を示している。図-6 (a), (b)は、図-5から求めた最急勾配と応力緩和前の軸ひずみとの関係を示している。A、B両粘土においてはひずみ速度を変えて示している。この図から分かるように同じひずみ速度では、応力緩和前の軸ひずみの大きい方が間隙水圧の塑性成分の発生量が小さい。また、同じ軸ひずみでは、応力緩和前のひずみ速度が大きい方が間隙水圧の塑性成分の発生量が大きい。以上のように応力緩和中の間隙水圧挙動は、緩和前の軸ひずみと、ひずみ速度の両者の影響を受けると考えられる。

応力緩和中の間隙水圧挙動におよぼすひずみ速度の影響について、荒井⁹⁾は、せん断過程でのひずみ速度が大きい場合(1%/min)、供試体内で間隙水圧分布が生じ、応力緩和中にその平均化が起こるとしている。しかし、今回の実験におけるひずみ速度はすべて供試体内の間隙水圧の均一化には十分小さな速さだと考えられる。等方応力緩和試験において粒子の再配列により間隙水圧が上昇することが知られている。これと同様な挙動がせん断応力の緩和中にも起きると考えることができる。この時間に依存する間隙水圧が、応力緩和前のせん断過程にも発生していると仮定すれば、その発生量はひずみ速度が小さいほど大きいと考えられる。したがって、せん断過程におけるひずみ速度が大きく、この間隙水圧の発生量が小さい供試体ほど応力緩和中に発生する間隙水圧が大きいと考えられる。

また、応力緩和中の間隙水圧におよぼす応力緩和前の軸ひずみの影響は以下のように考えることができる。すなわち、非排水せん断試験における間隙水圧と軸ひずみの関係から分かるように、軸ひずみの小さいものの方が軸ひずみの変化に

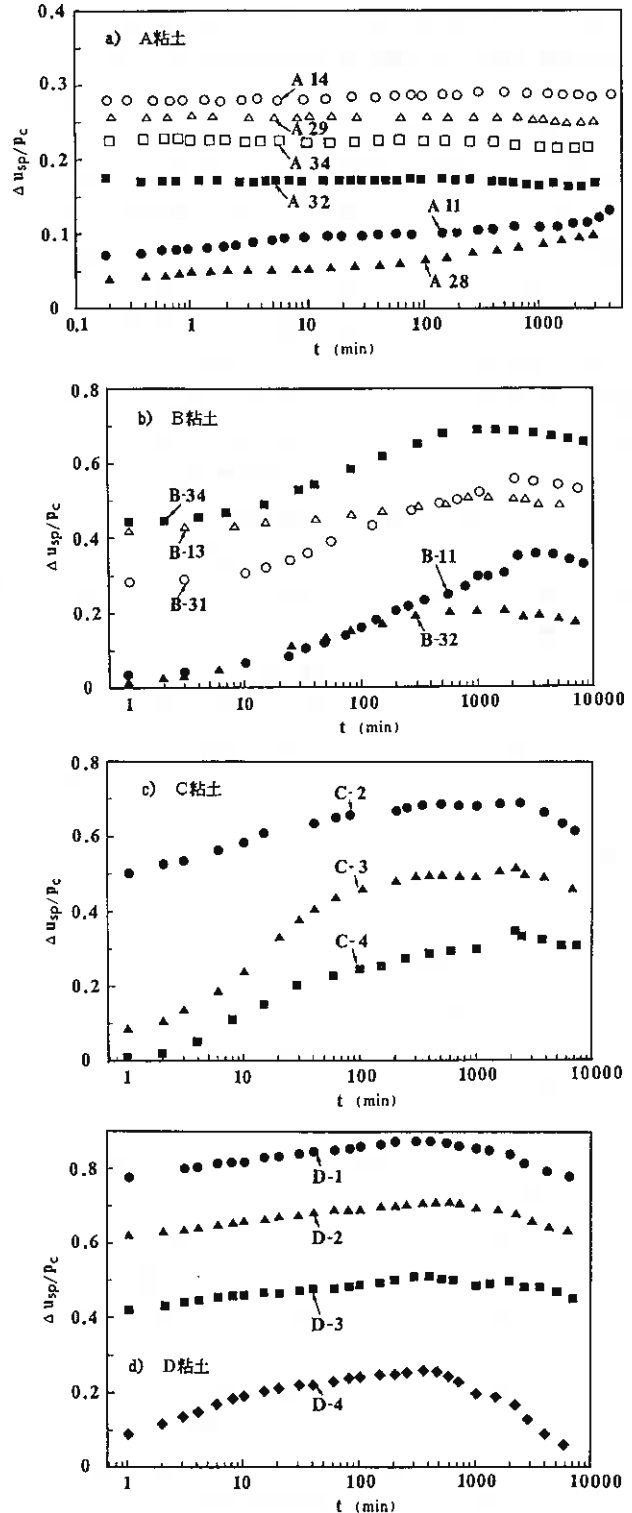


図-5 応力緩和中の間隙水圧の塑性成分—時間関係

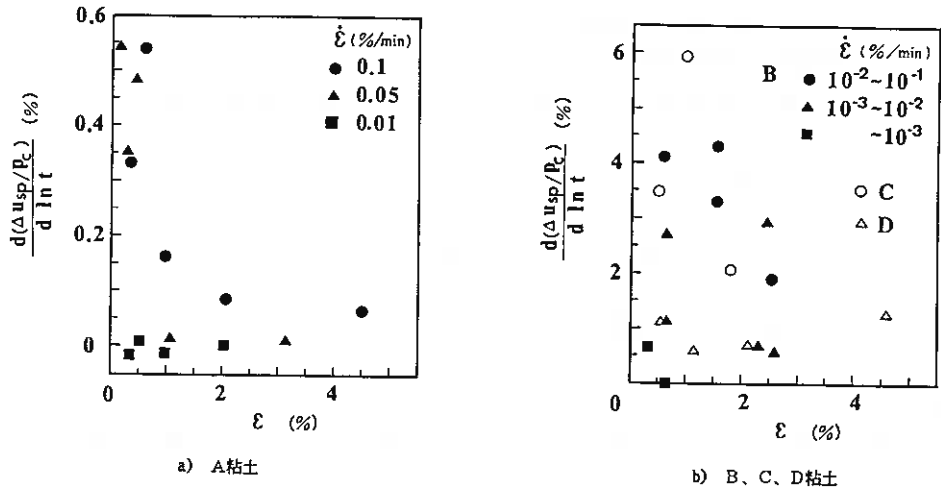


図-6 間隙水圧の塑性成分の増加率と応力緩和前の軸ひずみの関係

対する間隙水圧の発生量(du/de)が大きい。したがって、せん断過程中に生じようとしていた間隙水圧の応力緩和中における発生傾向は軸ひずみの小さいものほど大きいと考えられる。

5 結論

今回の実験から以下のことが分かった。

- 1) 軸差応力と時間の対数の関係は応力緩和前のひずみ速度、軸ひずみおよび載荷方法によらず2直線で表せ、その交点に対応する応力状態は、Roscoeら⁸⁾の提案したCam-Clay Modelによる有効応力経路付近にある。
- 2) 応力緩和において軸差応力が最終値に到達する可能性がある。そして、その時の応力状態を $q-p$ 面上に表すと静的応力経路と相似な経路となる。
- 3) 応力緩和中の軸差応力と時間の対数との関係から求めた勾配は軸ひずみに依存する。
- 4) 応力緩和中に発生する間隙水圧の塑性成分は応力緩和開始前のひずみ速度と軸ひずみの両者に依存する。

6 あとがき

本研究は、正規圧密粘土の時間効果に関する基礎的研究の一環を成すものであって、実験およびデータの整理にあたっては、本学卒業生、小山内幸夫(現間組)君、現大学院生の榊澤孝人君や在学生の小方功、奥田薫の両君ならびに工藤豊技官に負うところが大きい。なお、研究には小田に対する昭和62年度文部省科学研究費奨励研究(A)62750456ならびに三田地に対する同一一般研究(C)62550353の援助を受けた。以上を付記して謝意を表す。

記号

本文中に用いられる記号は以下の通りである。

- p : 平均有効主応力 ($=(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$)
- p_0 : 等方圧密終了時の平均有効主応力
- q : 軸差応力 ($=\sigma'_1 - \sigma'_3$)
- q_{max} : 最大軸差応力(破壊時の軸差応力)

q_a	: 応力緩和開始時の軸差応力
u_{sp}	: 間隙水圧の塑性成分
t_s	: 軸差応力と時間の対数との関係における2直線の交点に対応する時間
ϵ	: 軸ひずみ
$\dot{\epsilon}$: ひずみ速度
η	: 応力比 ($= q/p$)
κ	: $C_s/2.3$ (C_s : 膨張指数)
λ	: $C_c/2.3$ (C_c : 圧縮指数)
M	: $q-p$ 面上の限界状態線の傾き

参考文献

- (1) Murayama, S. and Shibata, T. : Rheological properties of clays, Proc. 5th ICSMFE, vol.1, pp. 269-273, 1961
- (2) Vialov, S.S. and Skibitsky, A.M. : Problems of the rheology of soils, Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.387-391, 1961
- (3) Wu, T.H., Douglas, A.G. and Goughnour R.D. : Friction and cohesion of saturated clays, ASCE, Vol.88, SM3, pp.1-32, 1962
- (4) Christensen, R.W. and Wu, T.H. : Analysis of clay deformation as a rate process, Proc. ASCE Vol.90, SM6, pp.125-157, 1964
- (5) Murayama, S. and Shibata, T. : Flow and stress relaxation of clays, Rheology and soil mechanics, pp.231-235, IUTAM Symposium, Grenoble, 1964
- (6) Lacerda, W.A. and Houston, W.N. : Stress relaxation in soils, Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.221-227, 1973
- (7) Akai, K., Adachi, T. and Ando, N. : Existence of a unique stress-strain-time relation of clays, Soils and Foundations, Vol.15, No.1, pp.1-16, 1975
- (8) Roscoe, K.H. and Burland, J.B. : On the generalized stress-strain behavior of 'Wet' clay, Engineering plasticity, Cambridge Univ. Press, pp.535-609, 1968
- (9) Arai, K. : Representation of soft clay behavior based on minimization of dissipated energy, Proc. 5th INCONMIG, pp.277-284, 1985
- (10) 小田高明・三田地利之: 正規圧密粘土の応力～ひずみ～時間関係, 土質工学会北海道支部技術報告集 第27号, pp.67-74, 1987
- (11) 松井保・阿倍信晴・林健二・中野政文: 流動曲面モデルに基づく正規圧密粘土の時間依存性, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.465-466, 1985
- (12) Lo, K.Y. : The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, No.4, pp.383-412, 1969

異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について (第3報)

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

苫小牧工業高専 ○池浦 勲
同上 小野 丘

1. まえがき

筆者らはこれまで、自然堆積地盤の状態に近似させるために一方向の変位を拘束した、いわゆる K_0 圧密履歴を与えた粘性土を対象として、各種応力経路のもとでの排水せん断試験を実施し、移動硬化と非関連流れ則の概念を用いた応力-ひずみ式を提案してきた⁽¹⁾⁻⁽³⁾。

それらの応力-ひずみ式で用いられるパラメータのうち、 b は移動硬化の程度、及び塑性ひずみ増分ベクトルと降伏曲面との非直交の程度の両方を表すものと考えた。パラメータ a については、圧密経路とせん断時の応力経路とのなす角度 α と a とが直線関係にあり⁽³⁾、しかもその関係が圧密経路に依らないことを示した⁽⁴⁾。

しかしながらパラメータの物理的意味が不明確なこともあり、仮定の仕方によっては上述の関係が満たされないことが予想される。

そこで、本報告においてはふた通りの応力-ひずみ式によってひずみ予測を行い、パラメータの特性について検討を加えることとする。

2. 実験

実験に用いた試料は、勇払郡早来町および虻田郡倶知安町から採取した自然粘土をスラリー状態にした後、鉛直圧力80 kPaで再圧密したものであり、以下においてはそれぞれH試料、K試料と略記する。H試料の物理的性質は液性限界 $LL=63\%$ 、塑性指数 $PI=30$ 、土粒子比重 $G_s=2.65$ であり、K試料は $LL=81\%$ 、 $PI=41$ 、 $G_s=2.68$ である。図-1(a)、(b)に示すように所定の平均有効主応力まで等方圧密、 K_{0r} 圧密(側方変位を生じさせない圧密)、 K_{0a} 圧密(鉛直変位を生じさせない圧密)および異方圧密した試料についての応力増分比一定の応力制御排水せん断試験である。

これらの実験は北大工学部と苫小牧高専で継続的に行われているものであり、

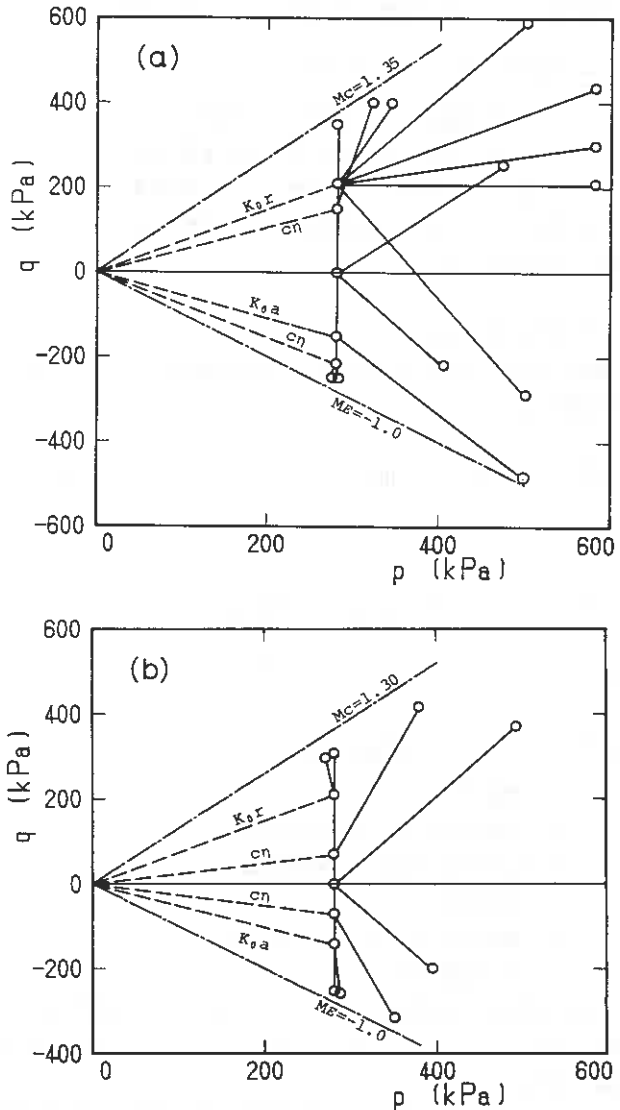


図-1 実験に用いた応力経路

以下においては各試験を例えば 81H1 (1981年度、H試料のTest-1) のように略記する。

3. 応力～ひずみ式

3.1 応力及びひずみパラメータ

以下において用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、偏差応力 q 、応力比 η であってそれぞれ次式で表される。

$$p = \frac{\sigma_a' + 2\sigma_r'}{3}, \quad q = \sigma_a' - \sigma_r', \quad \eta = \frac{q}{p} \quad (1)$$

ここに σ_a' 、 σ_r' ：有効軸圧、有効側圧

応力において下添字0 はせん断開始時の値であることを示す。

ひずみパラメータは体積ひずみ v と、せん断ひずみ ε であってそれぞれ次式で表される。

$$\varepsilon_a = 100 \ln\left(\frac{H_a}{H}\right), \quad v = 100 \ln\left(\frac{V_a}{V}\right), \quad \varepsilon = \varepsilon_a - \frac{v}{3} \quad (2)$$

ここに ε_a, v ：軸ひずみ、体積ひずみ(自然ひずみ)

H_a, H ：初期およびせん断中の供試体高さ

V_a, V ：初期およびせん断中の供試体体積

ひずみにおいて上添字 r は可逆成分、 p は塑性成分を表すものとするが、それらは載荷と同一経路の除荷時のひずみから求めた。

3.2 応力～ひずみ式

既報³⁾においては異方圧密履歴を受けた粘土の応力～ひずみ式および状態曲面として次式[(6)、(7)、(8)式]を提案した。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \quad (3) \quad \frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -\left(\frac{1}{\lambda}\right) \cdot \left(\frac{dp}{dq}\right) \quad (4)$$

$$A = \frac{1}{[1 - b(d\varepsilon^p/dv^p)]} \quad (5)$$

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \cdot \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad (6)$$

$$d\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \cdot \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \cdot \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad (7)$$

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \quad (8)$$

ここに e ：間隙比

λ ：自然対数表示による圧縮指数

κ ：自然対数表示による膨張指数

M ：限界状態の η

p_0 ：等価圧密応力 $= p_a \exp[(e_a - e)/\lambda]$

η_0 ：せん断開始時の η

それらはCam clay理論を基本としつつも、非閉連流れ則 [(4)式]の立場から、移動硬化¹⁾と非直交性²⁾の程度を表すパラメータ b [(3)、(5)式]とひずみの応力経路依存性を表すパラメータ a とを導入して導かれたものである。

パラメータ b はせん断時に応力の反転が無い場合(主働せん断)は $b = 0$ 、反転が有る場合(受働せん断)は $b = \eta_a$ とした。

上式は応力増分比一定の、広範な応力経路のもとでの粘土の変形特性を良く表してはいるものの、bをそのように扱うことにより

- 1) 同じ異方圧密を受けた粘土でも受働せん断においてのみ移動硬化が生じることになる
- 2) 従って降伏曲面が異方圧密軸 ($\eta = \eta_0$) で尖点を有し応力経路の変化に伴うひずみ増分方向の滑らかな変化を表現できない

といった不合理が生じてくる。そこで三田地ら⁵⁾、移動硬化を表すパラメータとして圧密終了時の応力比 η_0 を採用し [(9)式]、(4)、(5)と組み合わせて新たな応力-ひずみ式および状態曲面 [(10)、(11)、(12)式] を導いた。

$$\frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad (9)$$

$$d\nu^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right] \quad (10)$$

$$d\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \cdot \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right] \quad (11)$$

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left(\frac{\kappa}{\lambda} - 1\right) \times$$

$$\int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \quad (12)$$

以下においては (3)式から (8)式までを TH 1、(9)式から(12)式までを TH 2 と称しこれら応力-ひずみ式と実測値との適合性の比較をすることとする。なお前述のように等方圧密後のせん断および受働せん断では $b = \eta_0$ と仮定しているから TH 1 と TH 2 は同義である。

4. 実験結果と考察

4.1 実験結果

図-2(a)、(b)のプロット点は実験で得られた応力-ひずみ関係の一例を示す。図中の実線と破線は、併記したひずみを最も良く表し得るように定めたパラメータ a の値を用いた TH 1、TH 2 による予測値である。

計算に際しては H 試料は $M_c = 1.35$ 、 $M_E = -1.0$ 、K 試料は $M_c = 1.30$ 、 $M_E = -1.0$ を用いた。

表-1には、各試験の η_0 、初期間隙比 e_0 、および図-2のように定めたひずみ種別毎の a 値の一覧を示した。表中の α は p - q 図上で圧密経路とせん断時の応力経路とのなす角度である。また表中には後述する実測塑性

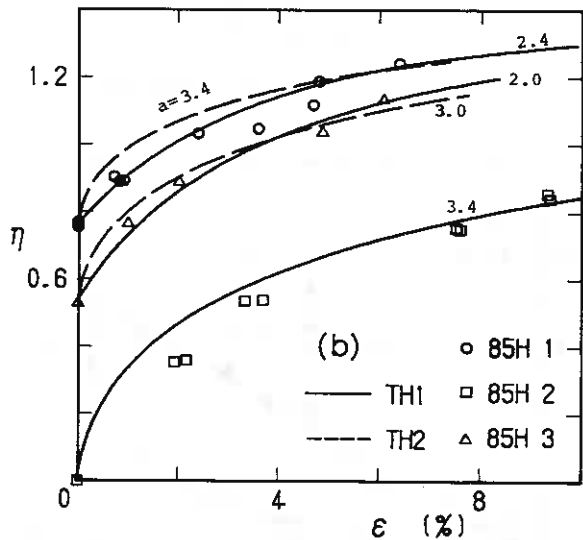
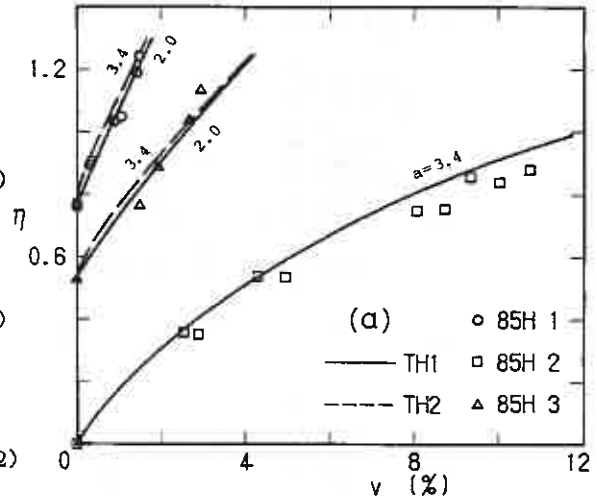


図-2 応力比とひずみの関係

ひずみ増分比と η との関係から得られた a の値も併記した。

表-1に見るようにTH2はTH1より大きな a 値を必要とするようである。また、ひずみの種類(ν 、 ϵ)により必ずしも一致していない。

TEST No.	#a	α (度)	e_a	a (TH1)					a (TH2)					
				ν	ν^*	ϵ	ϵ^*	$d\epsilon^2/d\nu^2$	ν	ν^*	ϵ	ϵ^*	$d\epsilon^2/d\nu^2$	
81H	1	0.765	53	1.22	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	3.0				
	2	0.765	22		1.4	1.4	1.2	1.2	3.0	3.0				
	3	0.722	-36		1.0	1.0		0.4						
82H	1	0.765	104	1.22	1.4	1.4			1.4	1.4				
	2	0.765	127		1.6	1.8			1.6	1.8			1.7	
	3	0.725	36		1.8	1.8		1.5	2.0	3.0				
83H	1	0.355	71	1.23	2.0	2.6		2.4	3.2	3.2				
	2	0.355	109		1.3	1.3			1.3	1.4				
	3	0	90		2.2	3.2		2.6	2.2	3.2			2.6	
	4	0	90		1.1	1.2		1.3	1.1	1.2			1.3	
	5	-0.765	127		2.8	3.2			2.8	3.2				
	6	-0.765	53		0.6	0.6			0.6	0.6				
	7	-0.535	118		3.1	3.1		3.1	3.1	3.1				
	8	-0.535	29		0.7	0.7			1.2	1.2				
	9	-0.535	62		0.6	0.6			1.0	1.0				
84H	1	0.765	-20	1.21	1.2	0.8	1.0	1.0						
	2	0.765	-37		1.2	0.6	0.9	0.6						
85H	1	0.765	53	1.24	2.0	2.4	2.4	2.4		3.4	3.4	3.4	3.4	
	2	0	53		3.4	3.4	3.4	3.2		3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
	3	0.536	53		2.0	3.0	2.0	2.0		3.4	3.4	3.0	3.0	3.2
	4	0	60			1.4		1.6			1.4		1.6	
	5	-0.765	61			0.8		0.6			1.0		1.0	
	6	-0.536	61			0.6		0.8			1.0		1.2	
85K	1	0	60	1.20		2.6		2.6		2.6		2.6		
	2	0	60			1.6		1.6		1.6		1.6		
	3	0.760	59			2.0		2.0	4.6	3.0		3.0		
	4	-0.50	60			0.8		1.2		1.6		1.6		
	5	0.25	60			2.2		2.6		3.4		3.4		2.5
	6	-0.25	60			1.2		1.2		1.6		1.6		1.0
86H	1	0.765	53	1.16	2.0	2.0	2.4	2.4	3.5	3.6	3.6	3.6		
	2	0.745	127		1.25	1.4	2.0	1.6		1.4	2.0	1.6		2.0
	3	0.25	70		1.27	2.4	3.0	3.0		3.4	3.8	3.8		
	4	0	90		1.28	3.0	3.6	3.6		3.0	3.6	3.6		
	5	0	90		1.27	1.2	1.5	1.6		1.2	1.6	1.6		
	6	-0.308	73		1.28	1.3	1.3	1.2	1.1	1.8	1.8	1.6		
	7	-0.50	117		1.26	2.4	3.6	3.4		2.4	3.6	3.4		4.8

表-1 計算に用いたパラメータ a

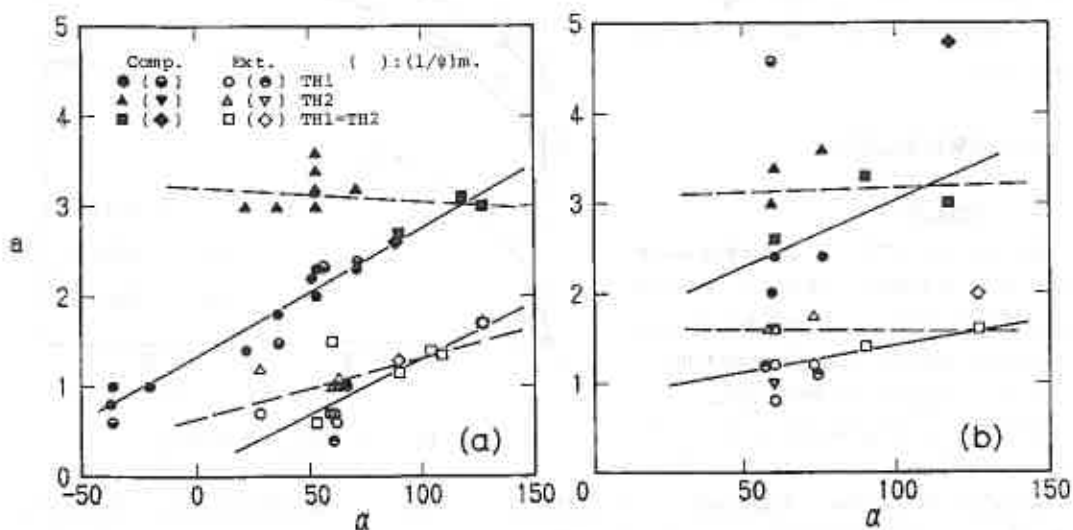


図-3 a と α の関係

4.2 パラメータ a と α の関係について

図-3(a) (H試料)、(b) (K試料) は角度 α とパラメータ a との関係を示す。 a がひずみの種類により一致していない場合はそれらの平均値をプロットした。

筆者らは既にTH1の場合について、 a が α と直線関係にあり、圧密経路に依らずに α のみによって一義的に決定し得ることを示した⁴⁾。一方、水上らは⁶⁾ TH2による a が α と無関係であると報告している。

図-3(a)によると、H試料では実線のようにTH1 (○、□) の a は α に依存していると考えられ、TH2 (△、□; 破線) の a は α が変化してもあまり変わらない。図(b) に示すK試料についても実験ケースが少ないものの同様の傾向がある。

すなわち塑性ひずみ増分比の仮定 (3)式か (9)式か) によって a と α との関係が変わってくることになる。

4.3 実測塑性ひずみ増分比について

図-4は (3)式または (9)式 (右辺/ a) に対して実測の塑性ひずみ増分比 $d\varepsilon^p/dv^p$ ($=1/\Psi$ と置く) をプロットしたものの一例である。図中の各点が原点を通る直線上にあればその傾きが a 値を示すことになる。しかしながら主働せん断において $b = \eta_0$ とした場合 (TH2、(9)式) はせん断開始時において $d\varepsilon^p/dv^p = 0$ となるべき所であるが実測値の多くはゼロとはならず、図-4の●点のように原点から離れる傾向が見受けられた。従って表-1及び図-3にはそのような場合を除いて求めた a 値を併記した。図-3によればH試料の場合は、塑性ひずみ増分比から求めた a は前節で述べた、ひずみの予測に適した a とほぼ類似した値を示すようである。

5. むすび

本報告ではこれまでの実験結果をまとめ、応力～ひずみ式中のパラメータ a と応力経路との関係が、塑性ひずみ増分比、あるいはパラメータ b の仮定の仕方により全く異なることを示した。

従って b の妥当な取り方についてひずみ、実測塑性ひずみ増分比と η の関係、状態経路の形状などの点からさらに考察する必要があると思われる。

むすびにあたり、日頃ご指導いただき、また実験データの一部を提供していただいた北海道大学 三田地利之教授に謝意を表します。また、実験およびデータ整理においては北大大学院修士および苫小牧高専卒業生の多大な協力を得た。記して謝意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) 池浦勲、北郷繁、三田地利之、下越仁; 伸張状態における異方圧密粘土の変形特性について、土木学会 第38回年次学術講演会講演概要集(1982)
- 2) 池浦勲、三田地利之、芳岡良一; 異方圧密粘土の応力-ひずみ関係、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集(1984)

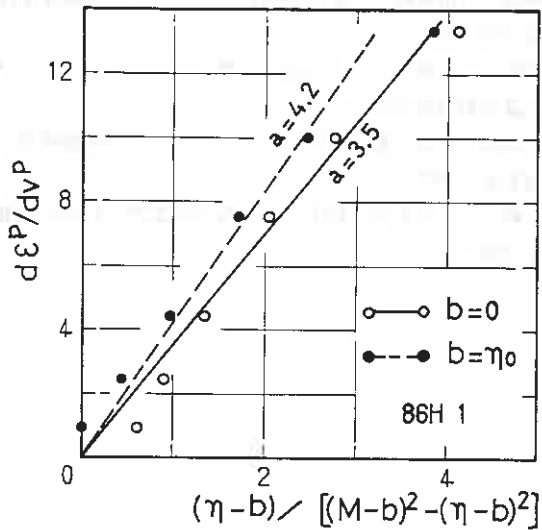


図-4 応力比と塑性ひずみ増分比の関係

- 3)池浦勲、三田地利之；異方圧密粘土の応力- ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響、土質工学会論文報告集、第26巻 3号(1986)
- 4)池浦勲、三田地利之、水上純一；異方圧密粘土の応力- ひずみ関係（第3報）、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集(1986)
- 5)三田地利之、水上純一；粘性土の応力- ひずみ挙動関係におよぼす異方圧密経路の影響、第21回土質工学研究発表会(1986)
- 6)水上純一；異方応力経路下の飽和粘土の応力- ひずみ挙動に関する研究、北海道大学大学院工学研究科修士論文(1987)

1. まえがき

筆者らはこれまで異方圧密履歴を受けた粘土について種々の応力経路で排水せん断試験を行い、その変形特性の持つ圧密経路依存性について考察し、応力～ひずみ予測式を導いた。

本報告は、筆者らの提案する応力～ひずみ式において、せん断中に主応力の反転が生じる場合に用いられる、降伏曲面とひずみ増分ベクトルとの非直交性の程度を表すパラメータについて再検討するとともに、新たな考え方を導入して従来の提案式に修正を加え、2種類の粘土試料についての実験によって理論の妥当性を検証したものである。

2. 応力～ひずみ式

筆者らはこれまでの研究で、Roscoe & BurlandによるModified Cam-Clay理論に移動硬化の概念を導入し、せん断中に主応力の反転が生じる場合には非関連流れ則、また反転の生じない場合には関連流れ則の立場をとるといふ応力～ひずみ式を導いた。この応力～ひずみ式において用いられる応力パラメータは平均有効主応力 p' 、偏差応力 q 、応力比 η であり次式のように定義される。

$$p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 \quad , \quad q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad , \quad \eta = q / p'$$

σ'_a, σ'_r : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

また、ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε で次式のように定義される。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad , \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v / 3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0 / H) \quad , \quad v = \ln(V_0 / V)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向の自然主ひずみ
 H_0, H : 圧密終了時およびせん断中の供試体高さ
 V_0, V : 圧密終了時およびせん断中の供試体体積

以上の応力、ひずみパラメータを用いると、これまで提案してきた応力～ひずみ式は以下のように表される。

塑性ひずみ増分比

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad [1]$$

直交条件

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -\frac{1}{A} \left(\frac{dp}{dq} \right) \quad [2]$$

非直交性パラメータ

$$A = \frac{1}{1 - b \left(\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} \right)} \quad [3]$$

塑性体積ひずみ増分

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left\{ \frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right\} \quad [4]$$

塑性せん断ひずみ増分

$$d\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \cdot \frac{a(\eta - b)}{(M - \eta)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \left\{ \frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b) / \eta - \eta_0} \right\} \quad [5]$$

降伏曲面

$$\frac{p}{p_0} = \left\{ \frac{(M - \eta_0)^2}{(M - \eta)^2 + (a - 1)(\eta - \eta_0)^2} \right\}^{\frac{1}{2(a-1)}} \quad [6]$$

M : 破壊時の応力比

λ, κ : 圧縮指数および膨張指数の対数表示

η_0 : 圧密終了時の応力比

e : 圧密終了時の間隙比

p_0 : 圧密終了時の平均主応力

a : 圧密経路とせん断経路の影響を表すパラメータ

b : 非直交性の程度を表すパラメータ

v_p, ε_p : 体積ひずみおよびせん断ひずみの塑性成分

[3] 式の非直交性パラメータAは、主応力の反転が生じる方向にせん断する場合に圧密経路の異方性を考慮するために導入したものであり非関連流れ則の立場に立ち、塑性ひずみ増分ベクトルは降伏曲面に必ずしも直交しないとして直交条件を[2]式のように修正するものである。

ここで[3]式中のbは非直交性の程度を表すパラメータで、せん断中に主応力反転のない場合にはb=0、ある場合には η_0 としてきた。しかし、せん断原点において直交性が成立し、限界状態で体積ひずみが生じなくなるという前提から、パラメータAは $\eta = \eta_0$ でA=1、 $\eta = M$ でA=0という条件を満たせば他の形をとることも可能であり、また、主応力反転はせん断の進行に伴う主応力値の変化によって最大主応力と最小主応力が逆転する結果生じるものであるから、bをせん断過程を通して一定値とするよりも変化量として考える方が実際の応力～ひずみ挙動をよりの確に表現できると思われる。そこで本報告では新たに、[7]式のようにbを η の関数と仮定して応力～ひずみ挙動の予測計算を行い、昭和57～61年度に行われた以下に述べる実験によって予測式の妥当性を検証した。

$$\begin{aligned} \text{圧縮せん断時 : } & \quad b = \frac{-1}{\sqrt{M - \eta}} \\ \text{伸張せん断時 : } & \quad b = \frac{1}{\sqrt{-M + \eta}} \end{aligned} \quad [7]$$

3. 試料および実験

3-1 試料およびセット方法

実験に用いた試料は虻田郡倶知安町および勇払郡早来町から採取した2種類の自然粘性土で、物理的性質はそれぞれLL=81%, 62%, PI=41, 25, Gs=2.68, 2.65である。採取した試料は蒸留水を加え420 μ mのふるいを通した後養生し、十分攪拌を行ってから大型の予圧密セル内で、鉛直応力80kPaで約8日間一次的に予圧密した。

予圧密後の試料を水平方向に切り出し、直径50mm、高さ120mmの円柱形供試体を作製し、らせん状のスリットを入れたろ紙を供試体周面に巻き水中で厚さ0.2mmのメンブレンを被せた。また、供試体からの排(吸)水を半径方向に制限し、供試体上下端面には、端面摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布したテフロンシートを置いた。

供試体は軸対称三軸試験装置にセットし、バックプレッシャー100kPaを圧密時から載荷した。

軸力の測定は三軸セル内にセットしたロードセルによって行い、間隙水圧は供試体下端中心部で圧力変換器を用いて測定した。

3-2 実験の方法

最初にすべての供試体を $\sigma'_v = 30\text{kPa}$ で等方圧密した後、 $p' = 280\text{kPa}$ まで K_{e0} 圧密(経路OA)、異方圧密(経路OB)および K_{e0} 圧密(経路OC)の3種類の応力条件で段階的に荷し、その後図-1に示すような経路で以下の試験を行った。

(1) 応力増分比一定排水試験 (経路OAF)

排水条件下でせん断原点(A点)からの応力増分比 dq/dp' を一定に保って行う試験である。

(2) 平均主応力一定排水試験 (経路OAE, OCD, OBE)

排水条件下で p' を圧密終了時の値 ($p' = 280\text{kPa}$) に保ちつつ q の値を変化させる試験である。

せん断過程では応力制御方式で段階的に荷し、目標応力点に達した後、同一経路をせん断原点まで除荷した。

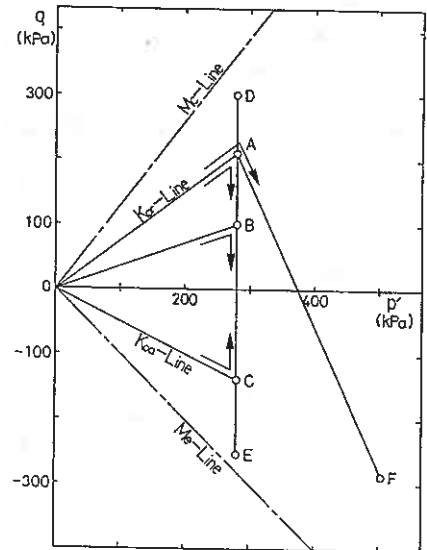


図-1 応力経路図

4. 実験結果による応力-ひずみ式の検証

4-1 実測値と計算値の比較

図-2は従来の予測式とパラメータAを新たに仮定した予測式とを用いて応力~ひずみ関係の予測曲線を描き、実測値との一致の程度について2式の間で比較を行ったものである。図中において実線は新しい予測式、破線は従来の予測式による予測曲線を表す。計算値と実測値との比較の手順としては、まず[4]式の計算によって得られた $\eta \sim v^p$ 曲線が実測の $\eta \sim v^p$ 曲線に最も良く合うようにパラメータaを決定する。次にこのaの値を用いて[5]式により $\eta \sim \varepsilon^p$ 曲線を計算し、実測値と比較する。なお、諸式の適用においては表-1に示す土質定数を用いた。なお、同一の粘土で土質定数が多少異なるのは試験の実施時期が異なることによるものである。

平均主応力一定試験に関しては、ひずみの発生時から比較的良くせん断ひずみの挙動を予測している。また、従来の予測式と比較しても、より実測の傾向に近づいているといえる。

さらに $\eta \sim v^p$ 曲線に見られる、 η が M に近づくにつれて体積ひずみの発生量が小さくなる傾向は、 $\eta \rightarrow M$ のとき $dv^p \rightarrow 0$ となるという Cam-Clay

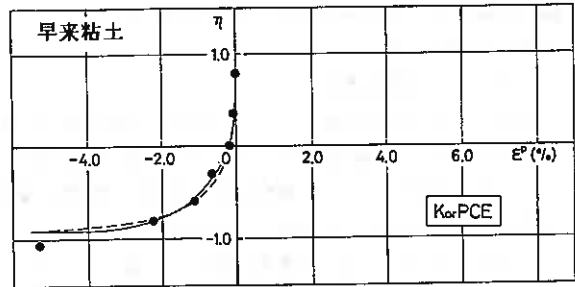
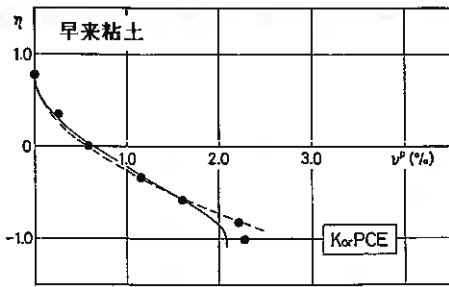
理論の限界状態の定義に一致しており、仮定の妥当性を示すものであると考えられる。

一方、応力増分比一定試験に関しても、かなり良い予測が成されている。前述のような体積ひずみの発生量が小さくなる傾向が見られないのは、平均主応力一定試験に比べて最遠応力点の η が M から遠いことが原因であると思われる。

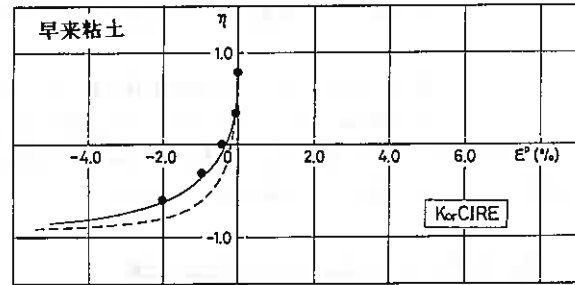
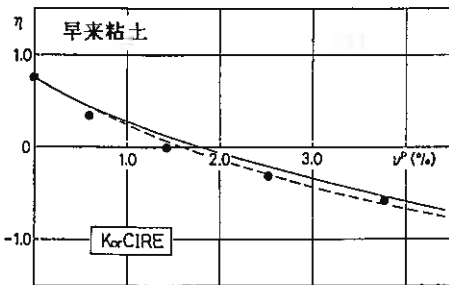
また、これまで従来の予測式に関してパラメータaと、圧密経路とせん断経路とのなす角 α との間に直線関係が認められるということが報告されている。本報告で用

表-1 土質定数とパラメータaの値

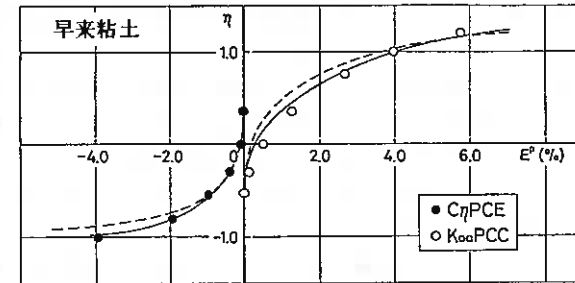
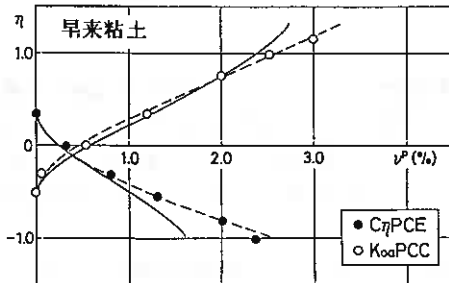
試料	Test	早来粘土			俱知安粘土			
		KorPCE	KorClRE	C η PCE	KoaPCC	KorPCC	KoaPCC	
a	Comp.	1	—	—	—	4.3	—	4.6
		2	—	—	—	3.0	—	2.3
	Ext.	1	1.5	1.1	2.0	—	1.9	—
		2	1.2	0.5	1.6	—	1.5	—
η_0		0.766	0.766	0.354	-0.541	0.750	0.500	
M_c		1.350			1.300			
M_0		-0.964			-1.000			
λ		0.132			0.13			
κ		0.031			0.030			
e		1.320			1.216			



経路 O A E

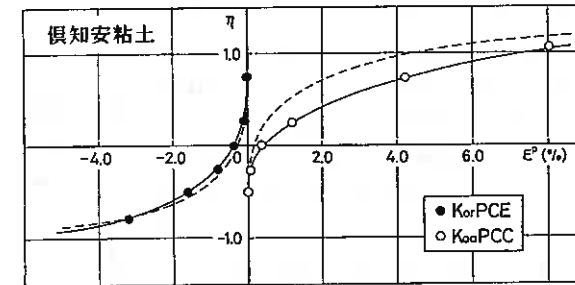
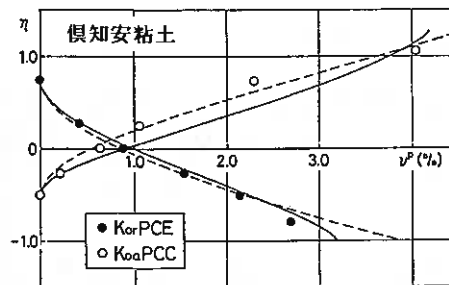


経路 O A F



経路 O B E

経路 O C D



経路 O C D 経路 O A E

図 - 2 $\eta \sim \gamma^p$, $\eta \sim \varepsilon^p$

いた予測式による a の値 (Δ), (\blacktriangle) は、図-3に見られるように従来の $a \sim \alpha$ 直線に近いものになっている。なお、図中の (\circ), (\bullet) 点は従来の研究において^{1) 2) 5)} $a \sim \alpha$ 関係を求めるために行われた実験データであって俱知安粘土の (\times) 点は K_0 値から計算された切片である。

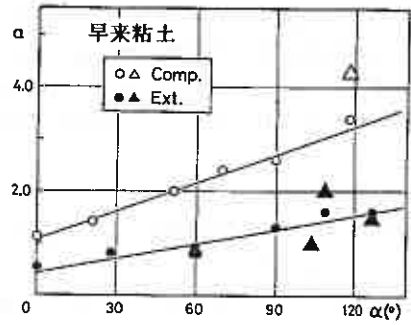
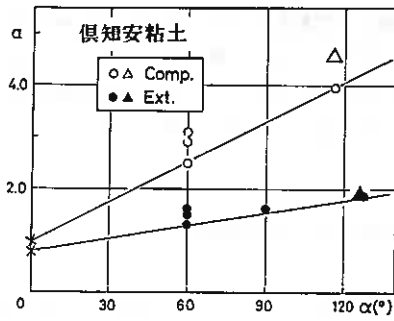


図 - 3 $\alpha \sim \alpha$

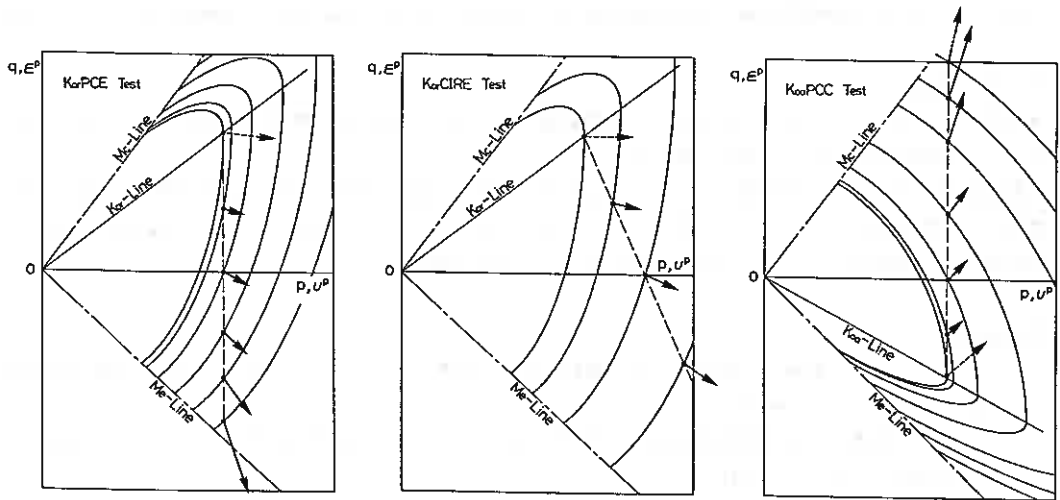


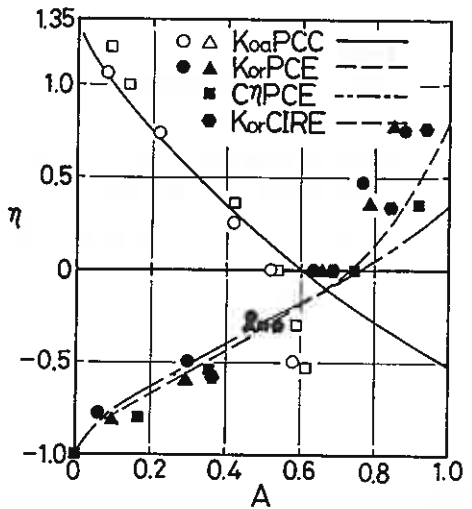
図 - 4 降伏曲面と実測のひずみ増分ベクトルとの関係

図 - 5 $\eta \sim A$

4-2 パラメータAの検討

図-4は各試験の降伏曲面と実験から得られた塑性ひずみ増分ベクトルとの関係を例を早来粘土について示している。ここで実測の塑性ひずみ増分ベクトルの方向は $u^p \sim \epsilon^p$ グラフの各応力点での接線の勾配から得たものである。ベクトルの方向は、せん断原点ではほとんど降伏曲面に直交しているが、せん断が進むにつれて次第に 90° から離れてくる。すなわち、 η が限界状態に近づくにしたがって非直交性の程度が大きくなっている。またベクトルの大きさも、せん断の進行とともに急速に大きくなる。

この傾向が非直交パラメータAを仮定した際の考え方を良く表しているかどうかについて検討するため実測と計算による η とAとの関係を図-5に描いてみた。これは、[3]式に上述の実測値から求めた $d\epsilon^p / d u^p$ を代入し



たものと、[1]式による $d\varepsilon^p/dv^p$ を代入して計算した値とを比較したものである。せん断原点では $A=1$ で、せん断が進んで η が限界状態に近づくにつれて、 A の値が0に近づく傾向をよく表している。これは、ひずみ増分比および非直交性パラメータの仮定の妥当性を示していると考えられる。降伏曲面とひずみ増分ベクトルとのなす角度とパラメータ A との間の相関について今後さらに検討を加えてみたい。

5. まとめ

主応力反転が生じるような経路についての排水せん断試験結果から、非直交性パラメータ A について以下のようなことが分かった。

- (1) 非直交性パラメータ A の中の b を η の関数と仮定したところ、 b を η_0 の一定値とするときよりも良い予測結果が得られた。
- (2) Cam-Clay理論で定義される限界状態付近での v^p の挙動がよく表現できた。
- (3) パラメータ A の新たな仮定は降伏曲面とひずみ増分ベクトルとの非直交性の傾向をよく表している。

6. あとがき

本報告で行ったパラメータ A の仮定は主に実験結果から得られたもので、物理的な意味に関してはまだ検討すべき点が残されており、今後の課題としたい。

本研究の実験およびデータの整理にあたっては本学卒業生、下越、芳岡、服部、古屋、進藤、木幡、佐々木勝彦、辻の各君ならびに本学工藤 豊技官に負うところが大きい。また、研究にあたって昭和62年度文部省科学研究費一般研究(C)62550353の援助を受けた。記して謝意を表す。

参考文献

- (1) 北郷・三田地・池浦・下越：異方圧密粘性土の変形特性について，土質工学会北海道支部技術報告集，第22号，pp.109-116，1982
- (2) 北郷・三田地・芳岡：飽和粘土の変形特性におよぼす異方圧密履歴の影響，土質工学会北海道支部技術報告集，第24号，pp.155-162，1984
- (3) 三田地・中嶋・木幡：異方圧密粘性土の応力-ひずみ挙動の予測，土質工学会北海道支部技術報告集，第25号，pp.145-154，1985
- (4) 三田地・工藤・水上：粘性土のせん断特性におよぼす異方圧密経路の影響，土質工学会北海道支部技術報告集，第26号，pp.130-137，1986
- (5) 水上・三田地・古川：異方応力経路下での飽和粘性土の変形挙動，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，pp.178-179，1987
- (6) 池浦・三田地：異方圧密粘土の応力-ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響，土質工学会論文報告集，第26巻，第3号，pp.157-168，1986
- (7) Roscoe, K.H. and Burland, J.B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, 1968
- (8) Jain, S.K.: Fundamental Aspects of Normality Rule, Engineering Publications, 1980

1 まえがき

間隙水圧をひずみと関連づける研究を進めている。三軸供試体は微視的には必ずしも常に均一ではなく、変形は不均一となっており、間隙水圧も不均一となっている。従って底面において測定される間隙水圧がせん断領域における間隙水圧値を反映する変形速度を把握することが大切である。

不均一な間隙水圧が均一化することは、過剰の間隙水圧が消散することと同値と考えられる。いろいろの変形速度の下で、排水経路を開放したせん断試験を実施し、実質排水とみなされる変形速度、実質非排水とみなされる変形速度を求めた。

土の性質と試験条件のいくつかの項目から、排水、部分排水、非排水の境界を求める方法のうち関口の方法について、予測と実測の比較検討を行った。

2 排水程度の予測とデータ評価法

排水試験を実施するには、排水経路を開放するのみでは不十分であり、変形に伴って発生する過剰間隙水圧を消散させ、内部に残留させないことが必要である。そのため、土の透水性に応じて適切に変形速度を選定することが大切である。

圧密のデータに基づいたり、実際に排水試験を行ない確認して最終的に決定されるが、まず資料により予測を立てることが解決への第一歩である。いくつかの方法が提案されている。

土質工学会では、破壊に到達する時間を圧密時間の10倍以上とするよう勧めている¹⁾。当研究室では2日ないし3日間の圧密であるから20～30日間、つまり $4\sim 6 \times 10^{-4}$ mm/分位の変形速度である。しかし、考察にて述べるように、十分ではあるが必要ではない。簡便であって、それぞれの供試体の圧密特性を反映しているとの特長はあるものの、大ざっぱ過ぎよう。

BishopとHenkelはせん断中の圧密度 U_i を(1)式により表示した²⁾。

$$U_i = 1 - h^2 / (\eta \cdot c_v \cdot t_i) \quad \dots \dots (1)$$

ここに h は供試体高さの半分、 c_v は圧密係数、 t_i は破壊までの時間、 η は供試体境界の排水条件により決まる係数である。彼らは、破壊時偏差応力を基準として実測圧密度を算出した。完全非排水条件下では最も抵抗は小さく、排水が行われるに従って土の骨格は強くなり抵抗が増す。完全排水条件下では最も大きい強度を有するとの考えに基づいている。過剰間隙水圧の大きさについては言及していない。

関口は、部分排水三軸試験におけるひずみ速度効果を無次元化ひずみ速度((2)式)という値を導入して論じている³⁾。

$$dE_z/dT = E_z \cdot R^2 / (c_v \cdot \xi) \quad \dots \dots (2)$$

ここに E_z はひずみ速度、 R は供試体半径、 c_v は圧密係数、 ξ はろ紙の効率である。関口は有限要素モデルにより、偏差応力、体積ひずみ、間隙水圧を推定し、実測値と比較した。偏差応力と体積ひずみのデータより、排水条件の境界が明らかとなり、体積ひずみより非排水条件の境界を決め、間隙水圧のデータより、非排水・排水両条件の境界を確認している。無次元化ひずみ速度で示すと、完全排水は 0.04、完全非排水は 8 ということになる。従ってこれに基づく圧密度は(3)式で表示される。

$$U_r = (\log 8 - \log(dE_z/dT)) / (\log 8 - \log 0.04) \dots (3)$$

なおここに用いられている偏差応力と体積ひずみは、軸ひずみ 25%における値であり、一方過剰間隙水圧は σ'_v 値であって、軸ひずみ 4~10% 付近に現われる値である。特に間隙水圧が全く測定されない時を対象とせず、非排水時の σ'_v 間隙水圧の 0.14 倍以下の σ'_v 間隙水圧となれば実質排水状態と認定している。

次に測定結果の評価方法について述べる。排水経路を開放したままでせん断しても、それは必ずしも十分排水条件が満足されてはならず、一部あるいは全部の過剰間隙水圧が残っているかもしれない。圧密問題におけるの圧密度の手法を取り入れて、その過剰間隙水圧の消散程度を数値で表現する方法を新たに考案した⁴⁾。図-1 はその考え方を模式化したものである。すなわち、土の構造が同じであれば排水、非排水時同値の過剰間隙水圧がひずみに応じて発生する。完全に非排水であるならば、いかなるひずみ時点においても過剰間隙水圧が外部へ消散することはない。しかるに排水が許されているならば、発生していた過剰間隙水圧の一部が失われ、残量が計測されている。従って、あるひずみに対応する正規化過剰間隙水圧の縦距の差がその時点における消散値であり、ひずみに沿う積分値が全消散値ということになる。従って $\Delta u / \sigma'_v \sim e_a$ 曲線の図において、非排水条件時曲線と e_a 軸、および $e_a = 15\%$ 線により囲まれる面積を S_u 、排水条件時のそれを S_D とする時(4)式により表わされる U_i を実測圧密度とする。

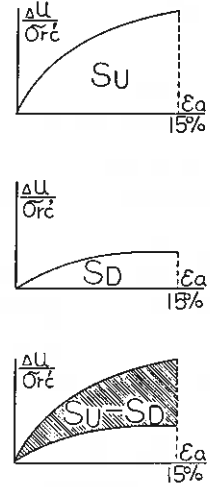


図-1 過剰間隙水圧消散度の数値化法

$$U_i = (S_u - S_D) / S_u \dots (4)$$

3 試料と試験方法

3.1 試料

岡山県笠岡産の市販粘土を蒸留水に溶かし、75 kPa の応力で再圧密して利用している。数年間にわたっての実験的研究であり、年度毎に測定した性質は全く同一の数値ではないが、似たような値である。ただし、圧密に要する時間が長くなってきたと感じられる。これまでの測定結果の上限下限は次の通りである。液性限界 56.2~60.2%、塑性限界 28.6~38.2%、塑性指数 19.9~30.4%、比重 2.603~2.699、砂分 0~4%、シルト分 30~39%、粘土分 57~67% である。分類名は MH で低塑性土であるが、透水性は低い方である。

3.2 試験方法

標準的な軸対称三軸試験装置を用いて、圧密非排水圧縮および圧密排水圧縮試験を行なった。圧密応力は 100、200、300、400 kPa の4種類、変形速度は 10^0 、 10^{-1} 、 10^{-2} 、 10^{-3} mm/分の4種類で、高速、中速、低速、微速と称する。間隙水圧は供試体底面において測定している。圧密過程は半径方向外側に向かって排水され、変形は直径、

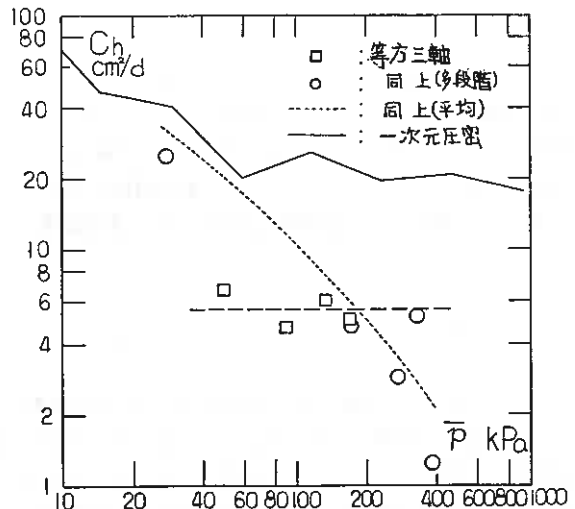


図-2 圧密係数

高さ両者に現われる。

三軸等方圧密試験では、圧密応力範囲は 50~400 kPa として、応力の変化は 50 kPa 毎に増加、100 kPa 毎に減少させる。載荷・除荷期間は 24 時間ずつである。比較のため標準一次元圧密試験を行なっている。

4 試験結果と考察

4.1 圧密係数

せん断に先立って行なわれる等方圧密過程のデータを用いて圧密係数を求めることができる。その方法の一つは Escario と Uriel によって開発された⁵⁾。排水量のデータを彼らの提案する計算式に代入して得た値を平均有効圧密応力 $\bar{\sigma}'$ に対してプロットすると図-2 の□印のように分布する。調査した応力の範囲は狭いが、 $c_v = 5 \sim 7 \text{ cm}^2/\text{d}$ で圧密応力によって大差のないことが読み取られる。これらの値は、応力を一気にかけて圧密する方法により得られている。従って圧密の初期はきわめて低い有効圧密応力であり、圧密の後期には高いことになる。標準圧密試験にならって、50 kPa ずつ段階的に増加させる方法により得られた圧密係数は図中○印で示され、右下がりに分布し、圧密応力が高くなれば圧密係数が小さくなる傾向がある。

標準一次元圧密試験による圧密係数と比較してみよう。図中の折れ線で示されるように、圧密降伏応力以下では有効圧密応力に反比例し、圧密降伏応力以上では有効圧密応力に左右されず大よそ一定となっている。更に、 c_v 値そのものも、1-σ_g-近くの相違が認められ、三軸等方圧密の場合の方が変形に要する時間が長くなることを示している。これらの傾向は、更に塑性の高い2種類の粘土に関しての筆者らの一人の報告結果と一致している⁶⁾。三軸等方圧密と標準一次元圧密とは、排水の方向が異なるのみならず、変形の方法およびその次元数が異なるので違いが現われるのであろう。

圧密係数は通常 c_v と表わされるが、三軸等方圧密の場合には供試体側面にドレン用紙を巻き付け、上下両端面は遮断してあるので外に向かう放射状にのみ排水されるため、 c_h という記号を用いている。それゆえ、(1)、(2) 式中の c_v 項には c_h の値が代入される。

4.2 変形速度と過剰間隙水圧

次に排水せん断に伴って発生する間隙水圧、すなわち過剰間隙水圧 Δu について検討を加える。図-3 では、有効圧密応力 σ'_{rc} により除した正規化過剰間隙水圧値を鉛直軸ひずみ ε_a に対してプロットされている。点線、破線、実線、一点鎖線は変形速度 10^0 、 10^{-1} 、 10^{-2} 、 10^{-3} mm/分 にそれぞれ対応している。二点鎖線は非排水せん断時の関係であり、有効圧密応力 200 kPa の事例のみ参考のため掲載している。土は変形を受けると土中の間隙水圧に変化が生じ、正規圧密粘土の場合には間隙水圧は増加することが通例である。応力の高まった間隙水は応力の低い方へ移動するが、圧密係数の低い粘土の場合には、過剰間隙水圧の消散に十分な時間が必要である。従って、排水せん断ではあるが、変形速度が適切でなければ過剰間隙水圧が観測されることになる。図-3(a) は高速 10^0 mm/分の

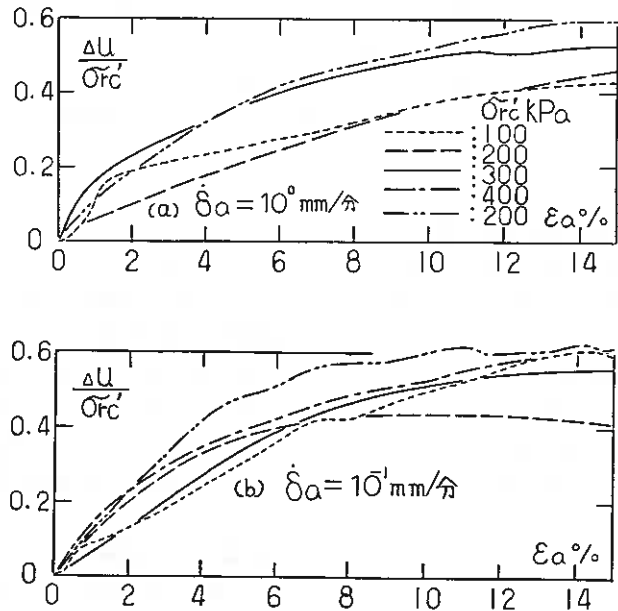


図-3(a, b) 正規化過剰間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係

場合であり、かなり高い値が観測されている。図-3(b)は中速 10^{-1} mm/分の場合であり、同様に高い値が示されている。両図を比較してみると、高速の方が全体的に低いこと、せん断初期部分における立ち上がりが少し緩やかであることが分る。変形速度が速いと供試体下端面において測定される間隙水圧は、せん断領域の間隙水圧と異なり低くなっている⁷⁾ためである。非排水せん断試験時の過剰間隙水圧の値についても、中速時より高速時の方が低く観測され、前述のことを裏付けている。図-3(c)は低速 10^{-2} mm/分の場合である。 $\sigma_{rc} = 300$ kPa の1事例が他の3事例と大きく離れている。この1事例の場合であっても単調に増加し、停止あるいは減少する傾向を全く示さない。この変形速度は、間隙水圧測定を伴う非排水せん断試験を実施する時に広く採用される速度範囲に含まれている。鉛直軸ひずみ 15% までせん断するには1日強が必要である。笠岡粘土を用いての排水せん断に関する筆者らの先の報告では⁴⁾、この変形速度はやや速すぎるけれども、非排水条件で間隙水圧を測定するには影響されないと述べた。図-3(d)は微速 10^{-3} mm/分の場合で、15% の鉛直軸ひずみを与えるには 11~12日を要する速度である。排水せん断時には零ではないが、わずかの過剰間隙水圧が観測されるだけであり、非排水せん断時の過剰間隙水圧から十分に消散していることが示されている。この笠岡粘土の場合には 10^{-2} と 10^{-3} mm/分の間に、排水条件を満足させる変形速度が存在することになる。

4.3 変形速度と圧密度

正規化過剰間隙水圧の発生に基づいて得られた圧密度 U_t について検討してみる。この圧密度は先述の(4)式により計算される。図-4 は変形速度別に整理して表現している。高速 10^0 mm/分はほとんど非排水であると考えられるのであるが、0.34 という中程度の消散を示す事例がある。このことは供試体の変形が常に均一に生じていないため、間隙水圧が不均一に分布しているからと考えている。もし時間が十分にあるならば、その不均一な間隙水圧が再分布し均一になるのであるが、高速せん断ではその不均一な間隙水圧の均一化が不十分な状態にあるため、底面間隙水圧がせん断領域の間隙水圧を必ずしも正しく反映していない⁷⁾のである。

基本となる非排水条件時の Δu への影響と排水条件時の Δu への影響が同じに現われているとは限らないので、高速せん断時はばらつきが大きいと考えられる。中速 10^{-1} mm/分の場合には、 U_t は 0.0~0.25 の範囲にあり、やや排水が生じていることが分る。低速 10^{-2} mm/分の場合には、 U_t は 0.26 から 0.75 の広範囲に散在している。有効圧密度力の大きさととの相関も見ら

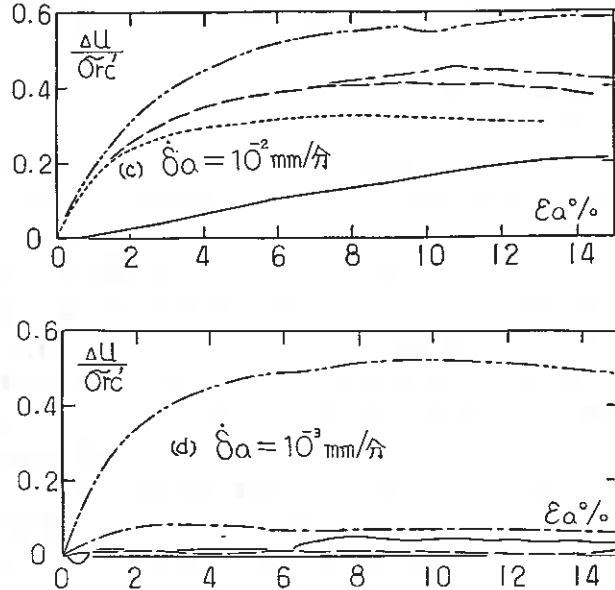


図-3(c, d) 正規化過剰間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係

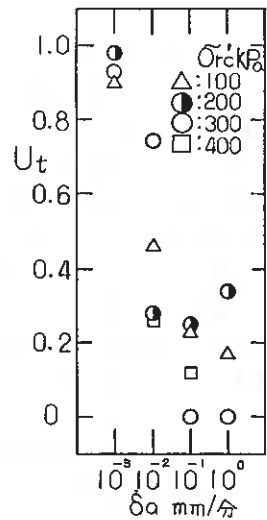


図-4 圧密度と変形速度の関係

れない。全体的には、排水は着実に進行しているが間隙水圧の消散には不十分で部分排水状態となっている。微速 10^{-3} mm/分の場合には 0.90 以上の U_t 値が得られている。過剰間隙水圧がほとんどの消散していることを示している。

関口の報告³⁾にもあるように、実質的に十分な排水条件とみなされる事例においても過剰間隙水圧は零になっていない。偏差応力と体積ひずみから決定する実質排水は、ピーク正規化過剰間隙水圧値が 0.11 を示す時で、他方非排水時のピーク正規化過剰間隙水圧値は 0.77 であるので、ピーク値同志の比較では 0.14 であると述べている。本試料笠岡粘土の場合には 0.77 より低く 0.50 程度であるため、ピーク値の比は 0.22 であり、 $1 - 0.22 = 0.78$ により、0.78 以上の U_t になる場合に実質上排水ということになる。図-4 では微速の場合が該当する。低速ではまだ排水が不十分なのである。関口は実質非排水に関しては間隙水圧によって判断していない。体積ひずみが 5% 以下を非排水としている。

この値を用いて推算してみると U_t が 0.10 程度以下ということになる。高速、中速の実測結果大部分の事例は部分排水であるが、高速は先に述べたように、供試体の不均一変形によってくい違いが出ていると解釈される。

4. 4 排水程度の予測と実際

排水条件を満足する変形速度の予測手法をいくつか第2章で紹介した。少量のデータに関してではあるが、筆者らがこれまでに比較したところによると、関口の方法が最も良く実際の状況を表現している⁴⁾⁵⁾。それゆえ、関口の方法のみについて実測結果と比較してみる。図-5 は(3)式による予測値 U_T と(4)式による実測値 U_t を対比している。図中の実線は $U_T = U_t$ となる 45° 線である。前節で検討したように、高速時は実測値がばらついているため不適合である。その他には、低速の1事例が大きく実線から離れているが、残りの事例は結構実線に近いと言えよう。両端面における摩擦や拘束をもっと減少させることができ、変形がもっと均一に発生するようになれば、速い変形速度の実測値が予測値に近づくと考えている。

5 まとめ

排水経路を開いたまません断を行なう部分排水試験を、高速から微速までいろいろの変形速度の下で実施した。排水量の他に過剰間隙水圧を測定し、完全非排水条件の試験結果と比較し、以下の知見を得た。

- (1) 10^{-3} mm/分というかなり遅い変形速度であっても、過剰間隙水圧が観測された。
- (2) 10^0 mm/分、 10^{-1} mm/分という速い変形速度でせん断変形が不均一に発生している場合には、過剰間隙水圧の伝達の遅れから低い値であったり、基準とする非排水条件のデータが不揃いとなることがある。
- (3) 正規化過剰間隙水圧～鉛直軸ひずみ曲線を用いて、部分排水条件時の過剰間隙水圧の消散度を表現する U_t ((4)式)を提示した。一般的な傾向をとらえるに際し有効である。
- (4) 10^0 mm/分は実質非排水と考えられるが、第2項で述べた理由から見かけ上部分排水になってしまうことがある。 10^{-1} mm/分はやや排水されている。 10^{-2} mm/分は U_t が 0.26~0.75 の広範囲にわたっているが、実質非排水でも実質排水のいずれでもない。 10^{-3} mm/分は実質排水である。
- (5) 関口の方法は排水の程度を良くとらえており、排水に適した変形速度を予測するのに適している。
- (6) 放射状に排水させる三軸等方圧密における圧密係数は、一次元圧密における圧密係数より1オーダー近く低い。圧密係数を利用するにあたり注意が必要である。
- (7) 供試体上下両端面の摩擦、拘束をもっと減少させ、変形が均一に生ずるようにしなければ、速い変形

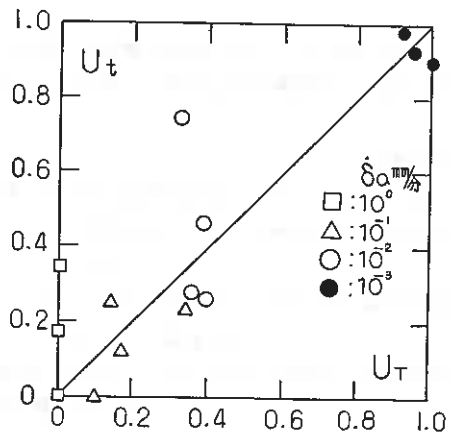


図-5 予測値と実測値との比較

速度における特性を十分に検討することが困難である。

本報告に用いたデータは、本校卒業生宮口寛君、高橋達也君、富原尚史君、森脇人司君、本校学生藤井政幸君が、筆者らの指導の下に実施した卒業研究として得られた。ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会[Dec 1979]土質試験法 第6編 第4章 三軸圧縮試験 pp525
- 2) Bishop, A. W. & Henkel, D. J. [1962] The triaxial test. 2nd ed. Edward Arnold
pp124~127, 175~177, 204~206
- 3) 関口秀雄[Dec 1980]土質工学におけるレオロジー - 4 飽和粘土の流動と破壊
土と基礎 Vol.28 No.12 pp80~81
- 4) 佐野信房・岩淵祐一[Jun 1985]変形速度が粘性土の三軸試験排水条件に与える影響
第20回土質工学研究発表会 pp471~472
- 5) Escario, V. & Uriel, S. [1961] Determining the coefficient of consolidation and horizontal
permeability by radial drainage. Proc. 5th ICSMFE Vol.1 pp83~87
- 6) 佐野信房[Feb 1981]外放射流れ圧密の標準圧密試験結果との比較
土質工学会北海道支部技術報告資料 第21号 pp105~112
- 7) 佐野信房・岩淵祐一[Feb 1986]粘性土三軸試験における間隙水圧測定位置と変形速度の関係
土質工学会北海道支部技術報告資料 第26号 pp111~119
- 8) 佐野信房・岩淵祐一[Mch 1988]透水生と変形速度が粘性土の排水せん断特性に与える影響
函館高専紀要 第22号 投稿中

1. まえがき

弾塑性論は、金属の分野を中心に発展してきたが、約 30 年前に土への適用が試みられて以来、その研究の発展はめざましく、多種多様な構成モデルが提案されるに至った。粘性土についてみると、Roscoe¹⁾は、自らの実験的研究を踏まえて、状態境界面や限界状態の概念を確立し、関連流れ則に基づく弾塑性モデル、すなわち、Cam-Clayモデルを提案した。その後、Burland²⁾によるModified Cam-Clayモデルや、Roscoe & Burland³⁾による等方過圧密粘性土を対象としたrevised Cam-Clayモデルなどの修正モデルも提案された。1970年代になると、関連流れ則の適用性を否定した非関連流れ則に基づくモデルが提案され、Pender⁴⁾は応力比一定の降伏関数を用いた弾塑性モデルを提案した。さらに、1970年代後半には、負荷曲面内で弾性挙動を仮定する古典的弾性論の枠内では説明し得なかつた繰り返し負荷状態や過圧密領域での応力~ひずみ関係を説明するモデルが提案された⁵⁾⁶⁾。しかし、これらのモデルの多くは、正規圧密あるいは等方的に過圧密された粘性土を対象にしたものであり、より一般的な異方応力条件に対する適用性には無理があるように思われる。一般に地盤内の応力状態が等方的であることはむしろまれで、異方的な応力条件下にあることが多い。例えば、開削部の地盤内の土要素は、異方応力条件下で過圧密状態になっているが、このような粘性土を対象にした実験的研究は、極めて少なく未解明な部分が多い。筆者らは過去に K_0 条件で過圧密状態に至った粘性土の変形特性について考察を加えてきたが⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾、本報告では、より一般的な異方過圧密粘性土の変形特性を把握するために、過圧密比=1.3の条件で異方的に過圧密された粘性土に対して、種々の応力制御排水せん断試験を実施し、その排水せん断特性について考察を加えたものである。

2. 試料および実験

2-1 試料

実験に用いた試料は、北海道空知郡南幌町清幌で採取された自然粘性土であり、その物理的性質を表-1に示す。なお、表中に示した液性限界および塑性限界は、フォールコーン法により求めた。採取した試料は、蒸留水を加え、420 μ mふるいを通した後、養生した。供試体は、このように準備した泥水状態の試料を3~4時間、ソイルミキサーで攪拌した後、真空で予圧密セルに導き100kPaの鉛直応力で約10日間一次的に予圧密して得られた。

表-1 試料の物理的性質

液性限界	LL = 38 %
塑性限界	PL = 21 %
塑性指数	PI = 17
比 重	Gs = 2.73
粒度分布	砂分 20 %
	シルト分 58 %
	粘土分 22 %

2-2 実験装置

予圧密して得られた粘土塊を水平方向に切り出して、直径 50 mm、高さ 120 mmの円柱に成形して供試体とした。供試体周囲にはらせん状のスリットを付けたろ紙を巻き、水中で厚さ 0.2 mm のメンブレンを被せ、三軸セルにセットした。供試体両端面には、摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布したテフロンシートを覆いた。実験装置は、通常の軸対称三軸圧縮試験装置を用い、100kPaのバックプレッシャーを

圧密開始時より供試体に荷重した。なお、試験中の軸力は、三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸変位量は、ひずみゲージ式変位変換器、また、側圧および供試体下端中央部における間隙水圧は、ひずみゲージ式圧力変換器によりそれぞれ測定した。さらに、軸力制御には、ペロプラムシリンダーを、供試体上面までグリセリンで満たされた三軸セル内の側圧制御には、エアレギュレータを用いた。吸排水量は、供試体側面に巻いたろ紙に集まった水をベDESTALを通して体積変化測定装置に導き自動計測を行った。試験期間を通して、室温は $20^{\circ}\text{C} \pm 0.5^{\circ}\text{C}$ に制御された。

2-3 実験方法

実験は、三軸セル内にセットされた供試体を、バックプレッシャーを十分行きわたらせる目的で、有効側圧 30 kPa で3時間等方圧密させた後、応力比 $\eta (= q/p') = 0.5$ の条件で、手で側圧と軸圧を制御することによって段階的に応力を荷重し、圧密最終点 (平均有効主応力 $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 = 300 \text{ kPa}$, 軸差応力 $q = (\sigma'_a - \sigma'_r) = 150 \text{ kPa}$) まで異方圧密を行った。(図-1、経路 OA) その後、過圧密比 OCR=1.3 に相当する $p' = 225 \text{ kPa}$, $q = 113 \text{ kPa}$ (せん断原点) まで異方膨張を行った。(図-1、経路 AB)

つぎに、図-1 に示すように、異方圧密、異方膨張終了後の試験供試体に対して、以下の5種類の応力経路に沿って応力制御排水せん断試験を実施した。なお、本報告において、過圧密比OCRは次式で定義されるものである。

$$\text{OCR} = \sigma'_{a0} / \sigma'_{an}$$

σ'_{a0} , σ'_{an} : 圧密終了時及び膨張終了時の供試体軸方向の有効主応力

(1) CPC試験

p' を膨張終了時の値 ($p' = 225 \text{ kPa}$) に保ったまま q を増大させる試験 (経路 B1)

(2) CPE試験

p' を膨張終了時の値 ($p' = 225 \text{ kPa}$) に保ったまま q を減少させる試験 (経路 B2)

(3) CqIP試験

q を膨張終了時の値 ($q = 113 \text{ kPa}$) に保ったまま p' を増大させる試験 (経路 B3)

(4) CqDP試験

q を膨張終了時の値 ($q = 113 \text{ kPa}$) に保ったまま p' を減少させる試験 (経路 B4)

(5) CIR3試験

膨張終了時から応力増分比 ($\Delta q / \Delta p'$) が一定値 ($= 3.0$) となるように p' , q を共に増大させる試験 (経路 B5)

なお、図中に示した M_c および M_e は、ドレンペーパーとしてらせん状のスリットをつけたろ紙を供試体周面に巻きつけて実施した等方圧密後の圧縮および伸張非排水せん断試験から得られた破壊時の応力比である。また、全経路においてろ紙自体の吸排水およびメンブレンからの透水を考慮して排水量の補正を行った。応力点は、CP試験については、CIR3試験の η の値

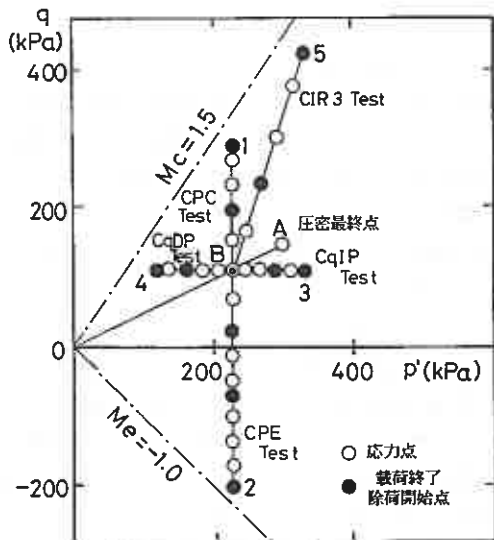


図-1 応力経路図

と一致するように、また、CqIP試験では、CIR3試験の p' の値と一致するように決定した。さらに、CPE、CqDP試験については、せん断原点に対してそれぞれCPC、CqIP試験の応力点と対称となるように決定した。なお、本報告ではひずみパラメータとして次式で表される体積ひずみ v とせん断ひずみ ε を用いた。

$$\varepsilon_a = \ln(H_0/H), \quad v = \ln(V_0/V) = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r, \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v/3$$

ここで、 $\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向の主ひずみ

H_0, H : 膨張終了時およびせん断中の供試体高さ

V_0, V : 膨張終了時およびせん断中の供試体体積

3. 実験結果と考察

3-1 体積ひずみ～応力比関係

図-2(a)~(e)は、各応力経路で発生した体積ひずみ v と応力比 η の関係を示したものである。図中の実線は載荷時を示し、破線は除荷時を示している。また、図-2(a)(b)中の●印は、同じ過圧密比でせん断原点が異なる($p'=277$

kPa, $q=138$ kPa)

CPC試験(以下、

CPC*試験と呼ぶ)

の結果を示している。

これらの結果において、

載荷時については、

平均有効主応力が

増加するCqIP、

CIR3試験では、

明らかに正の体積ひ

ずみの発生が認めら

れ、平均有効主応力

一定のCPC、CPE

試験についても同

様に正の体積ひずみ

が発生している。一

方、平均有効主応力

が減少するCqDP

試験では、負の体積

ひずみが発生してい

る。除荷時について

は、すべての試験経

路において正の体積

ひずみが発生してい

る。以上の結果を考

察する上で、比較の

ため図-3(a)(b)

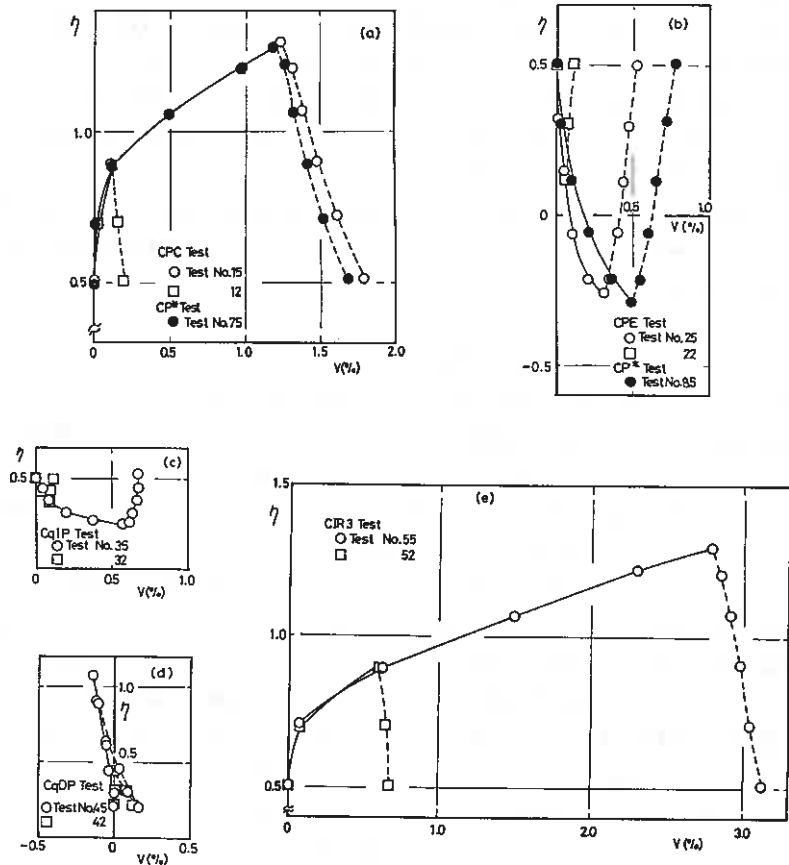


図-2 体積ひずみ～応力比関係

に筆者らが過去に実施した¹⁰⁾OCR=2の K_0 過圧密粘性土のCP試験結果を示した。

従来から考えられているように、体積ひずみを平均有効応力成分とダイレイタンス成分との和として考えると、CP試験で発生する体積ひずみはダイレイタンス成分のみである。そこで、図-2(a)(b)と図-3(a)(b)に注目すると、CPC試験の载荷曲線の形状に違いがみられるが、“Wet”側の過圧密状態でのCP試験においては体積ひずみの発生傾向は载荷時、除荷時、共に正である。特に、OCR=1.3のCP試験結果は、池浦ら¹¹⁾によって報告されている正規圧密粘性土に対する平均有効主応力一定試験結果と同様な挙動を示している。このことから、体積ひずみのダイレイタンス成分は η の変化によらず、“Wet”状態にある過圧密粘性土においても、常に正であると考えることができる。したがって、CIR3、CqIP試験において除荷時に正の体積ひずみが発生したのは、この場合の体積ひずみが p' 成分よりもダイレイタンス成分に強く依存しているためであると考えられる。また、CqDP試験で载荷時に負の体積ひずみが生じたのは、この経路において $\Delta p' < 0$ であるためである。

図-2(a)(b)において、CP試験とCP*試験の結果を比較すると、両者の载荷曲線は、圧縮、伸張、両試験ともほぼ一致している。このことから、同じ過圧密比であれば排水せん断中に発生する体積ひずみは応力レベルに関係なく等しいものとなることが分かった。

3-2 せん断ひずみ～応力比関係

図-4(a)～(e)は、各応力経路で発生したせん断ひずみ ϵ と応力比 η の関係を示している。図中において、実線は载荷時を示し、破線は除荷時を示している。また、図-4(a)(b)中の●印は、CP*試験の結果を示している。CPC、CIR3試験(図-4(a)(e))では、载荷時に大きな正のせん断ひずみが生じ、除荷時に大きな非可逆成分が認められ、CPE試験(図-4(b))では、载荷時に負のせん断ひずみが発生し、除荷時には、非可逆成分がみられずほとんどが可逆成分であると考えられる。ところが、CqIP、CqDP試験(図-4(c)(d))では、载荷時、除荷時、共にせん断ひずみがほとんど発生していない。

筆者らは、過去にOCR=2,4,10の K_0 過圧密粘性土の変形特性について検討しているが¹²⁾、そこでのCq試験の結果を示したのが、図-5(a)～(e)である。図-5(a)～(c)は、平均有効主応力を増加させたCq試験の結果を示し、(d)(e)は平均有効主応力を減少させたCq試験の結果を示している。なお、OCR=2の結果において縦軸に応力比ではなく平均有効主応力を選んだのは、OCR=2におけるせん断開始点がほぼ p' 軸上にあり、Cq試験では $d\eta \approx 0$ となったためである。さらに、OCR=10における $\Delta p' < 0$ のCq試験結果を示していないのは、OCR=10におけるせん断開始点が、伸張側の限界状態線に近接していたため $\Delta p' < 0$ のCq試験を実施することができなかったためである。これらの結果を見ると、 $d\eta = 0$ であるにもかかわらず、载荷時に負のせん断ひずみが生じ、除荷時についても、 $\Delta p' > 0$ のCq試験(図-5(a)～(c))ではOCR=4,10で载荷時よりも大きな負のせん断ひずみ増分が、 $\Delta p' < 0$ のCq試験(図-5(d)(e))では正のせん断ひずみ増分が、それぞれ生じている。

筆者らは、このCq試験の結果を以下のように考察した。表-2は、OCR=10の K_0 過圧密粘性土に実施した

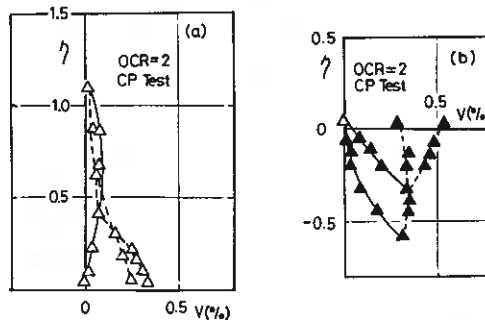


図-3 K_0 過圧密粘性土(OCR=2)のCP試験における体積ひずみ～応力比関係

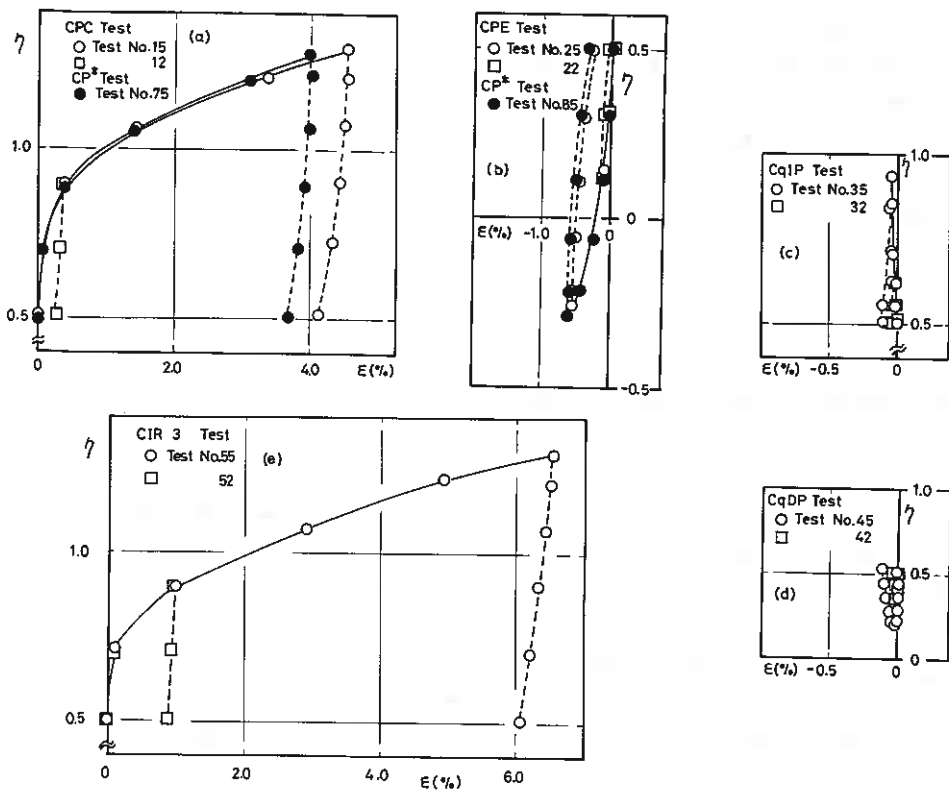


図-4 せん断ひずみ～応力比関係

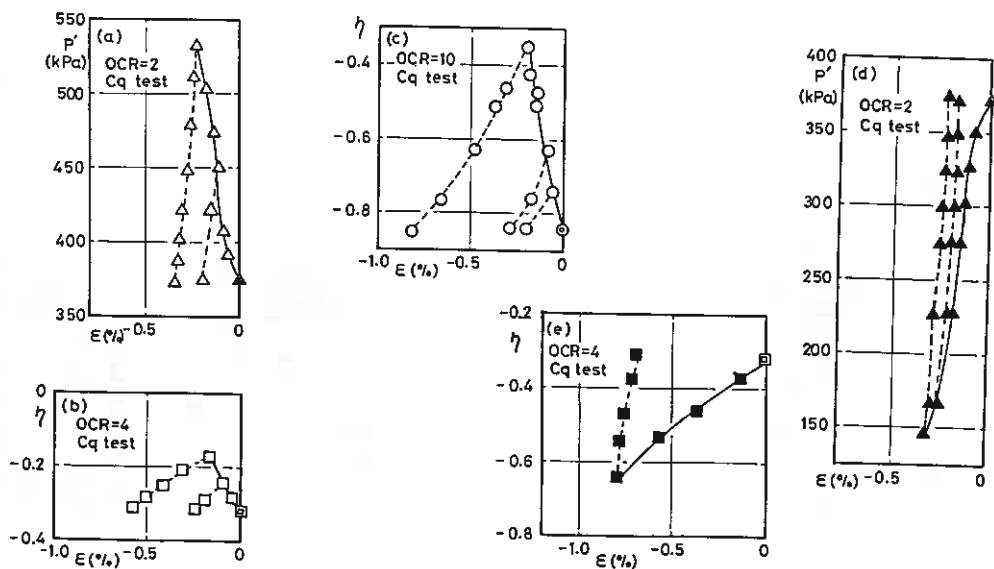


図-5 K_0 過圧密粘性土における γ

5種類の応力制御排水せん断試験における等しい η ($= -0.35$)での各経路で発生したせん断ひずみ量を示している。応力増分比 ($\Delta q / \Delta p'$)の大きい試験から小さい試験の順に、発生したせん断ひずみ量を見てみると、その発生量は $\Delta q / \Delta p' = 1$ の試験で最大を示し、その後減少してCq試験では負の値を示しているのが分かる。このことから、任意の応力経路で発生するせん断ひずみ量について考えると、せん断ひずみが発生しない経路が存在し、それを境にせん断ひずみの符号が変わると考えた。したがって、Cq試験において負のせん断ひずみが発生したのは、この経路がせん断ひずみの発生量に関しては、負の領域に存在したためであると考えた。本報告において同様の考え方をすれば、Cq試験経路が $d\varepsilon = 0$ となる経路であると考えられる。

$\Delta q / \Delta p'$	ε (%)
∞ (CP)	0.18
3 (CIR)	0.20
1 (CIR)	0.25
1/3 (CIR)	0.15
0 (Cq)	-0.18

表-2 $\eta = -0.35$ で発生する K_0 過圧密粘性土($OCR=10$)のせん断ひずみ量

図-4(a)(b)において、CP試験とCP*試験の結果を比較すると両者の載荷曲線は、体積ひずみと同様、圧縮伸張、両試験でほぼ一致していることが分かる。このことからせん断ひずみについても、同じ過圧密比であれば応力レベルに関係なく、その挙動は等しいものになることが分かった。

3-3 体積ひずみ～せん断ひずみ関係

図-6は、各応力経路で発生した体積ひずみ v とせん断ひずみ ε の関係を示したものである。また、図-7は、著者が過去に実施した等方過圧密粘性土($OCR=2$)の応力制御排水せん断試験のひずみ経路図を示して

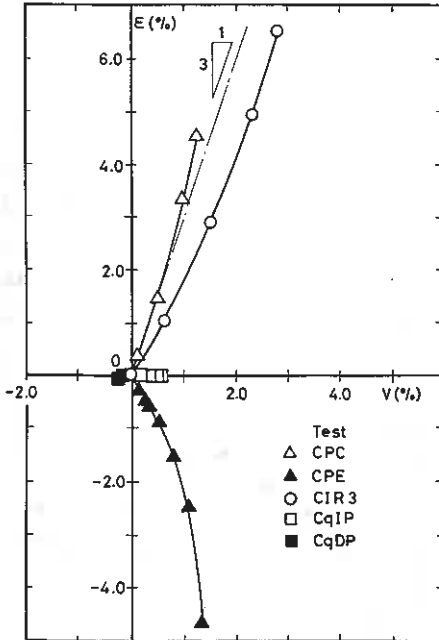


図-6 ひずみ経路図

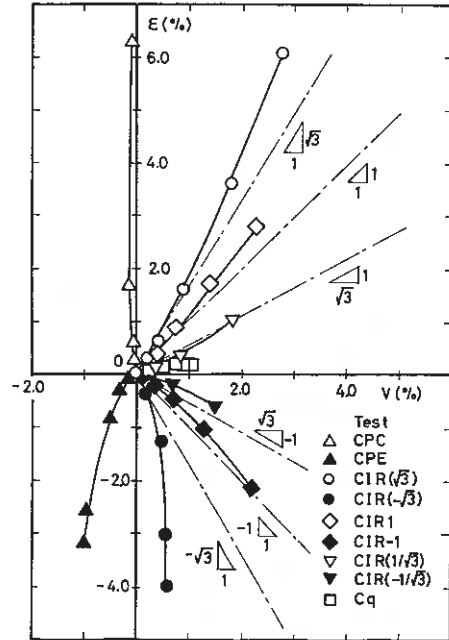


図-7 等方過圧密粘性土($OCR=2$)のひずみ経路図

いる¹³⁾¹⁴⁾。一般に、等方過圧密粘性土の場合、ひずみ経路図は応力経路図に類似したものになると考えられる。図-7において、圧縮側での試験では、ほぼ $d\varepsilon/dv$ が dq/dp' に一致していると考えられ、伸張側でもCPE、CIR(一筋)を除いてほぼ一致している。また、 K_0 過圧密粘性土(OCR=10)のひずみ経路図¹⁵⁾においても、ひずみ経路図は応力経路図における各経路の方向に定性的に一致するという結果を得た。図-6に示すひずみ経路図では、Cq試験にそのような傾向がみられるが、他の経路においては、 $d\varepsilon/dv$ が dq/dp' に一致しているとは言えない。実験ケースが少ないので、異方過圧密粘性土の"Wet"状態でのひずみ経路がそれぞれの応力経路に一致するか否かについて結論を述べるには至らないが、上述の結果より、異方的に正規圧密された粘土が最も異方圧密履歴の影響を強く受けて、ひずみ経路と応力経路との離れ具合が大きく、過圧密比が大きくなるにつれ徐々に異方圧密履歴の影響が薄れ、ひずみ経路が応力経路に近づくことが予想される。

4. まとめ

実験ケースが少ないので結論を引き出すまでには至らないが、 $\eta=0.5$ 、OCR=1.3の条件で異方圧密膨張した供試体に対して実施した、応力制御排水せん断試験から得られた実験結果をまとめると以下のようである。

- 1) 平均有効主応力が減少するCqDP試験を除いて、体積ひずみの発生傾向は、正規圧密粘性土のそれと類似した傾向を示す。
- 2) 体積ひずみのダイレイタンスー成分は、 η の変化によらず常に正である。
- 3) 軸差応力一定のせん断経路ではせん断ひずみはほとんど発生しないが、他のせん断経路についてのひずみ経路図によれば、ひずみ増分方向と応力増分方向は一致せず、異方圧密履歴の影響が強く現れる。
- 4) 同じ過圧密比であれば、応力レベルが異なってもひずみの発生特性は、一致する。

これまで筆者らは、等方および K_0 条件で過圧密状態に至った粘性土の変形特性について検討してきたが、今回、応力比0.5の条件で異方的に過圧密状態に至った粘性土の"Wet"側での変形特性について報告した。今後、さらに"Wet"側での粘性土の変形特性を明確に把握するため $\Delta p' < 0$ の条件で限界状態へ向かう経路や伸張側への経路を増やして実験を継続する予定である。また、過圧密比を変えて種々のせん断経路で同様の実験を実施することによって、より一般的な異方過圧密粘性土の変形特性を明かにした上で、正規圧密から過圧密領域に至るまでの広い範囲に対して適用可能な応力～ひずみモデルを提案したいと考えている。

5. 謝 辞

本報告における実験およびデータ整理にあたっては、本学4年目学生 柏倉 博君ならびに工藤 豊技官の多大な協力を得た。また、試料は、北海道開発コンサルタントより提供を受けたものであり、研究にあたっては、昭和62年度文部省科学研究費一般研究(C) 62550353の援助を受けた。ここに記して謝意を表す。

<参考文献>

- 1) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.: Yielding of clay in state wetter than critical, *Geotechnique* Vol.13, No.3, 1963
- 2) Burland, J.B.: The yielding and dilation of clay, *Geotechnique* Vol.15, No.2, 1965
- 3) Roscoe, K.H. and Burland, J.B.: On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, 1968
- 4) Pender, M.J.: A model for the behaviour of overconsolidated soil, *Geotechnique* Vol.28, No.1, 1978
- 5) Mroz, Z., et al. : Application of anisotropic hardening model in the analysis of elasto-

plastic deformation of soils, Geotechnique Vol.29, No.1, 1979

- 6) Dafalias, Y.F.: Bounding surface plasticity. I, Mathematical foundation and hypoplasticity, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.112, No.9, 1986
- 7) 三田地・斉藤: K_0 過圧密粘性土の応力～ひずみ特性, 第20回土質工学研究発表会講演集, 1985
- 8) 三田地・木幡・川田: K_0 過圧密粘性土の変形特性, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第26号, 1986
- 9) 三田地・木幡・川田: K_0 過圧密粘性土の変形特性(第2報), 第21回土質工学研究発表会講演集, 1986
- 10) 三田地・川田: K_0 過圧密粘性土の変形特性(第4報), 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, 1987
- 11) 池浦・三田地: 異方圧密粘土の応力～ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響, 土質工学会論文報告集, Vol.26, No.3, 1986
- 12) 木幡・三田地・川田・斉藤: K_0 条件で過圧密状態に至った粘土の応力～ひずみ挙動, 北海道大学工学部研究報告, 第140号, 1988
- 13) 木幡・三田地・工藤: 過圧密粘性土の排水せん断特性, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第27号, 1987
- 14) 木幡・三田地・工藤: 過圧密粘性土の変形特性について, 第22回土質工学研究発表会講演集, 1987

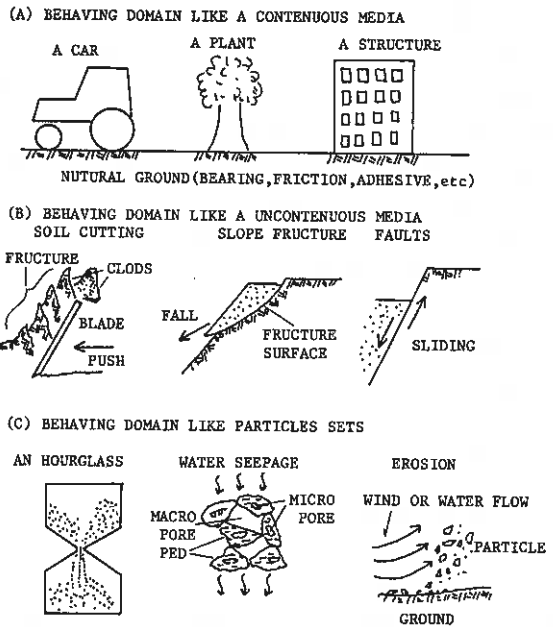
1 はじめに

本研究で注目している粘性土の挙動は、機械的作業や自然的要因による動的荷重下の状態変化（変形・破壊など）の過程及びその結果の多様性である。第1図に挙動の多様性に付いての一つの見方を略記した。図では観測の手法やスケールの違いにより、連続体に近い領域から不連続な破壊面や土塊の生成を伴う領域、更に土粒子群の挙動が問題となる領域など、同じ「土」という概念で表される物体でありながらもその挙動は時間的・空間的に様々であることを示している。本研究で主として注目している(B)領域の挙動の中でも、例えば同じ切削条件による土塊の生成のみを見ても、形成される土塊の大きさや形状或は生成時間は複雑で多様である。実在の動的現象では、このような微視領域から巨視領域に亘る異なる空間的階層の挙動が同時に生起していることを想像するのに困難はないと思われる。技術的にはこれらを同時に計測できるか否か或は注目するか否かである。

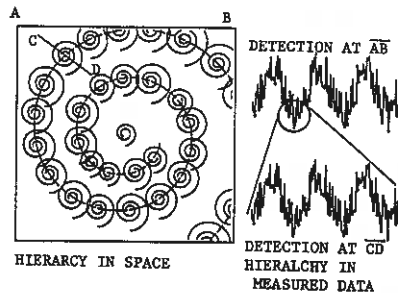
では何故この様な土の挙動の多様性が観測されるのか。ここではそのメカニズムを第2図のような一種の自己組織化現象⁴⁾のアナロジーとして考えてみた。図では小さな渦が一列に並んで互いに相互作用をしながら、全体としては大きなコヒーレント渦を形成している。もし外力の作用により小さな渦の僅かな揺らぎで別の小渦との相互作用が強まれば、巨視的には全く別の形態が組織化されることになる。しかも小さな渦と大きな渦は時間的にも空間的にも異なるスケールの挙動法則や力学的特性値で記述される。ここでは巨視領域の挙動の多様性は微視或は中間微視における要素数や要素間の相互作用における自由度に起因することになり、ある巨視的パターンの形成は要素運動の自己組織化過程の一形態と考えられる⁴⁾。この様な挙動の階層構造が、動的荷重を受ける粘性土の場合にも存在するのではないかと考えている。

実際にこの階層構造を検出するには、微視領域の挙動が巨視領域に比べて短い時間スケールで生起することを利用できる⁴⁾。また微視領域と巨視領域を同時性において対応付けるためには、計測技術との関連で巨視的現象が短時間に完了する必要がある。

以上の問題意識のもとに、粘性土の一軸衝撃荷重実験を実施し、いくつかの知見を得たので以下のその概要を示す。



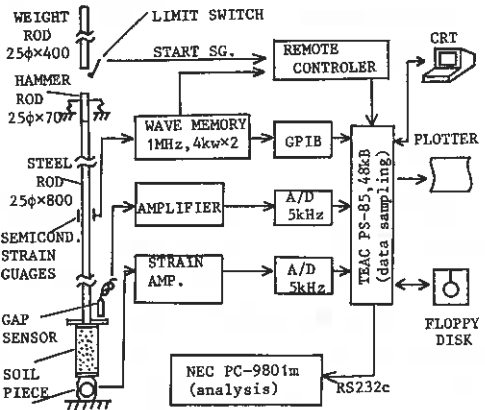
第1図 土の動的挙動における多様性の略分類



第2図 空間階層性と時間階層性の対応関係

2 実験システムと方法²⁾

第3図に試作した実験システムを示す。重錘を自由落下させて測定棒上端を打撃すると、棒中を圧縮応力波が下方へ伝播する。加圧板に達した応力波の一部は土中へ透過し、残りは反射波となって上方へ伝播する。重錘及び打撃棒と測定棒は同径同質の炭素鋼製であり、棒中の応力波伝播速度は約5km/sなので、加圧板は約3kHzを基本振動数とする準周期的運動によって土を圧縮することになる。これを応力波のコヒーレントな運動として検出すれば、3kHz以上の高速微小振動領域における土と加圧板の力学的相互作用を知ることが出来る。一方本実験における供試体の圧縮過程は約50msecで大略完了した。そこで加圧面の変位と供試体伝播後の応力を比較的長い時間スケールで検出すれば、20Hz程度の過渡振動領域における供試体サイズの動特性を知ることが出来る。本実験では測定棒応力波を1MHzで、加圧面変位と供試体下端応力を5kHzで検出した。



第3図 実験システム

供試土の組成はシルト分44%、粘土分29%、砂分27%、塑性限界 29%、液性限界 43%であった。供試体サイズは50φ×100と50φ×50の高さを変えた二種にした。供試体の準備では、初めに塑性限界付近の含水比で湿潤密度 2g/cm³程度に圧縮成形し、その後自然乾燥と密閉容器内の調湿を繰り返すことによって含水比を変えた。含水比の範囲は15%~30%(DB)である。

重錘落下高さは20cm~100cmの五段階とし、図中のハンマーの载荷距離は約7mmと約4mmに制約した。この理由は、重錘の慣性の影響を少なくすると共に、通常線形粘弾塑性の構成式などで記述される歪レベル⁷⁾でありながら、供試体内では挙動の多様性を準備するミクロな階層が形成されることを検出したいからである。また重錘の落下ガイドを設けたために摩擦で落下速度が減速し、落下高さH(m)と衝突速度との関係はH≥0.2mでは、衝突速度(m/s)=(0.587+15.3H)^{1/2}であった。

3 反射応力波法によるヤング率の推定

測定棒中を伝播する応力波を一次元弾性波動と仮定して、供試体の力学パラメータであるヤング率を検出する方法¹⁾を以下に示す。

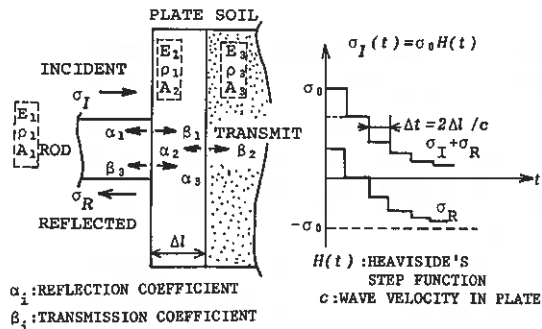
第4図に、加圧板における応力波の反射と透過のモデルを示す。図中 α_i と β_i は棒側から入射してきた応力波の反射係数と透過係数をそれぞれ示し、添字は反射・透過の順番を表している。棒と加圧板は同じ材質で出来ているから、棒と加圧板の断面積をそれぞれ A_1 及び A_2 とすれば反射係数と透過係数は次式で表せる。

$$\alpha_1 = (A_2 - A_1) / (A_1 + A_2), \quad \alpha_3 = -\alpha_1,$$

$$\beta_1 = 1 - \alpha_1, \quad \beta_3 = 1 + \alpha_1$$

ここで未知なのは α_2 と β_2 であり、 α_2 を知れば次式から供試体のヤング率を求めることが出来る。

$$\alpha_2 = \frac{A_3 \sqrt{E_3 \rho_3} - A_2 \sqrt{E_1 \rho_1}}{A_3 \sqrt{E_3 \rho_3} + A_2 \sqrt{E_1 \rho_1}} \quad (1)$$



第4図 加圧版における応力波の反射と透過のモデル

ここで E_i 及び ρ_i と A_i はそれぞれヤング率、密度、断面積である。

次に測定棒側で検出される応力波の入射特性を考察する。第4図のように入射応力波が $\sigma_1(t) = \sigma_0 H(t)$ のステップ関数で与えられた場合、反射応力波 σ_R は階段状に減衰する。 $H(t)$ はHeavisideのステップ関数である。加圧板に閉じ込められた応力波が n 回の反射後に測定棒に出てくると

$$\sigma_R = \sigma_0 \left\{ \alpha_1 + \alpha_2 (1 - \alpha_1^2) \frac{1 - (\alpha_1 \alpha_2)^n}{1 + \alpha_1 \alpha_2} \right\} \quad (2)$$

が得られる。加圧板中の応力波の反射時間 Δt が減衰時間に比べて短ければ、(2)式は時間領域における次の連続関数で近似できる。

$$\sigma_R(t) = \sigma_0 \{ \Gamma_1 - \Gamma_2 \exp(\theta t) \} \quad (3)$$

ここで、

$$\theta = (\Delta t)^{-1} \ln(-\alpha_1 \alpha_2), \quad \Gamma_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) / (1 + \alpha_1 \alpha_2), \quad \Gamma_2 = \alpha_2 (1 - \alpha_1^2) / (1 + \alpha_1 \alpha_2)$$

である。 σ_1 と σ_R の関係を線形システムにおける入出力関係とすれば、システム関数は

$$h(t) = \alpha_1 \delta(t) - \theta \Gamma_1 \exp(\theta t) \quad (4)$$

となり、任意の入射波に対する反射波は

$$\sigma_R(t) = \int_0^t h(t-\tau) \sigma_1(\tau) d\tau \quad (5)$$

で記述できる。 $\delta(t)$ はDiracのデルタ関数である。本実験システムにおける反射応力波法は σ_1 と σ_R を実測して $h(t)$ を求める一種のシステム同定問題である。

実際に反射応力波法を適用する場合には、まず実測値を次のフーリエ級数で表示する。

$$\sigma_1(t) = \sum_n a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t \quad (6), \quad \sigma_R(t) = \sum_n A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (7)$$

実測した応力波が線形システムに従えば、(6)式を(5)式に代入した次の反射波モデルと(7)式が等価になる。

$$\sigma_R'(t) = \sum_n A_n' \cos \omega_n t + B_n' \sin \omega_n t + C_n' \exp(\theta t) \quad (8)$$

ここで $\Omega_n = \omega_n^2 + \theta^2$ とすると

$$\begin{aligned} A_n' &= a_n (\alpha_1 + \theta \Gamma_2 / \Omega_n) + b_n \omega_n \theta \Gamma_2 / \Omega_n \\ B_n' &= b_n (\alpha_1 + \theta \Gamma_2 / \Omega_n) - a_n \omega_n \theta \Gamma_2 / \Omega_n \\ C_n' &= -\theta \Gamma_2 (a_n \theta + b_n \omega_n) / \Omega_n \end{aligned} \quad (9)$$

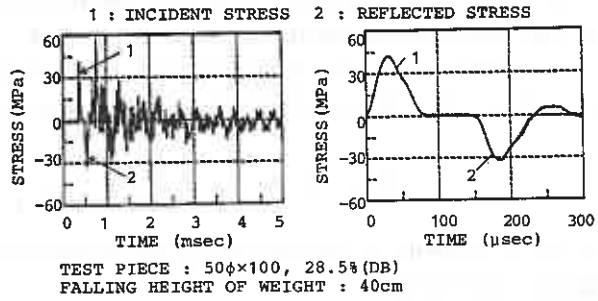
になる。このままでは実測値の(7)式とモデルの(8)式の係数間の対応関係がつかないので、両式に基本周期 T に亘る積分を施すと、三角関数の直行性から

$$\begin{aligned} A_0 &= A_0' + C_n' (T\theta)^{-1} \{ \exp(\theta T) - 1 \} \\ A_n &= A_n' + 2C_n' \theta (T\Omega_n)^{-1} \{ \exp(\theta T) - 1 \} \\ B_n &= B_n' - 2C_n' \omega_n (T\Omega_n)^{-1} \{ \exp(\theta T) - 1 \} \end{aligned} \quad (10)$$

が得られる。(10)式で未知なのは α_2 のみであるから、これを α_2 について解けば良い。本実験では、実験システムの工作精度も考慮して α_1 と α_2 を共に未知パラメータとして計算した。また測定棒端に加圧板を付けたため自由端で $\alpha_2 = -1$ とはならないので、自由端の実測値を基準にした反射係数を供試体のヤング率推定に

用いた²⁾。

第5図の左図に測定棒中を伝播した応力波の実測例を示す。最初の入射応力波と反射応力波が明瞭に検出されており、これに反射応力波法を適用した。第5図の右図は左図の入射応力波と反射応力波のみを拡大したものである。ここで入射応力波は実測値と第4項までのフーリエ級数近似を重ねて描いたものである。反射応力波は、実測値及び推定した α_1 と α_2 の値を用いて入射応力波より推定したものを重ねて描いてある。実測値と計算値は殆ど一致しており、本推定法の妥当性を示している。尚、パラメータの推定には値の大きいフーリエ係数（ほとんど第5項以内）を採用している。



第5図 測定棒中を伝播した応力波の検出と反射応力波法の適用例

4 実験結果と考察

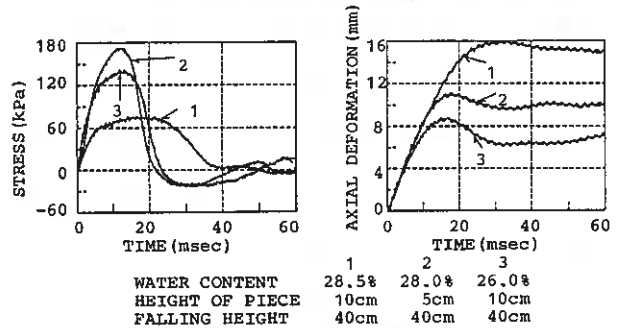
4-1 応力と供試体軸変形

第6図から第9図にかけて、供試体下端で検出した応力と加圧面変位の実測例を示した。第6図は载荷距離7mm、第8図と第9図は载荷距離が4mmである。また応力・歪曲線を求めるのに、高周波成分を除去するため次のフーリエ級数による数値フィルターをかけた。

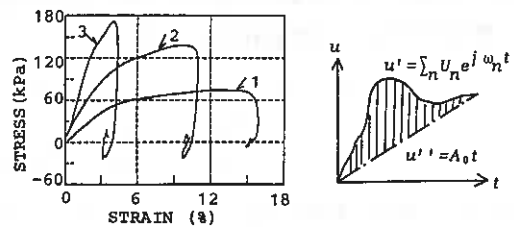
$$\sigma_B(t) = \sum_n K_n \exp(j\omega_n t) \quad (11) \quad , \quad u_r(t) = A_0 t + \sum_n U_n \exp(j\omega_n t) \quad (12)$$

軸変形はそのままでは周期関数に展開できないので、第7図のように変動成分とコヒーレント成分に分解した。ここで検出された応力は供試体下端のものであり、軸変形は供試体軸方向の歪の総和からなるものである。土の伝播問題では応力波は距離減衰するのが常であり⁷⁾、本来は $\sigma(x, t)$ と $\varepsilon(x, t)$ か或はその空間平均を用いないと応力・歪関係を正確に記述できない。しかしここでは微視的階層の力学特性値に対する供試体サイズの力学特性値のオーダを推定したいので、実測値をそのまま用いることにした。

図より応力の最大値が大きくなるのは含水比が低く、供試体高さが低く、重錘落下高さが高い条件であり、また同条件では最大軸変形が小さくなっている。応力・歪曲線の初期勾配に影響するのは特に含水比であり、全体の形には含水比及び供試体高さが影響する。荷重の大きさのみを変えた場

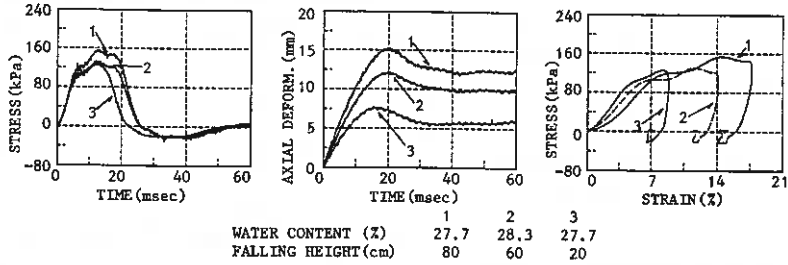


第6図 供試体下端応力と軸変形（供試体高さや含水比を変化）

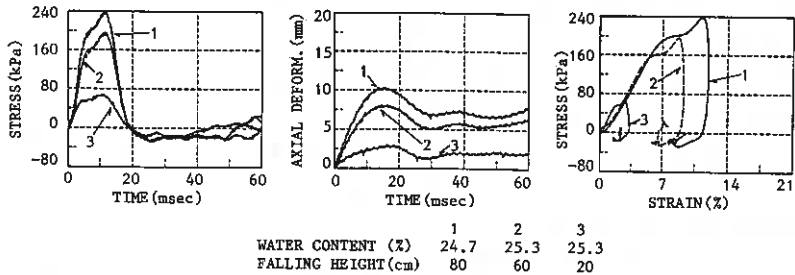


第7図 応力・歪曲線と軸変形のフーリエ展開法（図中番号は第6図に同じ）

合には、ほぼ相似な応力・歪曲線の形が得られている。



第8図 供試体下端応力と軸変形（高含水比、重錘落下高さを変化）



第9図 供試体下端応力と軸変形（低含水比、重錘落下高さを変化）

供試体サイズの応力・歪関係を力学モデルのアナロジーとして理解するために、載荷後に塑性歪の存在する次の粘弾性流体を検討した。

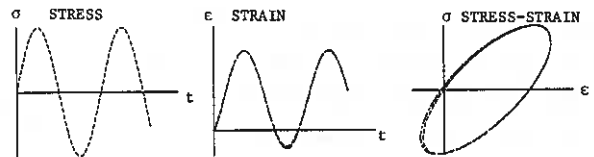
$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} = q_1 \dot{\epsilon} + q_2 \ddot{\epsilon} \quad (13)$$

ここでMaxwellモデルでは $p_1 = \mu_1/E$, $q_1 = \mu_1$, $q_2 = 0$ ($\mu_2 = 0$) であり、三要素モデルでは $p_1 = (\mu_1 + \mu_2)/E$, $q_1 = \mu_1$, $q_2 = \mu_2$ である。 μ は粘性係数、 E はヤング率である。第10図(a)では実測に近い形の応力・歪曲線が得られるようにパラメータの値を選んでみた。(b)は同じパラメータの値での正弦振動を示す。これより供試体サイズでは、直列結合の粘性係数がかなり大きい粘弾性流体に近い挙動を示していることが解る。

— MAXWELL FLUID MODEL - - - 3-PARAMETERS FLUID MODEL
(a) DAMPED OSCILLATING STRESS



(b) OSCILLATING STRESS



PARAMETERS: $E=1$, $\mu_1=10$, $\mu_2=1$

第10図 粘弾性流体における応力・歪曲線の形（歪の大きさは規準化してある）

4-2 応力/歪比の階層性

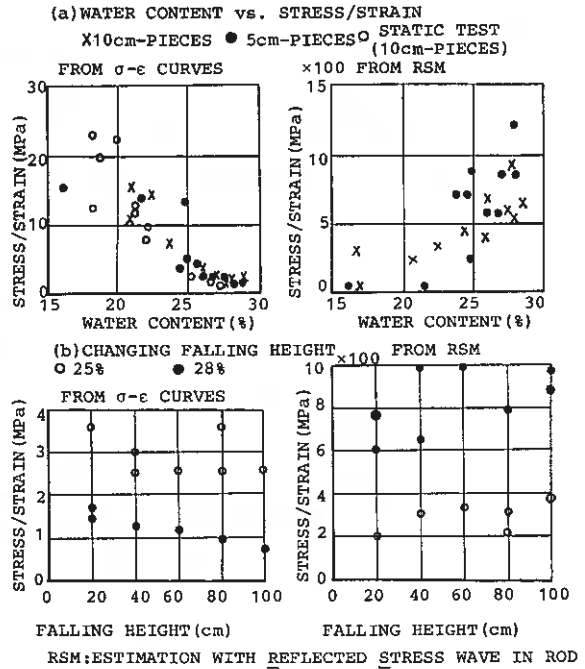
第11図には実測した応力/歪比を示した。供試体サイズの応力/歪比は（左側の上下図）、応力・歪曲線の初期勾配から求めたものであり、その際の歪レベルは供試体高さに対して2%程度である。反射応力波法による応力/歪比（=ヤング率、右側の上下図）は、最初の人反射応力波より求めたものであり、歪レベルとしては供試体高さに対して0.02%程度である。

供試体サイズの応力/歪比は：①含水比が高くなると低くなる。②供試体高さの違いによる差が少ない。③低速一軸圧縮（圧縮速度10mm/min）の場合ともオーダ差がない。④重錘落下高さを高くすると漸減傾向がみられる。⑤歪レベルがほぼ同じ他の急速載荷実験における粘土のせん断定数と同じオーダを示している⁷⁾。

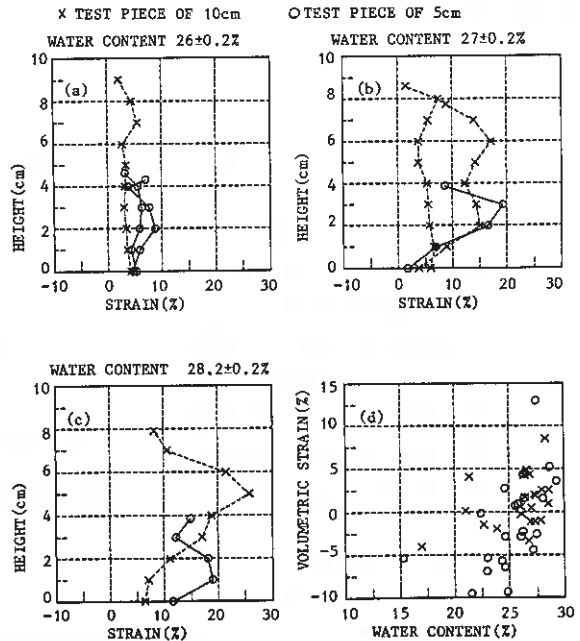
反射応力波法による応力/歪比は：①含水比が高いほど高くなる。②供試体高さの違いによる差は有意でない。③重錘落下高さを変えても大差がない。④供試体レベルに比べて10倍～1000倍大きな値を示す。⑤歪レベルが0.05%前後の繰返し載荷におけるせん断定数⁷⁾や超音波法（30kHz）による動弾性定数⁵⁾とほぼ同じオーダを持つ。

応力/歪比は物体の変形に対する抵抗を示す力学的特性値の一つであり、一般には物質の物性値として定められている。土のような固相、液相、気相の三相が複雑に入り組んだ構造を持つ混相混合物体では、それら相互のカップリングで全体の力学特性が現れてくる⁶⁾。飽和に近い状態での瞬間的載荷では、非排水圧縮に近い状態なので間隙水圧上昇の効果が考えられると共に、水の体積膨張率の影響を受けた応力波動インピーダンスが検出される可能性が十分にある。本実験データの考察には、この様な類の効果を分析的に考慮する必要もあろうかと思われる。しかしこの様な立場から考察を進めて個々の各相各構成物質の性質が抽出されたとしても、それらのみから土それ自体の全体の挙動を総合的に予測するには限度がある。従ってここでは、三相が複雑に入り組んだ構造を内部に持ちながらもそれ自体は土として挙動するようなスケールの要素を挙動単位の一つと考え、それよりミクロな構造にまでは立ち入らない立場で次のように考察を進める。

第11図で得られたような応力/歪比の含水比に対する傾向やオーダに大きな差がある場合、単一の力学モデルで考えればそれぞれ全く別の物質を意味することになる。しかしこれらは衝撃載荷という一つの現象で同時に検出されたものであるから、それぞれ供試体の力学特性の異



第11図 実測した応力/歪比の階層性
 (a)重錘落下高さ40cm、載荷距離7mm、含水比と供試体高さを変化
 (b)載荷距離7mm、重錘落下高さを変化



第12図 含水比 vs. 半径歪と体積歪

なる側面を検出したと考えるのが自然である。しかも本実験における供試体サイズや反射応力波法の応力/歪比は、歪レベルに注目すれば他の動的実験法で既に推定されているものとそれぞれ同じオーダにあり、粘土の力学特性値としてそれぞれが再現性のあるものであることも推察できる。従って本実験では、反射応力波法で推定された応力/歪比(ヤング率)のオーダを持つ挙動階層が衝撃载荷により供試体内に形成された考えることにする。これで供試体の変形の多様性などが説明することが出来れば、実用上は十分である。

4-3 半径歪と体積歪

第12図は、重錘落下高さ40cmで含水比及び供試体高さを変えた場合の半径歪と体積歪の測定結果を示す。ハンマーの载荷距離は約7mmである。10cm高さの供試体では、含水比が高くなるほど半径歪が増大し、加圧端から2~3cmの所に歪の集中がみられる傾向にある。5cm高さの場合も含水比の増大と共に半径歪

が大きくなり、歪が集中するところがみられる。体積歪は含水比の増大と共に負(収縮)から正(膨張)へと増加している傾向がある。含水比が25%以下では5cmの供試体に収縮即ち密度増大の場合が多く、25%以上では供試体高さに関係なく膨張する傾向がみられる。

第13図は二種の含水比に対して重錘落下高さを変えた場合である。ハンマーの载荷距離は約4mmである。半径歪は重錘落下高さの増大と共に大きくなるが、全体としては第12図に比べて均等に増えている。第12図と比較した場合、不均一な歪場の成長は载荷距離即ち载荷時間に影響すると推察できる。体積歪は重錘落下高さ60cmで正が大きく、それ以外の落下高さでは負になる傾向があった。

5 挙動の多様性に関する考察

5-1 結合振子モデルと微視的挙動階層の推定

応力/歪比の階層性から供試体内に形成された空間的微視階層のスケールを推定するため、結合振子モデル³⁾を考えてみた。第14図に示すように、各々の振子には独立して重力が作用するほか、振子間の相互距離に比例したバネ力も作用するもので、波動の伝播には特徴的な性質を示す。低周波遮断周波数 $\omega_0 = (g/l)^{1/2}$ 以下か、高周波遮断周波数 $\omega_{max} = (\omega_0^2 + 4K/M)^{1/2}$ 以上の波動が進入してくると、振子内の波動は距離減衰する。減衰定数を κ 、振子間の距離を a とすれば、分散関係式は次のようになる。

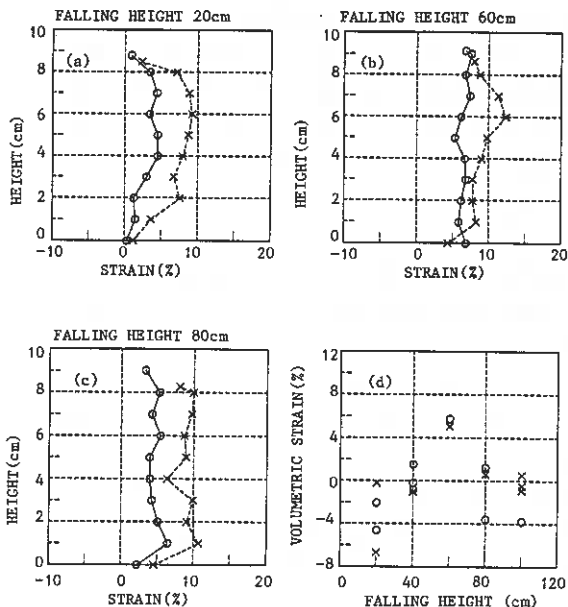
低周波リアクティブ周波数:

$$\omega^2 = \omega_0^2 + (4K/M)\sinh^2(\kappa a/2) \quad (14)$$

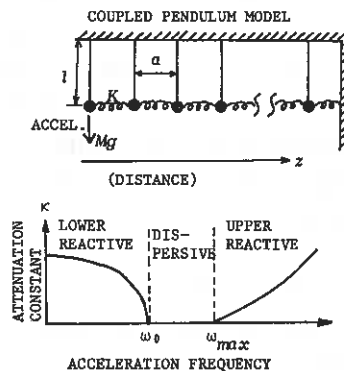
高周波リアクティブ周波数:

$$\omega^2 = \omega_0^2 + (4K/M)\cosh^2(\kappa a/2) \quad (15)$$

× 28±0.3% IN WATER CONTENT
○ 25±0.3% IN WATER CONTENT



第13図 重錘落下高さ vs. 半径歪と体積歪



第14図 結合振子モデルとリアクティブ領域における分散関係

従って分散関係を知れば、媒体が何個の振子で形成されているかが解り、微視的挙動スケールの推定（この場合空間振動モードの推定）に利用できる。

そこで供試体の応力波伝播特性を次のように推定した。まず(12)式を微分して加圧面の変形速度を求め、供試体の加圧面近傍を応力波伝播媒体としては弾性的であるとすれば、粒子速度と応力の変換則が成り立つので、反射応力波法で求めたヤング率 E_3 を用いて

$$\sigma_T(t) = \{d\epsilon(t)/dt\} \sqrt{E_3 \rho_3} = \sum_n K_n \exp(j\omega_n t) \quad (16)$$

で供試体入射応力が推定できる。 ρ_3 は供試体密度である。試体の軸方向に結合振子を並べるとき、バネ長さの総和を

$$N a = \text{軸方向の間隙量} \quad (17)$$

とした。また減衰定数は(16)式と(11)式のフーリエ係数を比較して計算できる。第15図にその一例を示す。分散関係を(15)式で回帰した結果 ωa^2 が負と推定されたので、第16図(a)のような倒立結合振子モデルを新たに導入しなければならなかった。分散関係は

$$\omega^2 = -\omega_0^2 + (4K/M)\cosh^2(\kappa a/2) \quad (18)$$

である。これより単位質量単位変位当りの次元で

$$\text{加振端の加振抵抗} = \omega^2 \quad (19)$$

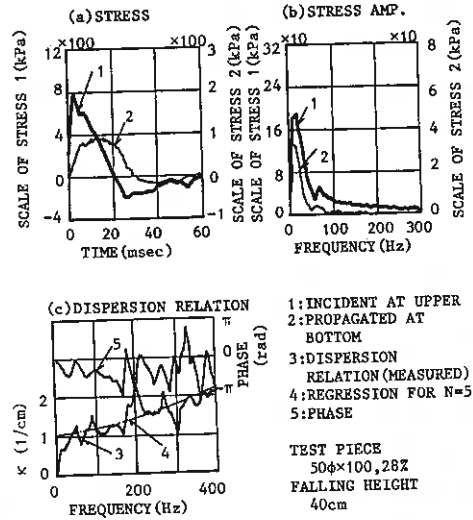
$$\text{出力端への作用力} = \omega_0^2 + K/M \quad (20)$$

が検出されることになる。これを供試体サイズのヤング率に換算した結果が第16図(b)である。加振端ヤング率が反射応力波法で検出されたものと対応し、出力端ヤング率が供試体サイズの応力/歪比に対応している。この場合の実測値はそれぞれ500MPaと5MPaであるから、振子の数にして5~6個と推定される。また振子を平衡位置へ戻すバネ力よりも平衡からずらす重力の作用が大きくなり、変形に対して不安定であると共に、一旦変形したら元に戻らないという不可逆な性質も抽出されている。対応する供試体変形は第12図左下図であり、上端から2~3cmに半径歪が集中している実測結果と上記の約1/5の中間微視スケールの挙動単位はかなり対応関係が深いものと思われる。

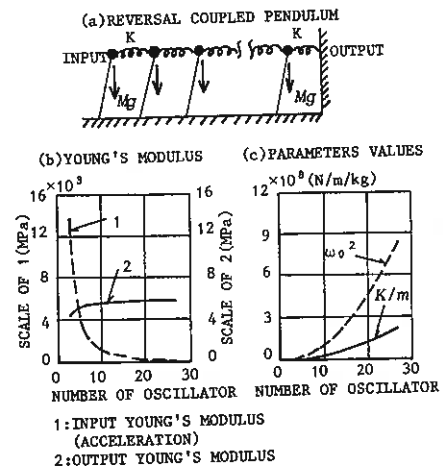
5-2 歪場のパターン成長

供試体の半径歪場の不均一な成長を、拡散場の拡散不安定におけるパターン成長^{4) 9)}のアナロジーとして考察してみる。

供試体が粘弾性流体に近い挙動を示すことは既に述べた。そこで弾性歪 ϵ_e とクリープによる(せん断)塑性歪速度 $\dot{\epsilon}_p$ で変形運動を記述してみる。以下 $u = \dot{\epsilon}_p$ 、 $v = \epsilon_e$ とおく。ある地点の塑性歪速度の変化は、弾性変形と塑性変形の変形結合 $\Phi(u, v)$ 、近傍からの移流 $C_1 \partial u / \partial x$ 、拡散 $D_1 \partial^2 u / \partial x^2$ によるものとする。一方弾



第15図 分散関係の計算例



第16図 倒立結合振子モデルと供試体ヤング率の階層性の推定例

性変形は、粘弾性効果とクリープの非線形結合 $\Psi(u,v)$ 、伝播 $C_2 \frac{\partial v}{\partial x}$ 、拡散 $D_2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$ により変化するものとする。即ち

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \Phi(u,v) - C_1 \frac{\partial u}{\partial x} + D_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (21) \quad \frac{\partial v}{\partial t} = \Psi(u,v) - C_2 \frac{\partial v}{\partial x} + D_2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (22)$$

である。定常状態の解を u_0 と v_0 とおき、定常解からのずれ U 及び V に注目する。 $u=u_0+U, v=v_0+V$ において上の両式に代入し、また安定性の破れを問題にするときは Φ と Ψ をべき級数で展開した一次の項のみ残せば良いから⁵⁾、次式を得る。

$$\frac{\partial U}{\partial t} = aU + bV - C_1 \frac{\partial U}{\partial x} + D_1 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \quad (23)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = cU + dV - C_2 \frac{\partial V}{\partial x} + D_2 \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \quad (24)$$

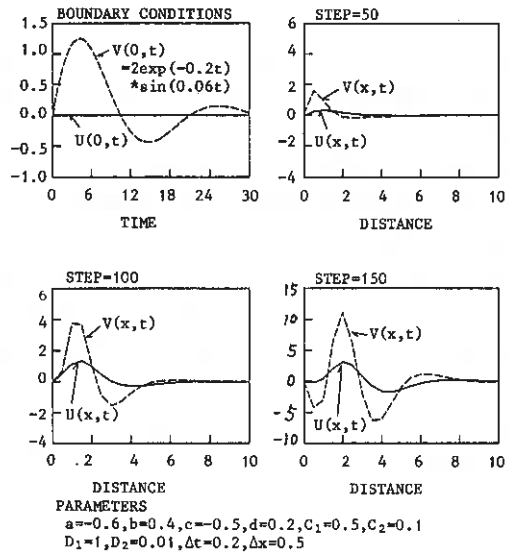
この解は固有値 λ 、波数 k とおくと

$$U, V \propto \exp(\lambda t - jkx) \quad (25)$$

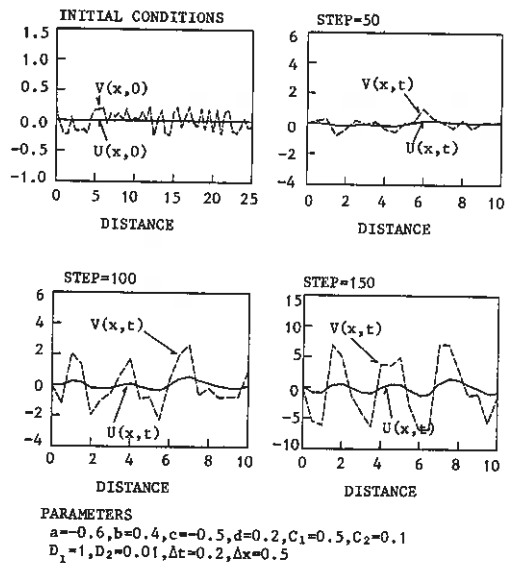
で与えられる⁵⁾。 λ の実数部分は系の安定不安定判別の特性指数で $\text{Re}(\lambda) < 0$ で安定、 $\text{Re}(\lambda) > 0$ で不安定になる。不安定の条件を求めると $a < 0, b > 0, D_1 \gg D_2$ が得られている⁵⁾。

第17図は、定常系の一端に左上図のような弾性波動が進入してきたときの歪場の時間発展を示している。弾性歪は本実験の実測応力に近い形を与えている。応力が散逸すれば弾性変形は回復するので、载荷後の不可逆変形は塑性歪速度場のみ注目すれば良い。図では、弾性歪場の成長が先行しながら、それにほぼ対応した塑性歪速度場の成長がみられ、そのピークは進入端から少し離れたところに現れている。本実験結果に近い特徴がみられる。第18図は、弾性歪場の僅かな揺らぎを初期条件にして、定常载荷したときの歪場の時間発展を見たものである。これは载荷端の弾性歪を一定にするような準クリープ実験に対応したものである。また両図の場合とも弾性歪の局所的集中が見られるが、これが破壊限界を越えると亀裂の発生・伝播や脆性破壊などの形態で急速なエネルギーの放出が為されることになる。

拡散不安定を引き出す原因に付いてはまだ考察していないが、前項で検討した微視層の形成など、よりミクロな領域での挙動にそのメカニズム



第17図 過渡減衰弾性歪波の進入による歪場パターンの成長



第18図 弾性歪の初期揺らぎによる歪場パターンの成長

を求められるかもしれない。

6 まとめ

動的荷重下における粘性土の挙動の多様性と複雑性は微視或は中間微視の領域で形成される挙動要素群の運動の自由度に起因するとの仮説を設け、過渡的な現象である粘土の一軸衝撃圧縮実験でその検証を試みた。微視領域の挙動が短いタイムスケールで生起することを利用し、炭素鋼棒を介した衝撃載荷における鋼棒及び供試体の応力と変形を200倍のサンプリング時間差でそれぞれ同時に検出してみた。着目した力学特性値は応力/歪比で、鋼棒中の伝播応力波による推定値（反射応力波法、3kHz以上の振動領域）と供試体軸変形及び伝播応力（供試体サイズ、20Hz程度の過渡振動）による推定値を比較した。更に供試体内に形成されたとと思われる中間微視階層のスケールの推定、供試体の半径方向歪の不均一な発展について若干の考察を加えた。結果は次の通りである。

- 1) 供試体サイズの初期応力/歪比は含水比が高くなると低くなり、静的実験と比較してもオーダに大差無い。
- 2) 供試体サイズの応力・歪曲線の形は、粘弾性流体モデルのそれに良くにており、含水比及び供試体高さの影響を強く受ける。
- 3) 反射応力波法で求めた応力/歪比（ヤング率）は含水比と共に高くなり、供試体サイズの10~1000倍になる。
- 4) 応力/歪比という力学特性値から判断して、供試体内にマイクロな挙動階層が形成されたといえる。
- 5) 結合振子モデルを用いると、形成された中間微視階層は供試体の軸方向に対して1/5程度の比較的大きなものと推定された。
- 6) 供試体の半径方向塑性歪は不均等な成長をし、これは特に含水比が高くなると顕著になる。
- 7) 塑性歪速度と弾性歪の結合拡散場モデルでは、拡散不安定による塑性歪場の不均等な成長を計算できる。

参考文献

- 1) 洪沢 栄：衝撃荷重を受ける粘性土の動的挙動予測法、石川農短研究報告,15,p15-23,1985
- 2) 洪沢 栄：耕うんづめと土の力学的相互作用の基礎的研究,農機誌,50(1),1988,掲載予定
- 3) F.S.Crawford: パークレー物理学コース・波動(上) (高橋秀俊監訳)、丸善、1979
- 4) H.Haken: シナジェティクスの基礎 (齊藤信彦ほか訳)、東海大学出版会、1986
- 5) 柴田徹ほか：講座「土の構成式入門」、土と基礎,31(6)-32(4)に連載,1983-1984
- 6) 小山修平：締め固め粘土の動弾性定数と水分の関係について、大阪府大農学部紀要,31, p71-130,1978
- 7) 石原研而：土質動力学の基礎(第7章)、鹿島出版会、1978
- 8) Uchi, T. et al.: On the space-time pattern formation of the earthquake strain field, Tectophysics, 113, p31-48, 1985
- 9) Jorne, J.: The effect of ionic migration on oscillations and pattern formation in chemical systems, J.Theor.Biol., 43,p375-380, 1974

函館港における粘土地盤の強度特性と地史

北海道開発局函館開発建設部 窪内 篤
北海道土質コンサルタント㈱ ニッ川 健二
同 ○工 藤 康 雅

1. まえがき

道内の平野部には、泥炭や粘土を主とする厚い軟弱地盤の分布が随所に見られる。このうち函館では深さ約40mにわたって軟弱な粘土が一様に堆積しており、港湾構造物の設計・施工に際して様々な問題を生じ工事を困難ならしめている。筆者らは、函館港豊川地区の一連の地質調査に携わる過程で粘土地盤の強度特性が有効上載圧の変化、つまりは“地史”との間に密接な関連のある事を予想し、堆積環境の異なる2種の粘土地盤について検討を行なってきた。

函館港では、昭和46年以来港湾整備の一環として旧豊川岸壁の沖合約60mに法線を持つ延長340mの-5.0m岸壁が計画・着工されている。構造計画や施工法については十数回にわたる土質調査の結果や施工実績をもとに詳しく検討され、変更を加えてきた。本報告は、これら総延長約1600mに達する土質調査をもとに、採取試料中に含まれる貝化石・微化石から地史と粘土の強度特性との関係について検討を行なうものである。

2. 豊川地区の地盤

函館平野は、トロイデ型火山の函館山と霧島半島南部を結ぶトンボロ状の美しい砂州であり、北海道では最も古くから開かれた地域である。函館の古名は“ウスケシ”（宇須岸、または臼岸）と云い“港内の奥”という義である。“ハコダテ”という名は500年以上前に河野氏が館を築いて以来であり、函館港、特に湾奥の豊川地区は古くから静謐な内海であったことがうかがわれる。（図-1）

図-1 位置図（昭和25年頃）



昭和27年、海上保安庁作成

調査結果から推定される豊川地区の地盤構成は、図-2に示すとおりであり、土層区分は、表-1にまとめる。

当地区の地盤の上部約35~40mは軟弱な粘土（A₁層）でおおわれるが、これらの軟弱層は北側でより深くなり地区内では最大厚さ約60mに達する。

岩壁の中間部では、40m付近に平坦面をもつ段丘状の地形が埋没しており、その両側は急な段丘崖を形成している。

埋没した段丘の上部に分布する砂礫（D₁層）やシルト・砂（D₂層）には火山灰が多量に混入し、下部の火山灰（D₃層）を直接的に侵食して再堆積した痕跡が認められる。これに対し沖積層の下部層と見られるシルト粘土（A₂層）は、所々火山灰質な部分もあるが、全体に腐植物が混じり、-50m付近には腐植土層が連続するなど、D₁層とは異なった堆積環境が予想される。またA₁層のN値は、N≒5とやわらかく、D₁層とは、一掃を画すもので、上部のA₁層と連続する強さを示すものと思われる。

図-2 豊川岸壁の地盤模式図

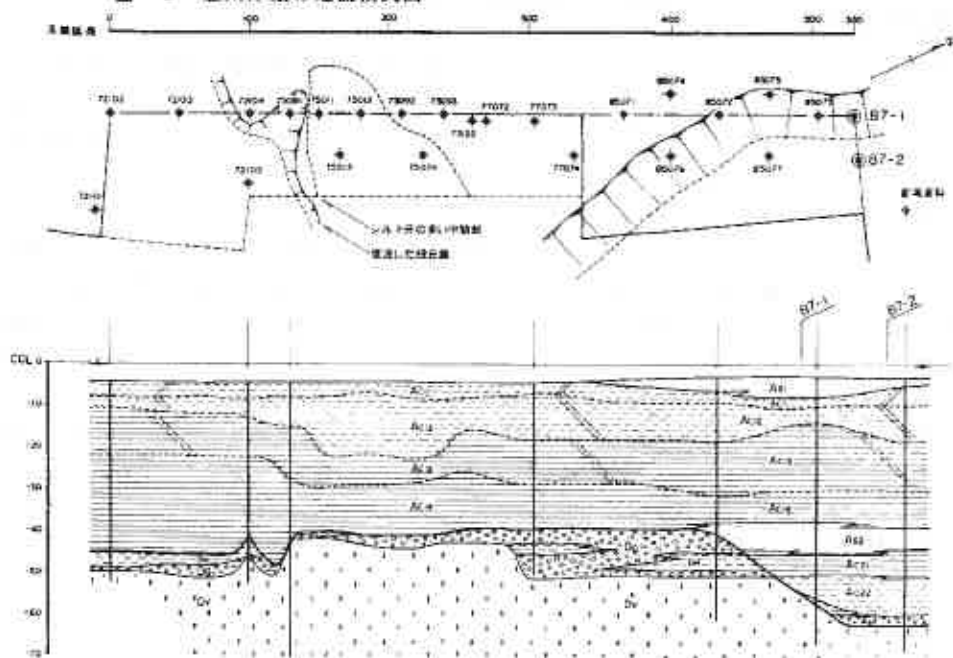


表-1 土層一覧表

層	記号	土質	N値	備 考
A ₁		シルト質細砂	0~2	北側に分布する海浜砂
A ₂		粘土、シルト	0~5	厚さ35~45mの軟弱層
A ₃		細 砂	15~30	均等粒径、北側に分布
A ₄		シルト、粘土	5~15	腐植土状み全体に腐食混じる
A ₅		砂 礫	50以上	深部の沖積層基底礫
D ₁		砂 礫	50以上	火山灰混じる。間隙が大き
D ₂		シルト、砂	10~20	全体が火山灰質
D ₃		火山灰	30以上	軽石混堆積物。下部N>60

豊川地区の基盤は、D₃層の粗しょうく山灰である。D₃層の広がり、南は東日本フェリー岸壁、北はJR棧橋まで分布することが確かめられており、少なくとも深さ70~80mまで続くようである。当層の見かけは、径5~30mm内外の軽石を混入する“火山灰”であるが、不攪乱試料は固結した凝灰岩状で採取され、鏡下の観察では、流理構造も弱いながら認められる。噴出源・時代などは未詳であるが、産状からも当層は陸上での軽石混堆積物と推定される。

D₃層は、その分布状況から、洪積段丘上部の礫層と考えられるが、所々に火山灰の2次堆積物と思われるシルトや砂(D₂層)をはさむ。

また掃まり具合はNが40~50であり、雑質土として決して密な状態ではない。以上よりD₃層は、最終永期(ウルム永期)最盛時に堆積した“基底砂礫”の可能性もあろう。

3. 粘土の基本的性質

豊川粘土の活性度A_c、塑性指数I_p、間隙比eの分布を各々図-3~図-5に示す。なお図中○で示した粘土は、厚真川河口付近の資料であり、堆積状況から陸化に近い経歴が予想される。

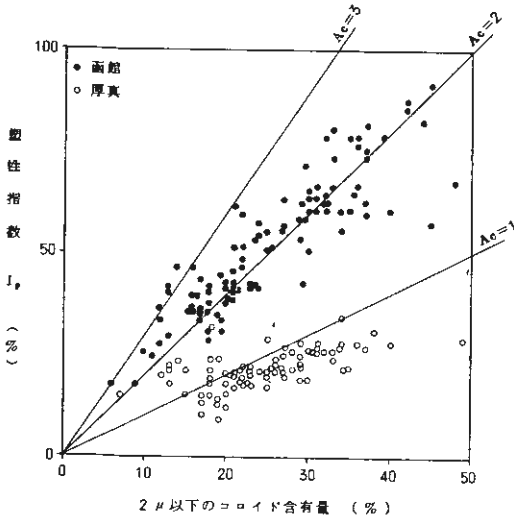
活性度はSkemptonによって定義されたもので、粘土のコンシステンシーを支配する2μm以下のコロイド含有量(%)と塑性指数I_pの比である。一般値として堆積環境の違いにより、

$$\cdot \text{海成粘土: } A_c = 2$$

・陸成粘土： $A_c = 1$

との報告があり、⁽²⁾ 図-3 は両者の特性を良く表わしている。

図-3 活性度の対比図



また、図-4、図-5 に示す e 、 I_p の対比図によっても両者は著しくタイプの異なる粘土地盤であることがわかる。これら基本的性質の相違は従来、『主として粘土粒子の一次的性質や、堆積時にとった土の構造の違いによるもの』とされている。

4. 粘土の強度特性

両粘土の一軸圧縮強さ q_u の分布を図-6、図-7 に各々示す。両者とも q_u は、深さ方向にはほぼ直線的な増加傾向を示し、特に豊川粘土は、図-4 に示すように下部の間隙比が非常に大きいにもかかわらず、一定の勾配で増加する傾向が見られる。このように粘土地盤の強度は、有効上載圧の変化を敏感に反映する。しかし、図-6、図-7 で明らかとなおり、両者には、深

図-4 間隙比の対比図

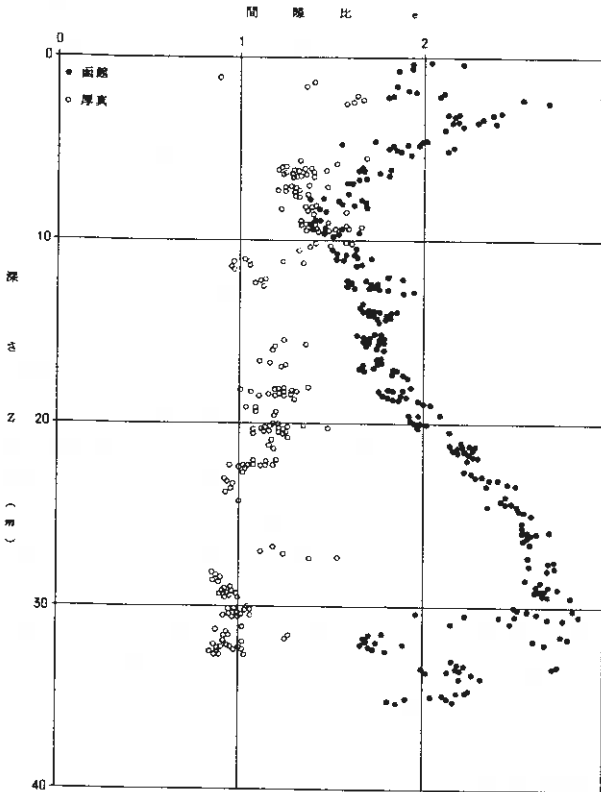


図-5 塑性指数の対比図

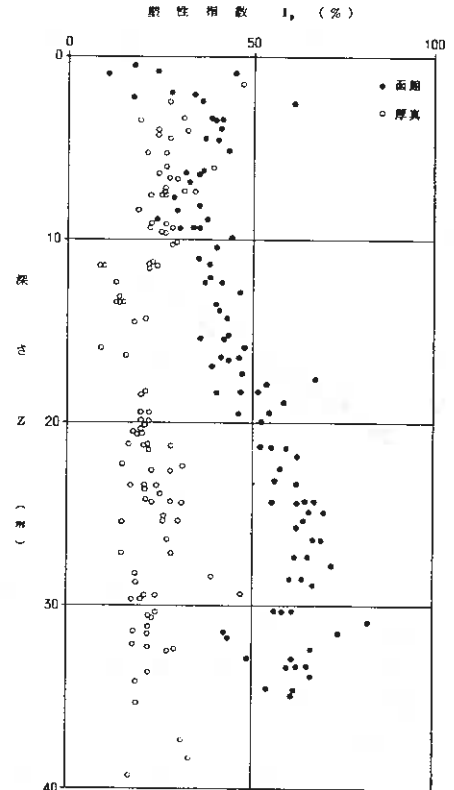


図-6 一軸圧縮強さ分布図 (厚真粘土)

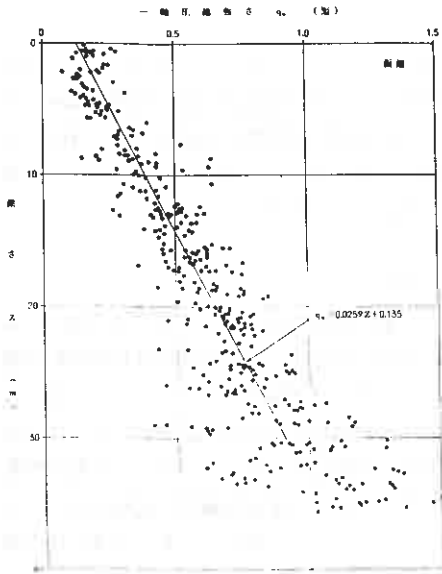


図-7 一軸圧縮強さ分布図 (豊川粘土)

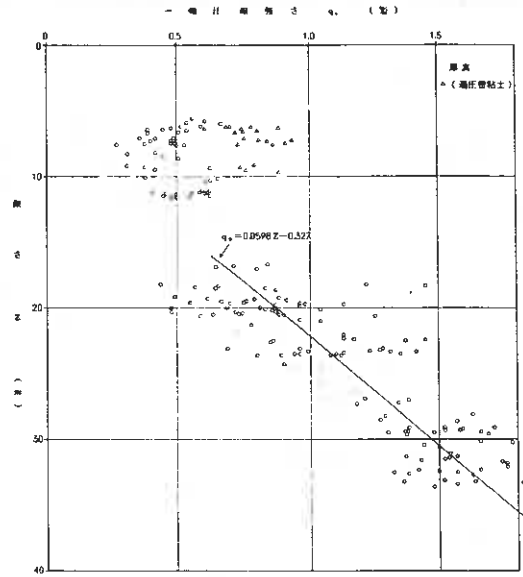
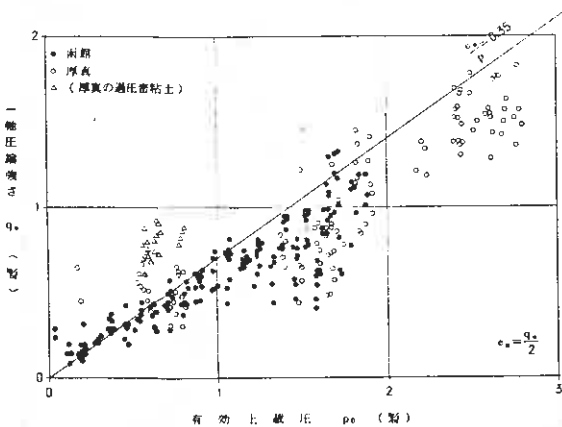


図-8 一軸圧縮強さ-有効上載圧相関図



さ方向への強度増加率に大きな差異も認められる。この点を明らかにするため、有効上載圧 P_0 と一軸圧縮強さとの関係を図-8 に示す。図-6 および図-8 中で Δ 印は、河川によって表層の砂が侵食されたか所に分布する”過圧密粘土”であり、履歴した有効上載圧は現在よりも大きいことが明らかであるから、図-8 を”過去に履歴した最大の有効上載圧”と q_u の関係とするならば図中の右方に移動する。また豊川粘土では、 $P_0 \geq 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で、強度増加率は、 $C_u/P_0 < 0.35$ となる傾向が見られる。これは後述するが、当粘土が圧密未了の状態と予想され、粒子間の有効応力が現在の上載圧よりも小さいためと思われる。従って豊川粘土は図中で、より左側にプロットされることになり、厚真粘土上部層とともに、粘土の強度増加率は、一般値 $C_u/P_0 = 0.35$ にほぼ一致する

ようである。これに対して厚真粘土下部層は、予想される堆積時代が古く、履歴した有効応力が現在の P_0 よりも大きいと考えられるため、図中ではより右側に移動し、 C_u/P_0 は一般値よりもかなり小さい値となると思われる。この相違は、粘土粒子の一次的性質に負うと考えるのが妥当であろうが、強度増加率の小さい厚真粘土が、豊川粘土よりはるかに大きな強度を示すことから、粘土地盤の強度は有効上載圧によって基本的に決定されることが知れよう。

以上より、「ある一次的性質を持った粒子が滞積するとき、その性質に応じた骨組構造を作り、結局それぞれの土性に応じた力学的性質を持つ⁽³⁾」としてもそれは初期状態に限ってのことと思われ、堆積後の続成作用が基本的な強度を決定し、ひいては一次的性質をも変化させている可能性がある。

5. 地史に関する検討

地史に関する資料を得るため、ここでは岸壁北側の87-1, 87-2地点で採取した不攪乱試料、および標準貫入試験試料の一部を用いて貝化石・微化石（花粉、珪藻）の鑑定を行なった。以下に各々の結果と特徴を述べる。

1) 貝化石

同定の結果、全試料中から腹足綱（巻貝）が3種、二枚貝綱が16種、掘足綱2種が確認され、産出状況の概要は表-2に示すとおりである。産出状況から、深さ約10~15mを境としてやや異なる堆積環境が推定できる。

- ・深さ約10~15m以浅： 多種の貝化石が産出するが、これらは函館付近の現生種と同じである。堆積環境は、ほぼ現在と同様であり、ホタテの稚貝やイタヤガイ科の貝が認められる事から外洋水が流入していたものと思われる
- ・深さ約10~15m以深： 深さ10~15m付近以深ではチヨノハナガイが特徴的に多産する。チヨノハナガイ (*Raetellops rostralis*) は北海道南部以南の朝

表-2 貝化石産出一覧

深さ (m)	二枚貝綱																掘足綱					
	ムネガイの仲間	特記無名の仲間	ムシロガイの仲間	コブルトガイ	フリソビガイ	アズマニシガイ	ホタテ	イタヤガイ科の仲間	オウナガイの仲間	ツルガイモドキ	イシカウガイの仲間	カガミガイ	カガミガイの仲間	アサリ	フスマガイ	チヨノハナガイ		シラトリガイ	シラトリガイの仲間	ヒメシラトリガイ	ヤカドクガイ	ツノガイの仲間
0																						
5																						
10																						
15																						
20																						
25																						
30																						
35																						
40																						
45																						
50																						

◎:多い ○:普通 △:少ない

間帯~水深50m内外の砂泥底に棲息する貝で、かなり酸素濃度の低い条件においても生存が可能な種である。従ってチヨノハナガイ化石の分布は、静穏な還元性の堆積環境を示すもので、深さ10~15m以深、約35mまでの間では、ほぼ様な状況であったことがうかがわれる。

2) 花粉

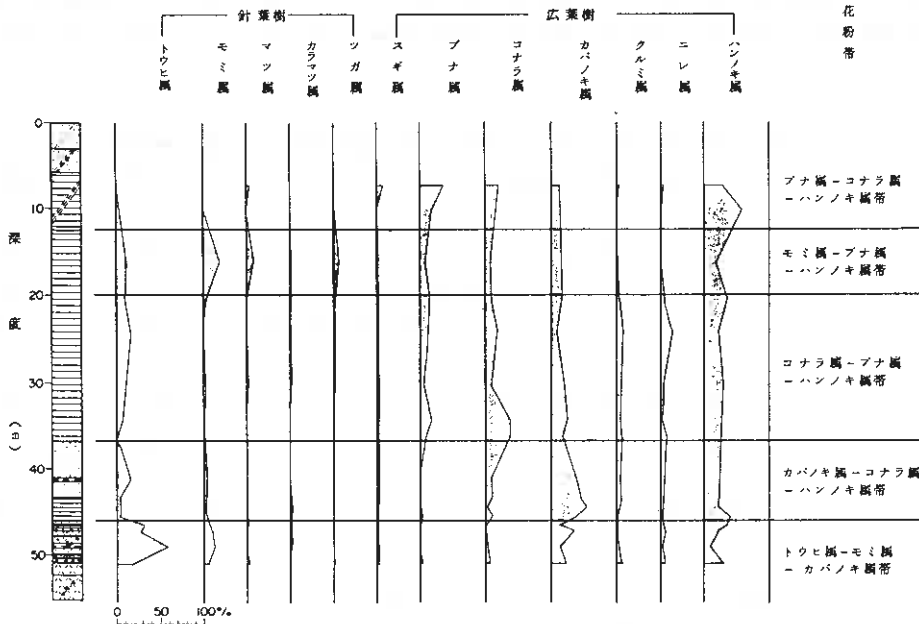
花粉化石の分析は、古植生の復元にとって重要な事項であり、特に沖積世については多数の研究結果も発表されている。

主要樹木花粉の消長の概要は、図-9に示すとおりであり、その特徴から、次の5つの花粉帯が分類できる。

④ トウヒ層-モミ属-カバノキ属帯.....

この花粉帯は深さ約45~50mを構成するもので、特徴はトウヒ属が急激に増加・減少するとともに、モミ属も同様の出現率を示すことにある。古植生は、全体に冷温帯~温帯性の広葉樹が殆ど産出しないことより、モミ属（トドマツなど）やトウヒ属（エゾマツなど）を主とし、カ

図-9 主要樹木花粉の模式消長図



バノキ属（シラカバ、ダケカンバなど）とハンノキ属を混交する針広混交林が形成されていたと考えられる。古気候は現在よりも寒冷な状態で、上位とのつながりや全体的な地盤構成から判断すると縄文海進以前の寒冷期に相当すると思われ、場合によっては最終氷期にまでさかのぼる可能性もあろう。

①カバノキ属-コナラ属-ハンノキ属帯……

当花粉帯は、深さ約35～45mの細砂、粘土で構成され、下位で優勢であったトウヒ属をはじめとする針葉樹が劣え、代わってカバノキ属が優勢となる。特徴的にプナ属がまだ多産せず、ハンノキ属は相変わらず優勢である。古植生は、カバノキ属、コナラ属、ハンノキ属を中心とする広葉樹が形成され、針葉樹林は高い山地に後退したと考えられる。気候は現在と同様かやや冷涼と思われ、最終氷期以降～縄文海進前後に相当すると思われる。

②コナラ属-プナ属-ハンノキ属帯……

当花粉帯は深さ約20～35mの粘土で構成され、コナラ属の急激な増加とプナ属の産出およびカバノキ属・ハンノキ属の高産出で特徴づけられる。古植生は下位の①花粉帯とほぼ同様であるが、プナ属の純林が形成されたと予想される。五十嵐（1986）や塚田（1982）などによるとコナラ属の急激な増加とプナ属の産出は約8000～10000年前頃と推定されており、気候は下位の花粉帯よりもさらに温暖化が進んだと予想されることより、当層は縄文海進時の堆積物に相当すると思われる。

③モミ属-プナ属-ハンノキ属帯……

当花粉帯は、深さ約10～20mの粘土で構成され、モミ属、マツ属、ツガ属などの針葉樹の産出が増加することが特徴的である。下位の②花粉帯で繁栄していた広葉樹林からは、クルミ属、ニレ属が消滅し、針葉樹が侵入しはじめることから、古気候は冷涼化していったものと予想される。また針葉樹ではツガ属の産出が見られ、五十嵐（1987）によると、約4000～5000年前に相当すると考えられる。

④プナ属-コナラ属-ハンノキ属帯……

当花粉帯は、約10m以浅のシルト質粘土で構成される。下位の花粉帯と同様にプナ属、コナラ属、をはじめとする広葉樹は依然として高率で産出するが、下位の花粉帯で優勢だった針葉樹は殆ど産出しなくなることが特徴的である。この時期の古植生のコナラ属、カバノキ属、ハンノキ属を中心とした広葉樹林にプナ

図-10 化石珪藻の水質種別による割合

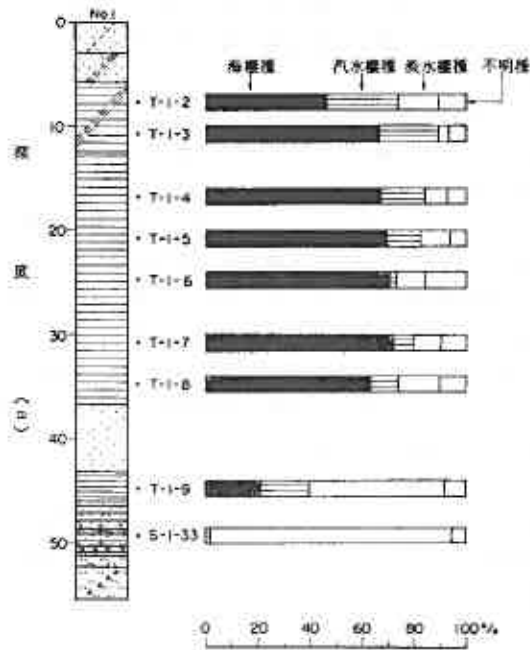


表-3 珪藻の個体数と優占種

試料名	個体数 (%)				総数 (個)	優占種とその特徴	推定される 古環境
	海棲種	汽水棲種	淡水棲種	不明種			
T-1-2	46.0	28.0	15.0	11.0	200	Rhaphoneis surirella (海水, 沿岸棲浮遊性) Diploneis smithii (汽水, 底棲)	海水の影響 が弱い汽水 域
T-1-3	66.5	22.5	4.0	7.0	200	Rhaphoneis surirella (海水, 沿岸棲浮遊性)	
T-1-4	67.0	17.0	8.5	7.5	200	Cocconeis scutellum (海水, 沿岸棲底~浮遊性)	
T-1-5	69.5	13.0	11.0	6.5	200	Thalassionema nitzschioides(海水, 沿岸棲浮遊性) T. hyarina (海水, 北方沿岸棲浮遊性)	海水の影響 が強い汽水 域
T-1-6	70.5	2.5	11.0	16.0	200	T. ostrupii (海水, 浮遊性) Cocconeis scutellum (海水, 沿岸棲底~浮遊性)	
T-1-7	72.0	8.5	9.5	10.0	200	Thalassionema nitzschioides(海水, 沿岸棲浮遊性) T. hyarina (海水, 北方沿岸棲浮遊性)	
T-1-8	63.0	10.5	16.0	10.5	200	Nitzschia tryblionella (汽水, 底棲)	淡水の影響 強い汽水域
T-1-9	21.0	18.5	51.5	9.0	200	Cocconeis placentula v. euglypta (淡水, 浮遊性) Rhoicosphenia curvata (汽水, 浮遊性)	
S-1-33	0	2.0	92.5	5.5	200	Fragilaria construens (淡水, 浮遊性) Achnanthes lanceolata (淡水, 底棲)	

属が混じった森林が想定される。時代としては4000年以降と考えられ、温暖でやや湿潤な古気候が推定される。

3) 珪藻化石

珪藻は棲息水域による違いから一般に海棲・汽水棲・淡水棲の区別がなされており、地層の堆積環境を知る上で最も重要な化石の一つである。また、新第三紀後期～鮮新世末期にかけては珪藻により堆積時代が推定できるほど分帯がなされ研究も良く進んでいる。

珪藻化石は、粘性土を主とする試料約2gを用いて、処理・プレパラート作成し、1000倍で検鏡した。各々の試料では32～52種が同定されている。その個体数と優占種の一部は表-3のとおりである。

分析結果は下からみていくと深さ約45～50mのA₂₂層では淡水棲種がほとんどを占め(図-10)、湖または河川のような淡水域が予想される。その上位のA₂₁層になると淡水棲種は約半分を占めるものの海水棲種、汽水棲種の合計が40%と高くなり、淡水の影響の強い汽水域に変わったと推定される。上位の深さ約10～35mのA₂層では海水棲種が60%以上を占め、特に30m付近では72%にも達する。また、汽水棲種、淡水棲種の割合は深さ約35mから20mまでは漸減し、20m以浅では漸増している。深さ約5m付近に至っては海水棲種は半分以下となり、汽水棲種と淡水棲種の合計は40%に達している。このようなことから、深さ約20m以深では海進がさらに進んだ海水の影響が強い汽水域が予想され、20m以浅にかけては海退に向う海水の影響が弱い汽水域が想定される。

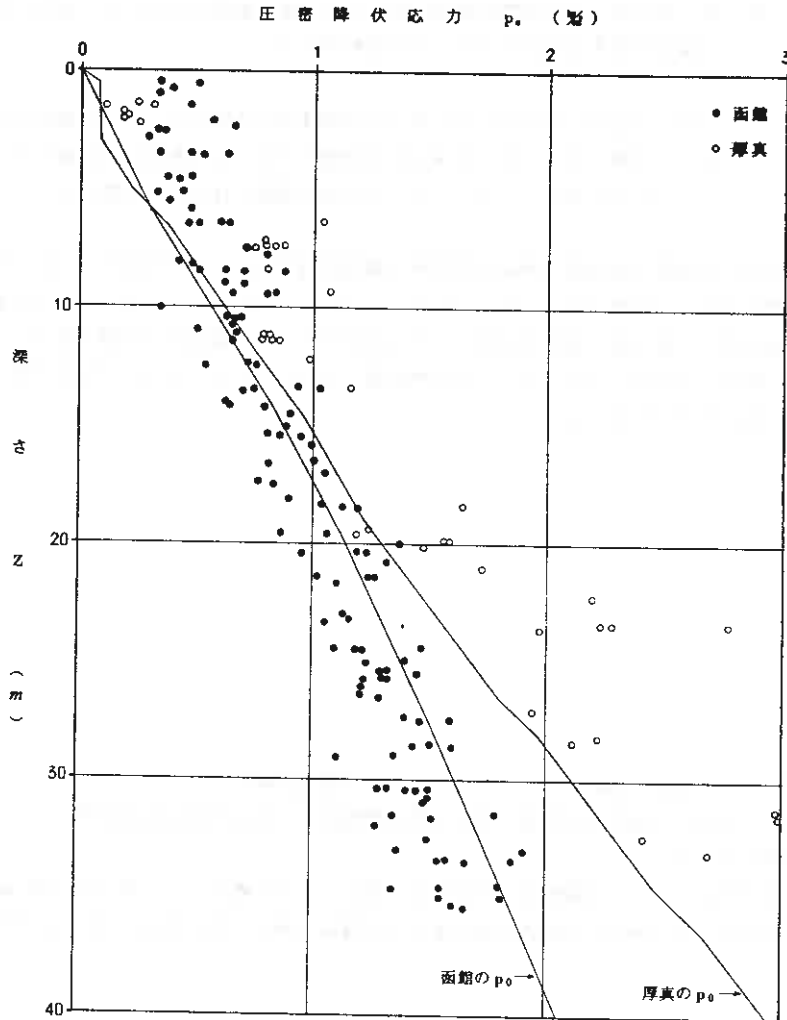
従って、当地に於ては深さ約40m以深の堆積物は完新世の“縄文海進”以前の堆積物と考えられ、場合によっては最終氷期末期までさかのぼる可能性がある。40m以浅の厚い粘土層は縄文海進の産物とみられ、そのピークは深さ20m付近の堆積物が予想される。また、土質が変化し、海水棲種が減少する10m付近のシルト質粘土は弥生時代の寒冷期に相当する可能性もあろう。

以上を総括すると次のとおりである。

- ① 深さ約45m以深のA₂₂層下部以深の堆積物は、陸成の堆積物と見られ、花粉分析結果から推定される古気候、古植生からは、最終氷期の堆積物の可能性もある。
- ② 深さ約40～45mまでのA₂₂層A₂₁層上部は、汽水域で堆積したものと思われ、三州や河口付近の堆積環境が予想される。花粉分析結果から推定される古気候、古植生からは、最終氷期末期～縄文海進前後の堆積物と思われる。
- ③ 深さ約40m以浅のA₂層は、約8000年前頃からはじまる縄文海進による海水準の上昇に伴い静かな海に堆積したと考えられる。花粉分析や珪藻化石分析結果から20m付近を境として古気候の若干の変化は認められるが、堆積環境は一環して変化は認められない。また貝化石の分布状態から、A₂層堆積当初から豊川地区は外洋水の出入りの殆どない内湾であったと推定される。
- ④ 砂分の混入の多くなる深さ10m以浅は、貝化石の分類から、外洋水の流入があった徴候が認められ、函館市中心部をのせる砂州の発達にも何等かの関連が予想される。

このように、豊川地区に発達する厚い粘土（A₂層）は、陸化の経歴が認められず、堆積環境もほぼ一定であったことが明らかとなった。図-11に圧密降伏応力 P_c と有効上載圧 P_0 の関係をまとめて示す。豊川粘土は、図-4にも示すとおり下部の間隙比が大きく、 $P_c < P_0$ となる“圧密未了”の傾向が見られ、このような地史を持つ粘土の特徴を P_c が見事に説明している。これに対し、厚真粘土は、 P_c が $P_0 + (2 \sim 5 \text{ t/m}^2)$ となっており、過圧密の傾向を示す。

図-11 圧密降伏応力（ P_c ）-有効上載圧（ P_0 ）対比図



6. むすび

- ① 函館港豊川地区の深さ約40m以浅に分布する軟弱な粘土は、約8000年以降に堆積した土層であり、陸化の経歴を持たない。
- ② 粘土は一貫して静かな内湾に堆積したと見られ堆積環境の変化は認められない。
- ③ 粘土地盤の堆積過程の有効上載荷重の変化は、粘土の強度に敏感に反映し、基本的にこれを決定する。
- ④ 粘土粒子の一次的性質の強度に対する影響は副次的なものにとどまり、続成作用が一次的性質をも変化させている可能性がある。
- ⑤ 当報告で試みた貝化石や化石の分析は地質学の分野では一般的な技術である。強度特性と有効上載圧の変化を説明する地史との間に密接な関連が認められることから、これらを活用することによって有効な調査を行なえる可能性がある。

以上ここで検討に用いた資料は函館開発建設部の貴重な調査資料である。研究資料として提供をいただいた関係諸氏に深い謝意を表する次第である。また、貝化石の分析をお願いした北海道教育大学岩見沢分校地学教室 都郷義寛助教授、珪藻化石の分析をお願いした北海道立地下資源調査所 嵯峨山積氏には厚く御礼申し上げます。なお花粉化石の分析については、当社の外崎徳二が担当したが、北海道大学理学部 五十嵐八枝子博士には貴重な御助言をいただいた。

(参考文献)

- 1) 稲田倍徳 『軟弱地盤の調査から設計・施工まで』、鹿島出版会
- 2) 近藤 務 『洪積・沖積粘土の地質、土質工学的特性』、土質工学会北海道支部
技術報告集第26号
- 3) 粘土力学研究グループ 『滞積粘土層の成因と土性』、土と基礎Vol.12 No4.No6.No8.No11
- 4) 五十嵐 八枝子 『北海道の完新世におけるコナラ属の分布』、北方林業 1986 Vo138 No.10

異なった主応力軸方向でせん断履歴を受けた砂の変形・強度特性

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

北海道大学工学部 三浦 均也
北海道大学大学院 ○島屋 進
北海道大学工学部 土岐 祥介

まえがき

土の変形特性は応力条件および応力履歴に強く依存するとともに、著しく異方的な場合が多い。Casagrande and Callio (1944) は土の力学特性における2種類の異方性(生得異方性および誘導異方性)を定義した。

生得異方性(Inherent Anisotropy)は、土層および土構造物の堆積あるいは建設過程において形成される土の異方的な内部構造に起因するものである。実験室において、砂試料を落下・堆積させて準備した供試体は、原位置地盤と類似した構造を持っており、顕著な二軸直交異方的な砂粒子の配列構造が発達している。Oda (1972)およびArthur and Menzies (1972)はそのような供試体についてせん断試験を実施し、砂質土の変形・強度特性に及ぼす内部構造の異方性の顕著な影響を示した。Miuraら(1986a)およびTokiら(1987)は中空円筒ねじりせん断試験機による密詰め砂の試験結果を検討した。その結果、堆積作用によって作製された供試体における堆積面上では、砂粒子同士の噛み合わせが最も弱いために、この面とある傾きをなす他の面に比べてすべりが発生し易いという考えに着目すると、主応力軸回転の有無によらず砂の変形・強度特性を統一的に説明できることを示した。さらに、Miuraら(1986b, 1987)は、微視的な観点から仮定された無限個の潜在的なすべり面上で応力-ひずみ関係を規定することにより三次元構成モデルを誘導し、主応力軸の回転を伴う一般応力条件の下における異方性砂に固有な変形-強度特性を説明するのに成功した。

一方、誘導異方性(Induced Anisotropy)は土が以前にせん断変形を受けたことに起因するもので、土はせん断変形を受けると、その後、異方的な硬化特性を示すことが知られている。Arthurら(1977, 1980, 1981), Wong and Arthur(1985)およびStureら(1987)は Directional Shear Cell を用いて主応力軸回転を含む応力条件におけるこのような変形・強度特性に及ぼす誘導異方性の影響を調べた。一連の研究によって彼らは、誘導異方性によって生じるせん断変形の異方的な硬化および軟化特性を主応力軸方向との関連によって示し、異方性の程度は土が受けたせん断応力の大きさに強く依存していることを明らかにした。また、誘導異方性は限定された応力比の範囲のみ発揮され、破壊近くでは生得異方性が支配的であることなどを示した。

これまで、地盤および土構造物の内部構造はもとより、その力学特性はかなり異方的であることが原位置で採取した不覚乱試料について明らかにされている(Odaら(1978)およびMiura, S. and Toki (1984))。また、一般に原位置における土要素は予め複雑なせん断応力を受けている。したがって、土の力学特性における生得異方性および誘導異方性の影響、並びにそれらの相互作用を、主応力軸回転を含むような一般的な応力条件において適切に評価する必要がある。さらに、土の力学的挙動に及ぼすそれら異方性の影響を説明できる構成モデルを確立することは土質工学における変形、安定および破壊に関する問題についてより信頼性の高い解を与えるための重要課題の一つである。

本研究の目的は、土の変形・強度特性に及ぼす誘導異方性の影響を定性的および定量的に調べ、生得異方性と相乗作用について検討を加えることにある。このため、初期異方構造を有する供試体を中空円筒ねじりせん断試験装置を用いて排水条件で試験した。最初、供試体は所定の主応力軸方向でせん断応力を載荷・除荷し、再度異なった主応力軸方向でせん断応力を負荷した。一連の試験で観測された異方性砂の変形挙動を比較し、検討することによって、いくつかの知見が得られた。すなわち、ある方向で予めせん断載荷を受けた場合、破壊強度および体積変化傾向が収縮から膨張へ変化する時の応力比はすべての主応力軸方向において変化しないが、応力比が比較的低い範囲ではせん断変形およびダイレイタンスーには顕著な影響が認められた。また、初期異方構造と

は無関係に、以前にせん断応力履歴を受けた方向と再載荷方向との相対的な関係に基づいた一定のパターンで変形挙動に硬化または軟化現象が認められた。さらに、主ひずみ増分の方向も異方的な硬化特性によって、大きく変化することが明らかにされている。

1. 試験装置および応力とひずみの表示法

室内試験で用いた中空円筒ねじりせん断試験装置は図1(a)に示す円筒供試体(高さ $H=20\text{cm}$, 外半径 $R_o=5\text{cm}$, 内半径 $R_i=3\text{cm}$)に軸力 F 、トルク T および異なる内、外セル圧力 p_i, p_o を載荷し、軸変位 ΔH 、ねじれ角 $\Delta\theta$ および内、外半径の変化 $\Delta R_i, \Delta R_o$ を測定することができる。供試体内の要素に作用している応力状態および発生する変形は、以下に定義する応力とひずみの成分によって表示できる(図1(b),(c))。

- σ_a : 軸応力 ε_a : 軸方向ひずみ
- σ_θ : 周方向応力 ε_θ : 周方向ひずみ
- $\tau_{a\theta} = \tau_{\theta a}$: せん断応力 $\gamma_{a\theta} = \gamma_{\theta a}$: せん断ひずみ
- σ_r : 半径方向応力 ε_r : 半径方向ひずみ

これらの応力およびひずみ成分の値は供試体全体の平均値として計算した(Miuraら(1986a,b)参照)。

特に、主応力軸および主ひずみ軸の回転を含む $a-\theta$ 面における応力と変形状態を表示するために、新たに以下の応力およびひずみの成分を採用した(図2)。

$$\begin{aligned} \sigma_m' &= (\sigma_a + \sigma_\theta)/2 - u = (\sigma_1' + \sigma_3')/2 & : \text{有効平均応力} & \quad \varepsilon_{ax} = \varepsilon_a + \varepsilon_\theta = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 & : \text{面積ひずみ} \\ \tau_p &= (\sigma_a - \sigma_\theta)/2 & : \text{純粋せん断応力} & \quad \gamma_p = \varepsilon_a - \varepsilon_\theta & : \text{純粋せん断ひずみ} \\ \tau_s &= \tau_{a\theta} & : \text{単純せん断応力} & \quad \gamma_s = \gamma_{a\theta} & : \text{単純せん断ひずみ} \\ \tau_m &= (\tau_p^2 + \tau_s^2)^{1/2} = (\sigma_1' - \sigma_3')/2 & : \text{最大せん断応力} & \quad \gamma_m = (\gamma_p^2 + \gamma_s^2)^{1/2} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 & : \text{最大せん断ひずみ} \\ \tau_m/\sigma_m' &= (\sigma_1' - \sigma_3')/(\sigma_1' + \sigma_3') = \sin\phi_m & : \text{応力比} & & \end{aligned}$$

ここで、 u は間隙水圧、 ϕ_m は動員されている内部摩擦角である。

図1(b),(c)に示すような最大主応力軸 σ_1 、最大主応力増分軸 $\Delta\sigma_1$ および最大主ひずみ軸 ε_1 、最大主ひずみ増分軸 $\Delta\varepsilon_1$ の鉛直方向から測った角度はそれぞれ次のように定義される。

$$\begin{aligned} \tan 2\alpha &= \tau_s/\tau_p & : \text{最大主応力軸の傾角} & \quad \tan 2\beta &= \Delta\tau_s/\Delta\tau_p & : \text{最大主応力増分軸の傾角} \\ \tan 2\bar{\alpha} &= \gamma_s/\gamma_p & : \text{最大主ひずみ軸の傾角} & \quad \tan 2\bar{\beta} &= \Delta\gamma_s/\Delta\gamma_p & : \text{最大主ひずみ増分軸の傾角} \end{aligned}$$

図3(a),(b)には $a-\theta$ 面におけるせん断応力とせん断変形の状態を示すために、正規化された応力面とひずみ面を示した。これらの面上では応力とひずみの主方向が視覚的に理解できる。

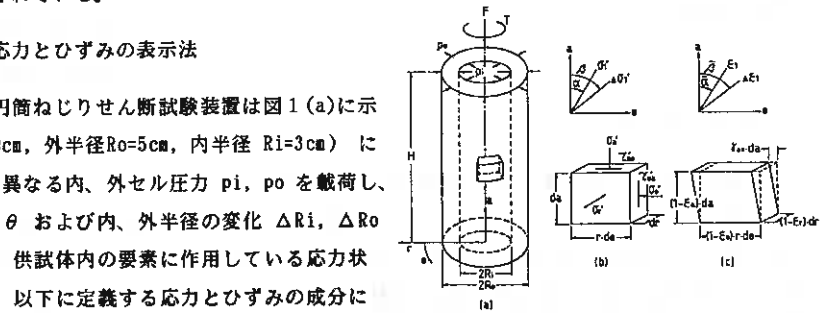


Fig. 1 (a) (b) (c)

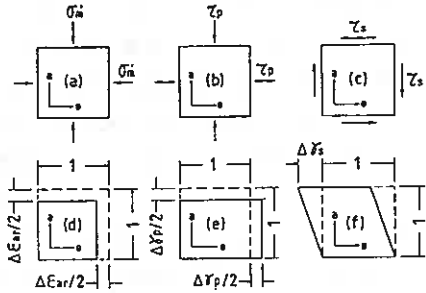


Fig. 2 (a) (b) (c)

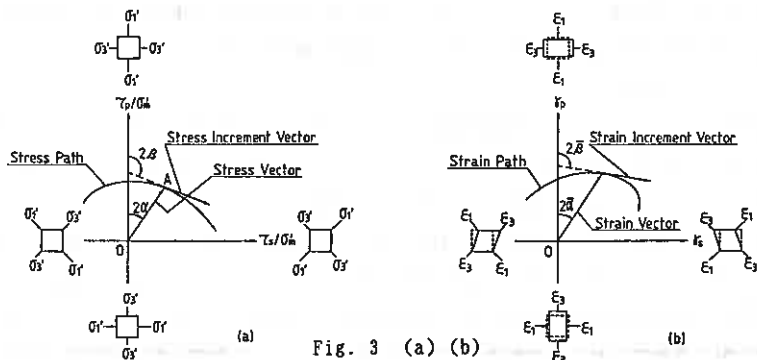


Fig. 3 (a) (b)

2. 試験方法と応力経路

試験に用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s=2.65$, $e_{max}=0.992$, $e_{min}=0.625$) で、多重ふるい落下法 (Miura, S. and Toki (1982)) により、やや密詰めな円筒供試体 ($Dr=60\pm 6\%$) を作製した。このような供試体は、異方的な粒子配列構造を有し、その力学特性は鉛直方向 a -軸を対称軸とする二軸直交異方性体で近似できることを、Miura, S. and Toki (1984) は明らかにした。

まず、供試体を三軸セル内で飽和し、等方圧密 (98kPa) した後、排水を許してせん断応力を負荷した。この時、せん断応力の負荷のみによる変形挙動を観測するために、試験中のすべての段階において有効半径方向応力 σ_r' と有効平均主応力 σ_m' は常に一定値 98kPa に保持した。

本研究では、せん断応力履歴の有無により以下に示す 2 種類のせん断試験を行なった。

F test この試験では、供試体にせん断応力履歴を与えずに、所定の主応力軸方向でせん断応力を単調に載荷した。応力経路は図 4 (a) に示す通りの放射状直線である。試験は $F 2\alpha_F$ test と称し、鉛直方向から測った最大主応力軸方向は α_F である。主応力軸方向は $2\alpha_F = 30^\circ$ 間隔で設定した。供試体の内部構造および力学挙動は鉛直軸について対称なため、図 3 (a), (b) において、縦軸 (τ_p/σ_m' 軸および γ_p 軸) について変形・強度特性は対称になる。したがって、試験は $F 0^\circ$ 、 $F 180^\circ$ test を含む右側の図上を実線で示した 7 ケースについてのみ行なった。しかし、考察においては縦軸の左側の破線で示した試験における挙動は、左右の対称性を考慮して示している。すなわち、 $F-2\alpha_F$ test の挙動は $F 2\alpha_F$ test において τ_s と γ_s の符号を入れ換えたものになっている。

J test この試験では、ある主応力軸方向でせん断応力履歴を与えた後、指定した主応力軸方向に再びせん断応力を載荷した。応力経路は図 4 (b) に示した通りである。試験は $J 2\alpha_{II}/2\alpha_{II}$ test と称し、初め、鉛直方向から測った最大主応力軸方向 α_{II} において $\tau_m/\sigma_m' = \sin \phi_m = 0.5$ まで載荷し、除荷した後、 α_{II} 方向で再度破壊まで載荷した。図示のように前載荷の方向は $2\alpha_{II} = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, -90^\circ$ の 4 方向で、また、再載荷は F test と同様に $2\alpha_{II} = 30^\circ$ 間隔で行なった。力学特性の対称性を考慮し、載荷方向は図 4 (b) の実線で示した正の範囲に限定した。ただし、 $J 2\alpha_{II}/-2\alpha_{II}$ test における変形・強度特性は $J-2\alpha_{II}/2\alpha_{II}$ test で測定されたものについて、 τ_s と γ_s の符号を入れ換えたものと考えて良いので、随時このような変換を行なって考察を行なっている。

すべての F test では 3 個の主応力値はそれぞれ同じ割合で変化し、主応力軸の方向のみが異なっている。したがって、それらの試験で測定された変形挙動を比較することによって、砂の力学特性に及ぼす生得異方性の影響を知ることができる。J test では、せん断履歴の異なるケースについて測定された挙動を比較することによって、砂の力学特性に及ぼす誘導異方性の影響を知ることができる。さらに、それらを総合することによって、生得異方性と誘導異方性の相乗効果を評価することができる。

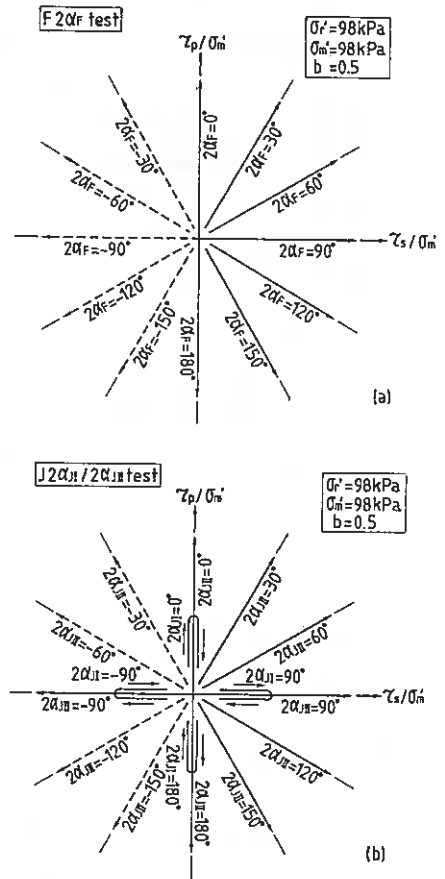


Fig. 4 (a) (b)

3. 実験結果および考察

図5(a)~(c)、図6(a)~(c)には、試験結果の典型的な例として $J 2\alpha_{II}/30^\circ$ testおよび $J 2\alpha_{II}/120^\circ$ testで測定されたひずみ経路、体積変化挙動およびせん断変形挙動を示している。図5(a)、6(a)には比較のために $F30^\circ$ testおよび $F120^\circ$ testで測定されたひずみ経路を、 J testにおける再載荷時のひずみ経路と共通の原点を持つように移動して破線で示した。また、図5(b)、6(b)にも、 F testで測定された体積変化挙動を再載荷時の挙動と比較できるように破線で示している。図5(c)、6(c)には J testにおける再載荷時の最大せん断ひずみ $\Delta\gamma_{II}$ と応力比 $\tau_{II}/\sigma_{II} = \sin\phi_{II}$ との関係を、 F testで測定された $\gamma_{II} - \sin\phi_{II}$ の関係も含めて示している。

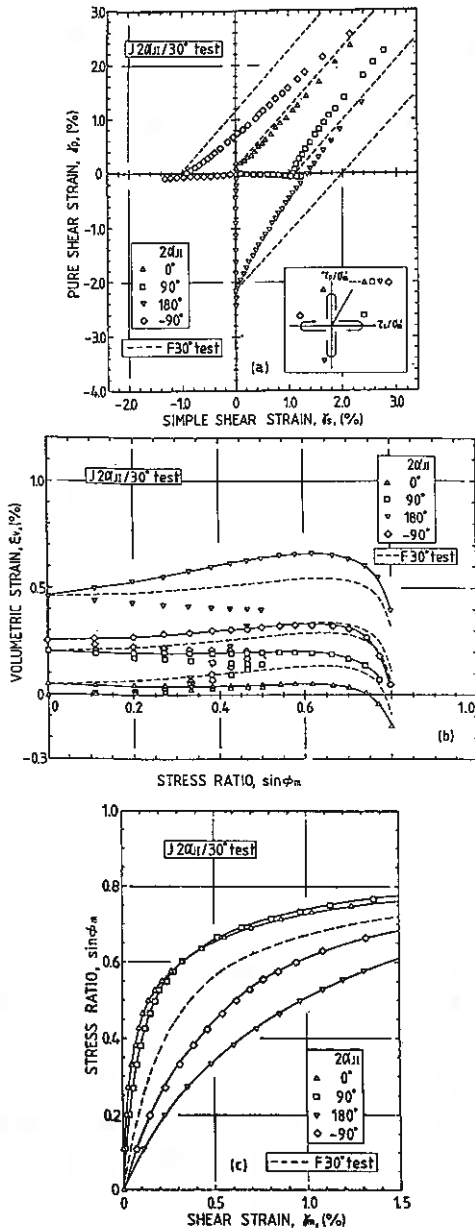


Fig. 5 (a) (b) (c)

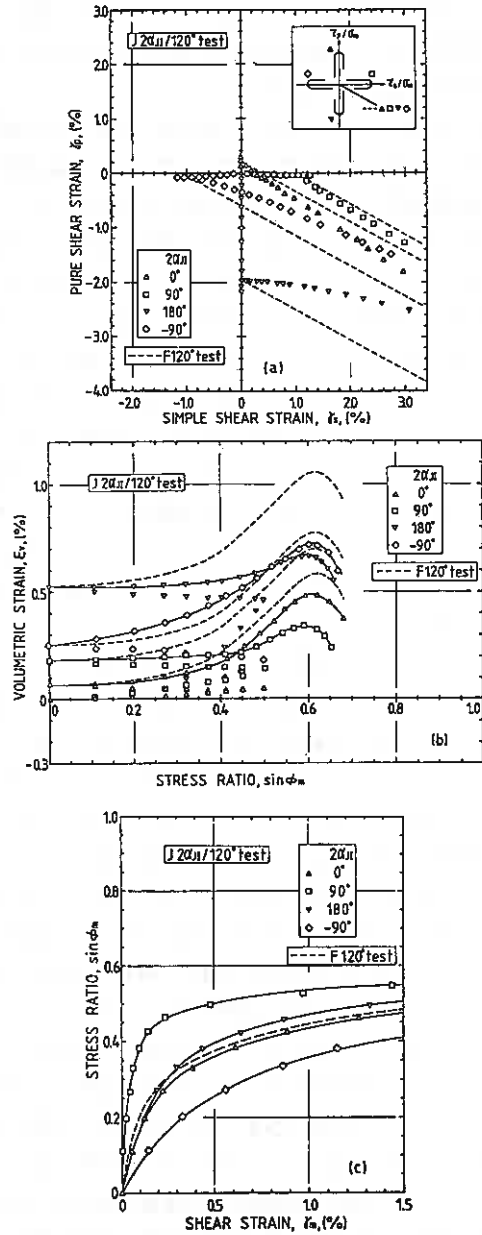


Fig. 6 (a) (b) (c)

供試体の初期構造が異方的なため、すなわち、生得異方性が顕著なため、 $J\ 2\alpha_{\mu}/30^{\circ}$ testと $J\ 2\alpha_{\mu}/120^{\circ}$ testの変形挙動は大きく異なっている (Miuraら(1986a)およびTokiら(1987)参照)。また、各々の図において準動を比較すると、せん断応力履歴を受ける主応力軸方向の相違によって、それ以後の変形挙動が明らかに異なることが分かり、誘導異方性の無視できない影響が認められる。

次節以降では、強度、せん断変形、ダイレイタンスーおよび主ひずみ方向について考察を行ない、それらに及ぼす生得異方性および誘導異方性の影響を明らかにしている。

3. 1. 強度特性

図7には、せん断破壊時の応力比 $\sin\phi_d$ を示した。

図にはせん断応力履歴を与えていない F test と、異なった主応力軸方向でせん断応力履歴を受けた J test で測定された $\sin\phi_d$ が一緒に示されているが、それらの間に有為な差は認められない。すなわち、応力比 $\sin\phi_m=0.5$ 程度の応力履歴によって、 ϕ_d は変化しないことが分かり、強度特性はせん断応力履歴 (誘導異方性) の影響をほとんど受けないと言える。

また、図から分かるように、せん断破壊強度は、せん断載荷を受ける主応力軸方向によって大きく変化しており、強度と主応力軸方向の間にはせん断応力履歴の有無によらず、一義的な関係が存在する。すなわち、主応力軸方向 $2\alpha=0^{\circ}$

で ϕ_d は最も大きく、 2α の増加とともに減少し $2\alpha=150^{\circ}$ で最小値を示している。Miuraら (1986a) は、堆積面上においてせん断応力に対する抵抗が最小になることに着目すると、このようなせん断破壊強度の異方性を説明できることを示した。

3. 2. せん断変形およびダイレイタンスー

生得異方性 図5(c)と6(c)に示されている $F30^{\circ}$ test と $F120^{\circ}$ test のせん断変形挙動は明らかに異なっており、せん断変形特性には初期異方構造の無視できない影響が認められる。せん断変形特性に及ぼす生得異方性の影響を定量的に示すために、以前にせん断応力履歴を受けていない F test における応力比 $\sin\phi_m=0.5$ までのせん断過程で生じた最大せん断ひずみ $\gamma_{m0.5}$ を主応力軸方向 $2\alpha_F$ との関係で図8(a)に示している。もし、供試体の力学特性が等方的ならば $\gamma_{m0.5}$ は $2\alpha_F$ によらず一定になるはずである。しかし、図示のように生じるせん断ひずみは主応力軸方向に依存して異なっている。このことは図10(a)に描かれている応力面上の等せん断ひずみ線 ($\gamma_m=\text{const. lines}$) の形状からも明かで、等せん断ひずみ線は $2\alpha=0^{\circ}$ 方向で間隔が広く、その方向で剛性が高いことが分かる。図8(a)から、 $2\alpha_F=0^{\circ}$ 方向では最も剛性が高く $\gamma_{m0.5}$ は最小値約0.25%をとり、 $2\alpha_F=\pm 150^{\circ}$ 方向で剛性が最も低く $\gamma_{m0.5}$ は最大値約2.25%をとっている。このようなせん断変形・強度特性の顕著な異方性は、砂試料の堆積過程において形成される砂粒子の配列構造の微視的な観察に基づいて Miuraら(1986a)が説明している。すなわち、すべり変形が最も生じ易い堆積面上で最大のせん断・垂直応力比が作用する $2\alpha_F=\pm 150^{\circ}$ の時に、最も剛性が低くなると説明できる。

本研究で行なった試験はすべて、平均主応力を一定に保持して行なったので、測定される体積変化挙動の相違はダイレイタンスー特性の相違によるものと考えられる。図5(b)、6(b)に示すように、砂のような粒状体は一般にせん断変形を受けると、最初の低い応力比では体積は収縮し、その後応力比の増加にともなって膨張へ転じる。図7には体積変化傾向が収縮から膨張へ遷移するときの応力比 $\sin\phi_{cv}$ と主応力軸方向 2α との関係を示している。図中にはせん断応力履歴を与えていない F test で測定された値を丸印で示しているが、主応力軸方向の

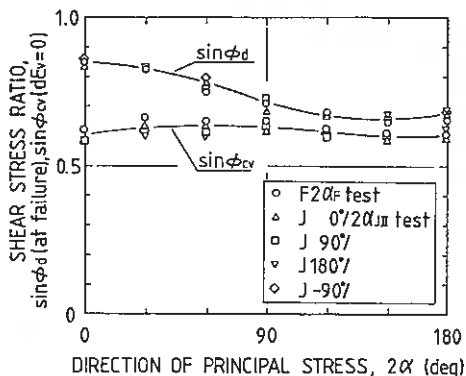


Fig. 7

相違によらずほぼ一定値となることから、破壊強度 ϕd とは異なり ϕcv は初期異方構造の異方性の影響をほとんど受けないと言える。

図5(b)、6(b)に破線で示されている $F 30^\circ$ test と $F 120^\circ$ test で観察された体積変化特性には大きな差が認められる。ダイレイタンスー特性に及ぼす生得異方性の影響を示すために、F test において応力比 $\sin\phi = 0.5$ までに発生した体積ひずみ ϵ_{v05} およびせん断過程で生じた最大体積ひずみ ϵ_{vmax} と主応力軸方向 $2\alpha_F$ との関係を図9(a)に示している。 ϵ_{v05} と ϵ_{vmax} は、ともにせん断ひずみ γ_{05} と同じような挙動を示すことから、せん断変形とダイレイタンスーは密接に関連していて、生得異方性の影響は同じメカニズムで発揮されると考えられる。

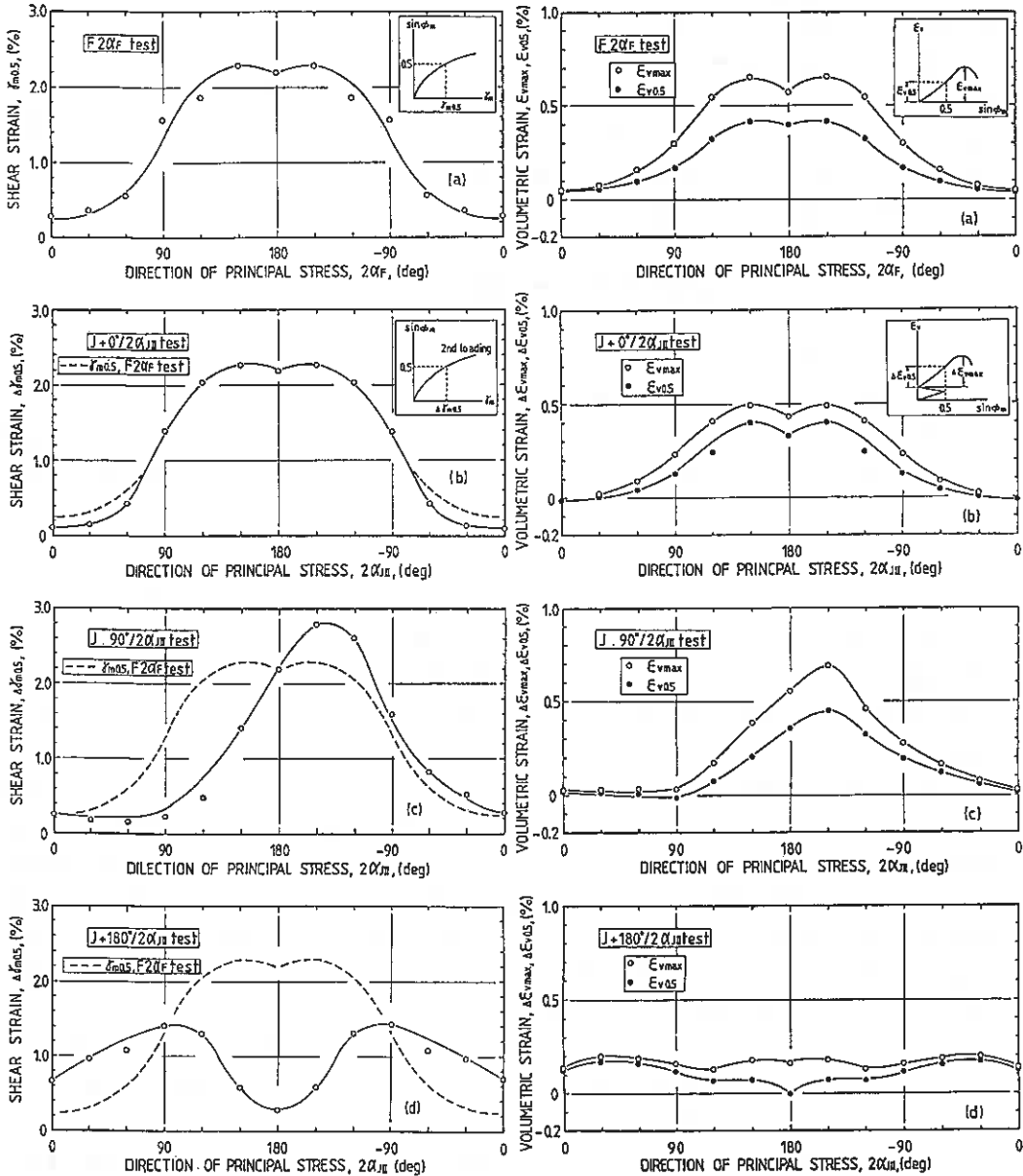


Fig. 8 (a) (b) (c) (d)

Fig. 9 (a) (b) (c) (d)

誘導異方性 図7にはせん断応力履歴を受けた後のせん断変形過程で測定された体積変化挙動が収縮傾向から膨張傾向へと変化する時の応力比 $\sin \phi_{cv}$ を履歴を受けていない場合の $\sin \phi_{cv}$ とともに示している。図示のようにせん断応力履歴を受けていないものと受けたものの $\sin \phi_{cv}$ には明瞭な差が認められないことから、 ϕ_{cv} は生得異方性の影響も誘導異方性の影響も受けないことが明かである。

図5(b),(c)および図6(b),(c)に示す、以前に異なる主応力軸方向でせん断履歴を受けた供試体のダイレイタンスー挙動とせん断変形挙動について調べてみる。もしも、せん断応力履歴による影響がなければ、各図に示されている再載荷時の変形挙動は破線で与えられている履歴を受けていない挙動に一致するはずである。しかし、図示のように、それらの間には明瞭な差があり、せん断応力履歴の無視できない影響が認められる。

図8(b)~(d)には、それぞれ以前に $2\alpha_{II} = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ 方向でせん断応力 ($\sin \phi_m = 0.5$) を受けた後の再載荷時において、応力比 $\sin \phi_m = 0.5$ までに発生した最大せん断ひずみの大きさ $\Delta \gamma_{m0.5}$ と主応力軸方向 $2\alpha_{II}$ との関係を示している。また、比較のために図8(a)に示した応力履歴を受けていない場合のものを破線で示している。まず、図8(b)に示す、以前に $2\alpha_{II} = 0^\circ$ 方向でせん断応力を受けた場合には、履歴を受けていないものに比べて $2\alpha_{II} = 0^\circ$ 付近でひずみの発生量が小さく、この方向でせん断応力に対する抵抗は大きくなっていることが分かる。また、図8(d)に示した $2\alpha_{II} = 180^\circ$ の場合にか、 $2\alpha_{II} = 180^\circ$ を中心に $90^\circ \sim -90^\circ$ の範囲ではせん断応力に対する抵抗は著しく増大する傾向が見られ、一方、 0° を中心に $-90^\circ \sim 90^\circ$ の範囲では逆に抵抗は減少する傾向が認められる。図10(b)~(d)に示す応力履歴を受けた場合の等せん断ひずみ線は、以前にせん断応力履歴を受けた主応力軸方向に大きく張り出ししており、反対側では逆に内側へ入り込んでいることがよく読み取れる。すなわち、せん断応力履歴を受けた方向の違いによらず、履歴を受けた方向ではせん断剛性は増大する(硬化する)が、反対方向ではせん断剛性は減少する(軟化する)という傾向を読みとることができる。

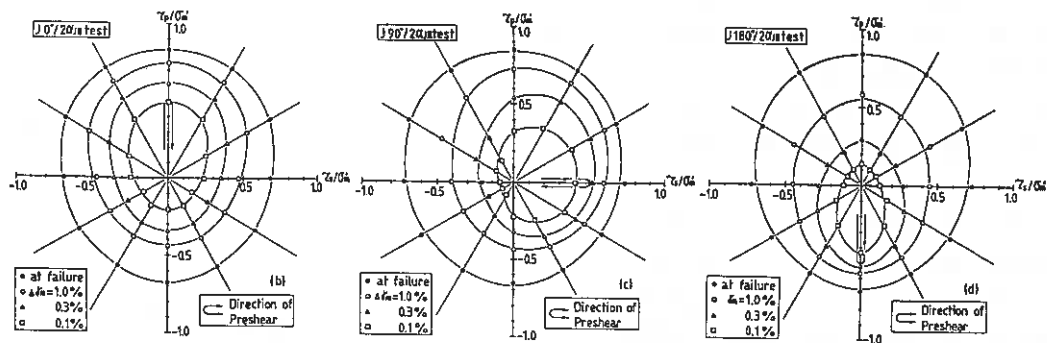
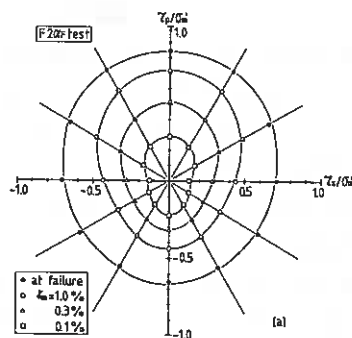


Fig. 10 (a) (b) (c) (d)

図9(b)~(d)には、以前にそれぞれ $2\alpha_{II} = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ 方向でせん断応力 ($\sin \phi_m = 0.5$) を受けた後の再載荷時において、応力比 $\sin \phi_m = 0.5$ までに発生した体積ひずみ $\Delta \epsilon_{v0.5}$ および発生した最大体積ひずみ $\Delta \epsilon_{vm\max}$ と主応力軸方向 $2\alpha_{II}$ との関係を示している。体積変化挙動にもせん断変形挙動の場合と同様に、せん断応力履歴を受けることによって、砂の硬化および軟化現象が認められ、また、その傾向は極めて類似していることが分かる。

以上のことから、せん断応力履歴を受けることによって、それ以後のせん断載荷過程において、著しいせん断応力に対する剛性の増大および減少、すなわち、ひずみ硬化およびひずみ軟化が、せん断変形挙動と体積変化挙

動の両方において見られる。その傾向は履歴を受けた方向との相対的な関係によって決まることが明かである。

図8(b)~(d)および図9(b)~(d)に示されている $\Delta \gamma_{max}$, $\Delta \epsilon_{vas}$ および $\Delta \epsilon_{vmax}$ には生得異方性と誘導異方性の両方の影響が現れていると考えられるので、図11(a)~(c)には、誘導異方性の影響を相対的な変形量に基づいて評価するために、履歴与えていないF testで測定された γ_{max} , ϵ_{vas} および ϵ_{vmax} に対するそれらの値の比を示した。

これらの図から、誘導異方性の影響はせん断ひずみおよび体積ひずみにほとんど同じように現れ、せん断履歴を受けた方向の近くでひずみの発生量が減少する傾向にあり、また、その反対側ではひずみの発生量はほとんど変わらないかまたは増加する傾向にあることが分かる。また、この傾向を詳しく読みとると、前載荷の方向が $2\alpha_{II}=0^\circ$ の場合では $2\alpha_{II}=\pm 150^\circ$ で、せん断応力履歴を受けていない場合に対する相対的な変形量は最も大きくなり、 $2\alpha_{II}=90^\circ$ では $2\alpha_{II}=-120^\circ$ および -60° で、 $2\alpha_{II}=180^\circ$ の場合では $2\alpha_{II}=\pm 30^\circ$ で相対的な変形量は最も大きくなる事が分かる。すなわち、せん断応力履歴を受けた方向の違いによらず、せん断応力を受けた方向から $\pm 150^\circ$ の方向、すなわち $|2\alpha_{II}-2\alpha_{II}|=150^\circ$ の方向で、せん断応力履歴の影響による剛性の低下が最も著しいと言える。

次に、誘導異方性の程度について調べてみる。図11(a)~(c)に示すように、誘導異方性の程度はせん断応力履歴を受けた方向に依存していて、今回の実験条件の下では、 $2\alpha_{II}=180^\circ$ の場合に誘導異方性の影響が最も大きく、 $2\alpha_{II}=0^\circ$ の場合に最も小さいということが、体積ひずみとせん断ひずみに共通して言える。Wong and Arthur(1985)およびStureら(1987)は、砂供試体の力学特性が等方的な面において前載荷時に載荷する応力比を変化させて、主応力軸が回転する応力条件で誘導異方性の影響を調べた結果、誘導異方性の程度は以前に受けた応力比に依存していることを示した。しかし、本研究では前載荷時に載荷する応力比はすべて $\sin \phi_m=0.5$ に等しい。そこで、前載荷時に発生した変形の量に注目してみる。図8(a), 9(a)に示されているように、応力比 $\sin \phi_m=0.5$ の載荷時に動員されるせん断ひずみ量は、 $2\alpha_F=180^\circ$ の時 $\gamma_{max}=2.2\%$, $\epsilon_{vas}=0.4\%$, $\epsilon_{vmax}=0.6\%$ で、 $2\alpha_F=0^\circ, 90^\circ$ の場合に比べて2倍以上も大きい。したがって、たとえ前載荷時に動員された応力比は等しくても、そのときに発生するせん断ひずみ量が大きければ誘導異方性の影響は大きくなることから、誘導異方性の程度は前載荷時に載荷した応力比よりもその時に動員されたひずみに直接的に関連していることが明らかになった。

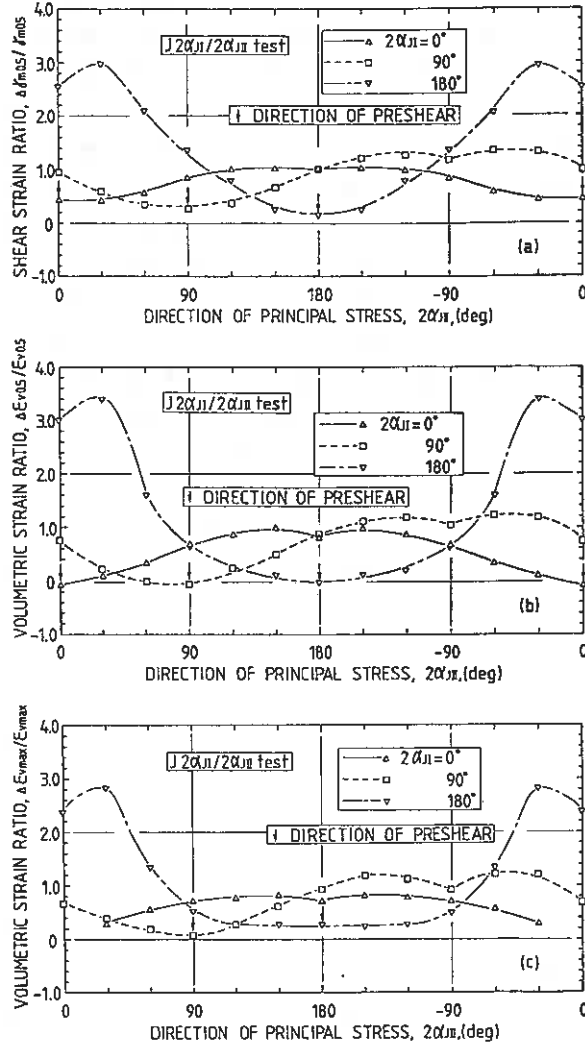


Fig. 11 (a) (b) (c)

本研究では前載荷時に載荷する応力比はすべて $\sin \phi_m=0.5$ に等しい。そこで、前載荷時に発生した変形の量に注目してみる。図8(a), 9(a)に示されているように、応力比 $\sin \phi_m=0.5$ の載荷時に動員されるせん断ひずみ量は、 $2\alpha_F=180^\circ$ の時 $\gamma_{max}=2.2\%$, $\epsilon_{vas}=0.4\%$, $\epsilon_{vmax}=0.6\%$ で、 $2\alpha_F=0^\circ, 90^\circ$ の場合に比べて2倍以上も大きい。したがって、たとえ前載荷時に動員された応力比は等しくても、そのときに発生するせん断ひずみ量が大きければ誘導異方性の影響は大きくなることから、誘導異方性の程度は前載荷時に載荷した応力比よりもその時に動員されたひずみに直接的に関連していることが明らかになった。

3. 3. 主ひずみ増分方向

図12(a)には、せん断応力履歴を与えていない F testで観察されたひずみ経路が、破線で示されている主応力軸方向と共に示してある。図示のように、主応力軸が回転せず固定している場合でも材料の力学特性が異方的であれば、一般に主応力軸と主ひずみ軸の方向は一致しないことが分かる。Miuraら(1986a)は異方的な粒子配列構造に着目し、せん断応力に対する抵抗が最も小さい堆積面上で生じるすべり変形が支配的なために、せん断変形のうち単純せん断変形成分 γ_s が卓越する傾向があり、全体的に主ひずみ軸およびひずみ経路は $2\alpha = \pm 90^\circ$ へ偏向することを密詰め砂 ($Dr=80\%$) において示した。やや密詰め砂 ($Dr=60\%$) について行なった本研究についても、図示されているひずみ経路の傾向はこれを支持している。

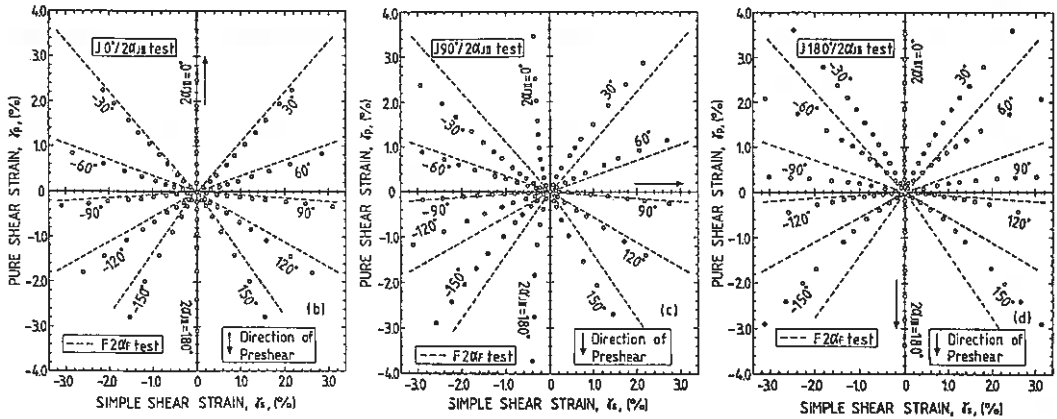
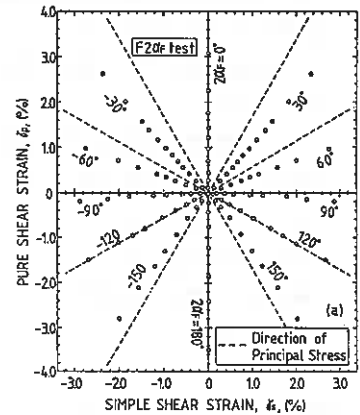


Fig. 12 (a) (b) (c) (d)

図5(a), 6(a)には、前載荷、除荷および再載荷時のひずみ経路を示し、破線で示した応力履歴を受けていない場合のひずみ経路と比較している。これらの図に示すように、両者のひずみ経路には明瞭な差があることから、ひずみ経路においても誘導異方性の顕著な影響があることが分かる。図12(b)~(d)には、以前に $2\alpha_{ii} = 0, 90, 180^\circ$ 方向でせん断応力 ($\sin\phi = 0.5$) を受けた後の、再載荷時における、ひずみ経路を示している。図には、せん断応力履歴を受けていない場合のひずみ経路が破線で示されているが、ひずみ経路はせん断応力履歴を受けるとある傾向を持って、その向きを変えていることが分かる。それらの図を検討することによって、ひずみ経路、すなわち主ひずみ方向は、以前にせん断応力履歴を受けた方向から遠ざかるように向きを変えするという統一的な傾向を指摘することができる。また、図12(b)~(d)の比較から、このような主ひずみ軸の偏向は、 $2\alpha_{ii} = 180^\circ$ の場合に最も明瞭に現れている。したがって、主ひずみ軸方向についての考察においても、前載荷時に受けた変形量が大いほど誘導異方性の程度は大いといえる。

あとがき

中空円筒ねじりせん断試験装置を用いて、異方的な初期構造を有する砂について、主応力軸回転場で排水せん断試験を行った。以前にせん断応力履歴を受けた砂、および受けていない砂のせん断変形挙動、ダイレイタンシ-および強度を比較検討することによって、以下の点が明らかにされた。

1) せん断破壊強度は生得異方構造の影響を受けて強い異方性を示すが、せん断応力履歴を受けることによる影響は無視できるほど小さい。

2) 体積変化傾向が収縮から膨張へ変化する時の応力比は、生得異方性および誘導異方性の影響を受けずほぼ一定値を示す。

3) せん断変形挙動および体積変化挙動には共に顕著な生得異方構造の影響が認められ、それらの特性はせん断変形に対する抵抗が最も小さい堆積面上で動員されているせん断強度を考慮することによって説明できる。

4) せん断応力履歴を受けることによって、せん断変形挙動および体積変化挙動にはひずみ硬化あるいはひずみ軟化現象が認められる。このような誘導異方性の影響は応力履歴を受けた主応力軸方向と再載荷時の主応力軸方向との相対的な関係によって決まり、また、その程度はせん断応力履歴を受けたときに動員されたひずみ量に強く依存している。

5) 初期異方構造に起因する生得異方性によって、主応力軸と主ひずみ軸の共軸性は満たされていない。堆積面上で生じるすべり変形による単純せん断変形成分が卓越するために、主ひずみ軸の方向は $2\alpha = \pm 90^\circ$ 方向へ偏っている。

6) せん断応力履歴を受けることにより、再載荷時のひずみ経路の方向は前載荷時における主応力軸方向から遠ざかるように変化する。

最後に、実験およびデータの整理等に多大なる協力を得た 金内 隆宜君（青木建設）、柴原 正之君（前田建設）、および、山岸 保君（北海道大学工学部4年）に、記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- Arthur, J. R. F., Beckenstein, S., Germaine, J. T. and Ladd, C. C. (1981): Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM, STP 740, pp. 7-77.
- Arthur, J. R. F. Chua, K. S. and Dunstan, T. (1977): Geotechnique, Vol. 27, No. 1, pp. 13-30.
- Arthur, J. R. F. Chua, K. S., Dunstan, T. and Rodriguez, del C, J, I, (1980): Journal of ASCE, SMF Div., Vol. 106, No. GT4, pp. 419-433.
- Arthur, J. R. F. and Menzies, B. (1972) : Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 115-128.
- Casagrande, A. and Carillo, N. (1944): Proc., Boston Society of Civil Engineers, Vol. 31, pp. 74-85.
- Miura, K., Miura, S. and Toki, S. (1986a): Soils and Foundations , Vol. 26, No. 1, pp. 36-52.
- Miura, K., Toki, S. and Miura, S. (1986b): Soils and Foundations , Vol. 26, No. 3, pp. 42-56.
- Miura, K. and Finn, W. D. L. (1987): Proc., Int. Work Shop on Constitutive Equations for Non-Cohesive Soils, (to be published).
- Miura, S. and Toki, S. (1982): Soils and Foundations , Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
- Miura, S. and Toki, S. (1984): Soils and Foundations , Vol. 24, No. 3, pp. 69-84.
- Oda, M. (1972) : Soils and Foundations , Vol. 12, No. 1, pp. 17-36.
- Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. (1978): Soils and Foundations , Vol. 18, No. 1, pp. 25-38.
- Sture, S., Budiman, J. S., Ontuna, A. K. and Ko, H. Y. (1987): Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 10, No. 2, pp. 71-79.
- Toki, S. Miura, S. and Miura, K (1987): Proc. of 8th Asian Resional Conf., on SMFE, Kyoto, Vol. 1, pp. 113-116.
- Wong, R. K. S. and Arthur, J. R. F. (1985): Geotechnique, Vol. 35, No. 4, pp. 471-481.

北海道大学工学部 ○ 山下 聡
 北海道大学工学部 土岐 祥介
 室蘭工業大学 三浦 清一

1. まえがき

筆者らは、昨年度、液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響を評価するために、自然堆積地盤と類似な粒子配列を持つ室内で再構成した豊浦砂供試体に、種々の主応力比および平均主応力のもとで異方圧密履歴を与えて一連の非排水繰返し三軸試験を行った。その結果、供試体が伸張条件の異方圧密履歴を受けると液状化強度は著しく増加するのに対し、圧縮条件の異方圧密履歴を受けた場合は、液状化強度にほとんど変化が認められないという事実を前報¹⁾において報告した。

しかし、上記の結果は、供試体作製法としてMSP法²⁾を採用しているため、供試体の初期構造として、砂粒子の長軸方向が供試体鉛直軸に対して水平方向に卓越配列した、強い初期構造異方性を有する供試体に対するものであった。このような供試体は、圧縮条件下よりも伸張条件下において変形しやすい特性を有していたため、伸張条件の異方圧密履歴によってのみ、液状化強度の増加が生じたものと思われる。

そこで本研究では、初期構造が異なる2種の供試体に対して種々の異方圧密履歴を与え、液状化特性に及ぼす影響を調べた。具体的には、MSP法と同様な初期構造が得られる、スリット式の多重ふるい落下装置(S-MSP法)³⁾を用いて作製した凍結試料から、供試体の軸方向が鉛直および水平方向と一致するように切り出し、初期構造の異なる供試体を用いて、液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響を調べた。

その結果、鉛直方向に切り出した供試体においては、MSP法で作製した供試体と同様に、圧縮条件の異方圧密履歴を受けた場合には、液状化強度に変化は認められず、伸張条件の異方圧密履歴を受けることによるのみ液状化強度の増加が認められた。しかし、水平方向から切り出した供試体に異方圧密履歴を与えた場合には、伸張条件の異方圧密履歴では顕著な差は認められなかったが、逆に、圧縮条件の異方圧密履歴を与えると、ある大きさ以上の異方圧密履歴の場合、液状化強度の低下が認められた。このように、液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響は、供試体の初期構造の違いにより、その影響の傾向が異なること、およびこれらの異方圧密履歴の影響が生ずる理由と供試体初期異方性との関係などが明らかにされた。

2. 試料および試験方法

2.1 試料および供試体作製法

試験に用いた試料は、豊浦標準砂 ($G_s = 2.645$, $U_c = 1.50$, $D_{50} = 0.18\text{mm}$, $e_{max} = 0.991$, $e_{min} = 0.623$) で、水洗い後、炉乾燥している。

試験は、以下に述べる方法で作製した供試体を用いている。

(1) $R_{\theta}V$ 供試体: 炉乾燥した試料を7層のふるいを通して空中落下させ、三軸供試体成形用モールド内に直接堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)によって作製した供試体。

(2) $R_{\theta}V$ および $R_{\theta}H$ 供試体: 原理的には、(1)と同じ方法で作製した供試体である。作製手順は、図-1に示すように、スリット式サンドホッパーから12層のふるいを通して

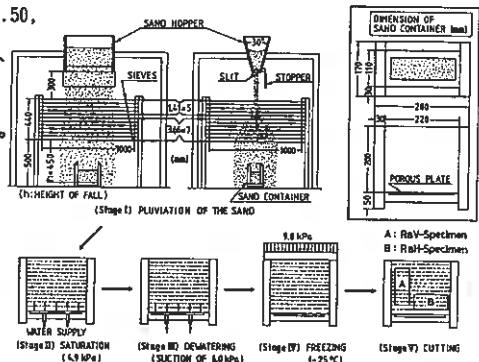


Fig. 1

小型砂槽に砂試料を堆積させ、その後、飽和→サクシオン→凍結 の過程を与えた砂槽から、供試体の軸方向が鉛直 ($R_{\theta}V$) および水平 ($R_{\theta}H$) 方向と一致するように切り出し成形している。なお、9.8kPaの定荷重のもとでの凍結過程においては、体積膨張はほとんど生じないことが確かめられている。したがって、 $R_{\theta}V$ 供試体の構造特性は、 $R_{\theta}V$ 供試体のそれと同一であると考えられるが、凍結・融解過程を受けているので、 $R_{\theta}V$ 供試体と区別している。

作製した供試体は、直径 $D = 70\text{mm}$ 、高さ $H = 170\text{mm}$ の円柱形供試体で、圧密終了時 ($\sigma_c' = 98\text{kPa}$) の目標相対密度を $D_{rc} = 80\%$ とした。

2.2 試験方法

図-2および表-1に示す試験手順にしたがって、異方圧密履歴を与えた供試体に非排水繰返し三軸試験を行った。すなわち、供試体作製後、拘束圧 $\sigma_c' = 19.6\text{kPa}$ のもとで CO_2 を15分間、脱気水を供試体体積の2倍程度通して飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャー ($\sigma_c' = 9.8\text{kPa}$) を供給している。この状態 (図-2のA点) で15分間等方圧密を行い、その後種々の異方圧密履歴を与えた。

異方圧密履歴は、A点の等方状態から、所定の主応力比 $K (= \sigma_r' / \sigma_a')$ 、 σ_r' : 側方向有効応力、 σ_a' : 軸方向有効応力、表-1参照) を一定に保ち、C'点 ($p_c' = 98\text{kPa}$) まで異方圧密を行い、再び同じ経路をA点の等方状態まで戻した後、C点 ($p_c' = \sigma_c' = 98\text{kPa}$) で等方圧密を行うという方法で供試体を与えた。ここで、圧密中の体積変化に関しては、排水量にメンブレン貫入の補正 (文献4) 図-11の曲線④参照) を施し、その値を用いて断面補正をして常に所定の主応力比 K が得られるように異方圧密を行っている。なお、図-2中の q, p' はそれぞれせん断応力 ($= |\sigma_a' - \sigma_r'|$)、平均有効主応力 ($= (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3$) である。

用いた試験装置は空圧式繰返し三軸試験機で、繰返し载荷は、振幅一定、载荷周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ の正弦波で、圧縮側から始まる繰返し応力を与えることによって行った。試験結果は、通常の正規化した繰返し応力比 $\sigma_d / 2\sigma_c'$ (σ_d : 振幅繰返し軸応力) と所定の両振幅軸ひずみ Δ に達するまでの载荷回数 N_c との関係で示している。なお、供試体の密度差による試験結果の誤差を除去するために、同じケースの試験を3本程度の供試体について行い、圧密終了時の相対密度が $D_{rc} = 80\%$ の時の試験結果を内挿して求めている。

3. 試験結果および考察

3.1 異方圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響

最初に、本研究で用いた $R_{\theta}V$ 供試体および $R_{\theta}H$ 供試体と、前報¹⁾ で用いた $R_{\theta}V$ 供試体の液状化特性の相違について述べる。

図-3(a)~(f)は、それぞれ等方圧密した $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}H$ 供試体の繰返し载荷時の典型的なタイムヒストリーを示したものである。図より、 $R_{\theta}V$ および $R_{\theta}V$ 供試体は、繰返しせん断過程において、伸張側で卓越した間隙水圧と軸ひずみの発生が見られ、逆に $R_{\theta}H$ 供試体では、圧縮側で間隙水圧および軸ひずみの発生が卓越している。このように、 $R_{\theta}V$ と $R_{\theta}V$ 供試体は、同様な間隙水圧発生特性および変形特性を示すことから、構造異方性の特徴は非常に類似していると思われる。しかし、 $R_{\theta}H$ 供試体では、その構造特性の違いにより間隙水圧・変形特性が $R_{\theta}V$ および $R_{\theta}V$ 供試体と異なっている。図-4は、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}H$ 供試体における、両振幅軸ひ

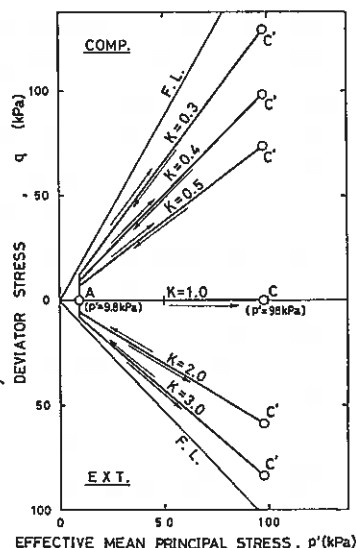


Fig. 2

Table 1

供試体 主応力比	$R_{\theta}V$ -Specimen	$R_{\theta}H$ -Specimen
K	0.5, 1.0, 2.0	0.3, 0.4, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0

ずみ $DA=5\%$ を生ずるときの繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ と載荷回数 N_c との関係を示したものである。 $R_{\sigma V}$ と $R_{\sigma H}$ 供試体の液状化強度を比較すると、先に述べた構造異方性による変形特性の相違を反映して、液状化強度に差が認められ、 $R_{\sigma H}$ 供試体の方が液状化強度が高くなっている。それに対し、類似な構造特性を持つと思われる $R_{\sigma V}$ と $R_{\sigma V}$ 供試体を比較すると $R_{\sigma V}$ 供試体の方が液状化強度が高くなっている。この強度差の一因としては、供試体準備過程における凍結-融解作用による影響が挙げられる。凍結-融解作用は、負のダイレイタンスを抑制する傾向をもたらすとされており³⁾、これが非排水条件での正の間隙水圧の発生を抑えるため、液状化強度が増加したものと思われる。

次に、このような液状化特性を持つ各供試体が、異方圧密履歴を受けることによって、どの様に液状化強度が変化するかを調べる。

図-5は、前報¹⁾の $R_{\sigma V}$ 供試体に異方圧密履歴を与えた場合の液状化強度の変化を、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ と $DA=5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c の関係で示したものである。 $R_{\sigma V}$ 供試体においては、圧縮条件の異方圧密履歴($K < 1.0$)を受けた場合には液状化強度に変化は認められなかったが、伸張条件の異方圧密履歴($K > 1.0$)を受けると液状化強度が増加した。図-6は、 $R_{\sigma V}$ 供試体に $K = 0.5$ および 2.0 の異方圧密履歴を与えた際の液状化強度の変化を、等方圧密した供試体と比較して示したものである。 $R_{\sigma V}$ 供試体と同様に $K = 0.5$ の圧縮条件の異方圧密履歴を受けた場合には、図中の $K = 1.0$ の液状化強度との間に変化は認められず、 $K = 2.0$ の伸張条件の異方圧密履歴を受けると液状化強度の増加が認められる。このよ

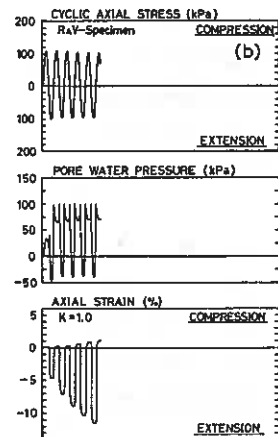
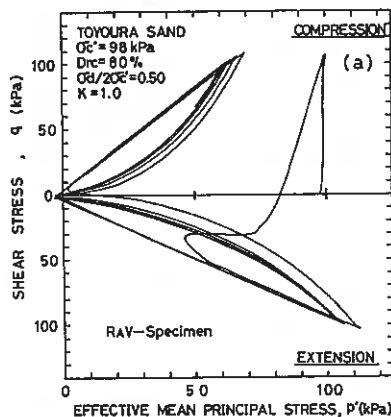


Fig. 3(a), (b)

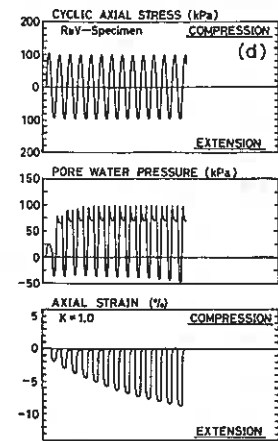
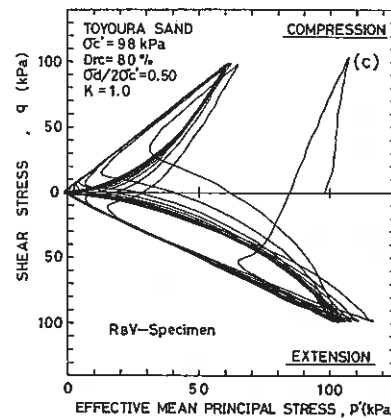


Fig. 3(c), (d)

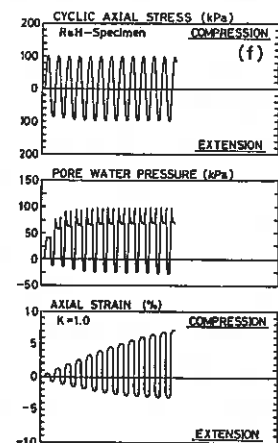
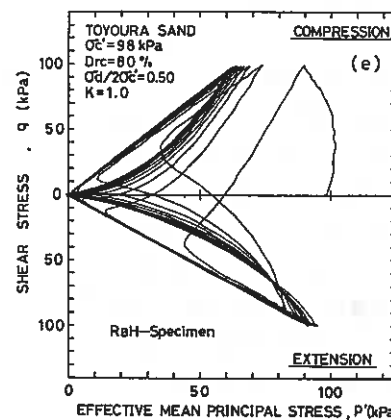


Fig. 3(e), (f)

うに、異方圧密履歴の影響の仕方は、供試体の初期構造が類似していれば同様な傾向であることがわかる。

それに対し、図-7に示すように、 R_{eH} 供試体に異方圧密履歴を与えた場合の液状化強度の変化傾向は異なっている。すなわち、 $K=2.0, 3.0$ の伸張条件の異方圧密履歴を与えた場合には、 $K=1.0$ の等方圧密した供試体の液状化強度との差は、顕著には認められない。さらに、 $K=0.3,$

$0.4, 0.5$ と圧縮条件の異方圧密履歴を与えた場合には、 $K=0.4, 0.5$ では、変化は認められないものの、 $K=0.3$ の異方圧密履歴を受けると、液状化強度の低下が認められる。このように、 R_{eV} 供試体と R_{eH} 供試体とでは、異方圧密時の主応力比 K が等しくとも、液状化強度に及ぼす影響は異なり、その供試体を持つ初期構造異方性によって影響の仕方は異なることがわかる。

図-8, 9は、それぞれ異方圧密時に発生した軸ひずみ $\epsilon_{a,c}$ および体積ひずみ $\epsilon_{v,c}$ と異方圧密時の主応力比 K との関係を示したものである。図-8から R_{eV} 、 R_{eV} 供試体では圧縮条件よりも伸張条件の異方圧密履歴を受けた方が変形量が大きく、両供試体の変形量もほぼ等しいことがわかる。一方、 R_{eH} 供試体では、逆に圧縮条件の方が変形量が大きくなっている。 $K=0.3$ で異方圧密履歴を与えた場合には R_{eV} 供試体よりも5倍程度も変形量が大きくなっている。また、図-9の $\epsilon_{v,c}$ と K の関係を見ると、 R_{eV} と R_{eV} 供試体では圧密中に变化した体積ひずみの量は、 R_{eV} 供試体の方がおよそ2倍程度であるが、 K に対しては同様に变化している。すなわち、 R_{eV} 、 R_{eV} 供試体では K が1.0以下では $K=1.0$ よりもやや体積収縮量が少ないが、それほど差はなく、 $K=1.0$ 以上では圧密中の体積収縮量が大きくなっている。それに

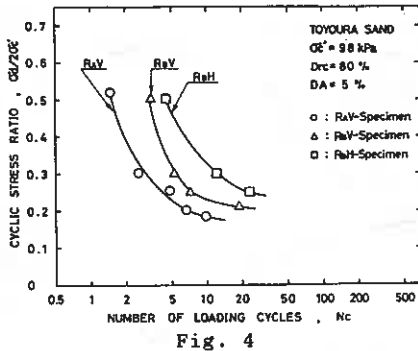


Fig. 4

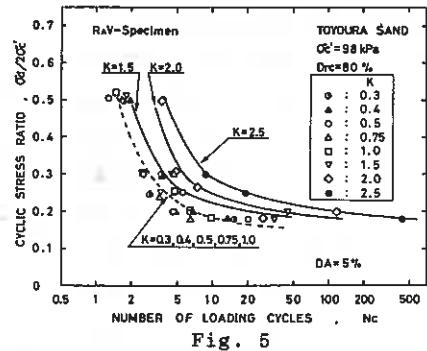


Fig. 5

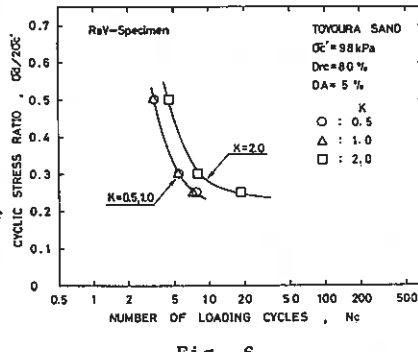


Fig. 6

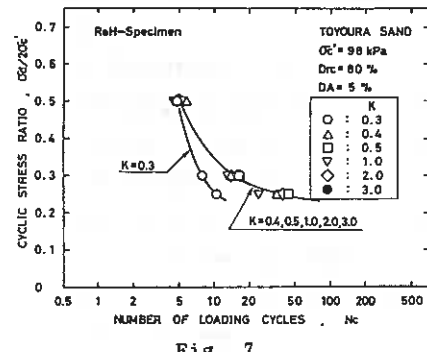


Fig. 7

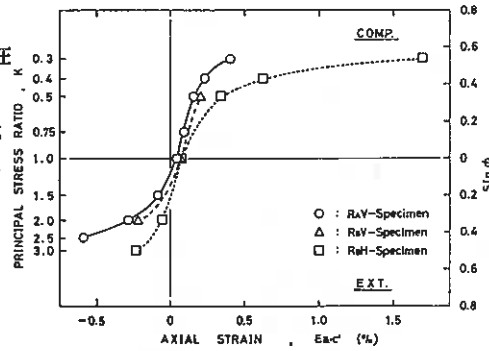


Fig. 8

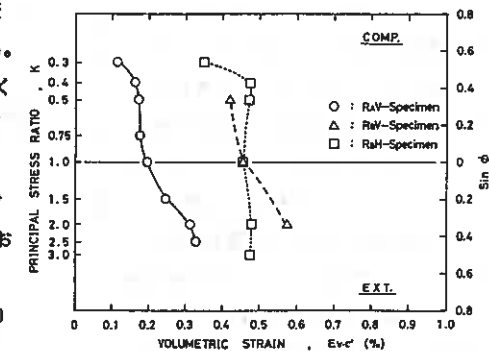


Fig. 9

対して、 $R_{\theta}H$ 供試体は、その変化パターンは異なり、 $K=1.0$ 以上では $K=1.0$ の体積ひずみとの相違は認められない。

非排水繰返しせん断試験は、三軸圧縮と三軸伸張応力条件が交番する試験であるので、このような試験によって得られる液状化特性は、三軸圧縮および三軸伸張条件での静的ダイレイタンスー特性に密接に関連しているはずである。一方、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}V$ 供試体に、伸張条件の異方圧密履歴を与えると等方圧密した供試体よりも体積収縮量が大きいので、非排水条件下での正の間隙水圧の発生を抑制する効果を与えることになる。このような効果が、 $R_{\theta}V$ と $R_{\theta}V$ 供試体に伸張条件の異方圧密履歴を与えることによって液状化強度が増加した一因と言える。それに対して、 $R_{\theta}H$ 供試体が伸張条件の異方圧密履歴を受けても、液状化強度に変化が認められなかった一因としては、体積収縮量に $K=1.0$ との変化が少ないためと考えられる。

3. 2 間隙水圧および変形特性に及ぼす影響

これまで、異方圧密履歴が初期構造の異なる供試体の液状化強度に及ぼす影響について述べてきたが、ここでは、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}H$ 供試体の間隙水圧および変形特性に及ぼす影響について述べる。図-3(c),(e)で、等方圧密した $R_{\theta}V$ および $R_{\theta}H$ 供試体の有効応力経路を先に示した。この図から $R_{\theta}V$ と $R_{\theta}H$ 供試体は、初期構造に大きな相違が存在しているため、圧縮時と伸張時の間隙水圧の発生特性に大きな相違が認められた。繰返し載荷第1サイクルに着目すると、圧縮時と伸張時とで発生する間隙水圧が異なり、 $R_{\theta}V$ 供試体は、圧縮時よりも伸張時に残留する間隙水圧が大きく、 $R_{\theta}H$ 供試体では、伸張時よりも圧縮時に残留する間隙水圧の方が大きくなっている。

このような異方的な間隙水圧発生特性が、異方圧密履歴を受けることによってどのように変化するかを $R_{\theta}H$ 供試体について示したのが図-10(a),(b)である。両図は、それぞれ主応力比 $K=0.3$ および 3.0 で異方圧密履歴を与えた場合の繰返し載荷時の有効応力経路を示したものである。図-10(b)からわかるように、異方圧密時に伸張条件の異方圧密履歴を受けた場合($K=3.0$)には、第1サイクルの伸張側での間隙水圧は図-3(e)に示した $K=1.0$ の場合と同様、ほとんど残留しておらず、圧縮側で残留する間隙水圧の方が伸張側で残留する間隙水圧よりも大きいという傾向は変わらない。それに対し、 $K=0.3$ で異方圧密履歴を与えた場合には、その間隙水圧の発生特性に大きな変化が認められる。すなわち、図-10(a)に示されているように、繰返し載荷第1サイクルにおいて伸張側で残留する間隙水圧は著しく増加し、圧縮側で残留する間隙水圧よりも大きくなり、図-10(b)の傾向と全く逆の傾向となっている。このように、異方圧密履歴は間隙水圧発生特性に非常に大きな影響を及ぼすことがわかる。

図-11(a),(b)は、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}H$ 供試体について繰返し載荷第1サイクルの圧縮側で残留する間隙水圧 $U_{1 \cdot \text{COMP}}$ を、第1サイクル全体で残留する間隙水圧 U_1 で正規化した値 $U_{1 \cdot \text{COMP}}/U_1$ と主応力比 K との関係を示したものである。 $R_{\theta}V$ 供試体では、第1サイクル全体で残留する間隙水圧のうち圧縮側で残留する間隙水圧の占める割合が伸張条件の圧密履歴を受けることによって増加し、伸張側よりも圧縮側で残留する間隙水圧の方が卓越するようになることがわかる。しかし、 K が 1.0 以下では、圧縮側で残留する間隙水圧の占める割合が減少している

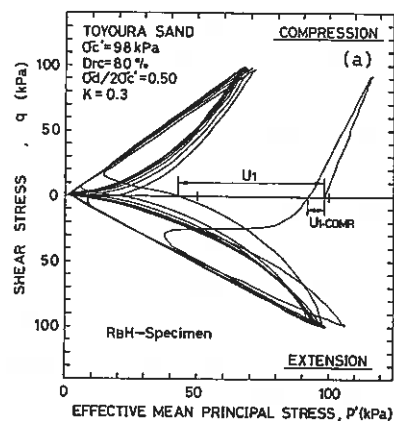


Fig. 10(a)

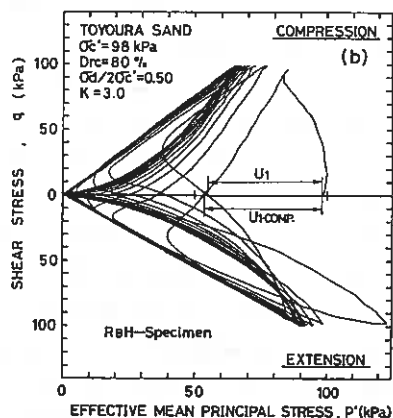


Fig. 10(b)

ものの、 $K=2.0$ に比べ大きな変化は認められない。それに対して、 $R_{\theta}H$ 供試体では、伸張条件よりも圧縮条件の異方圧密履歴を受けた方が間隙水圧発生特性に及ぼす影響は大きくなっている。例えば、 $K=0.3$ の異方圧密履歴を受けた場合、圧縮側での間隙水圧はほとんど残留していない。

このように、異方圧密履歴は繰返し載荷時の間隙水圧発生特性に影響を及ぼし、圧縮条件の異方圧密履歴を受けると、繰返し載荷時の圧縮側での間隙水圧の発生が抑制され、伸張条件の異方圧密履歴を受けると、伸張側の間隙水圧の発生が抑制されることがわかる。ただし、供試体の初期構造によって、圧縮側での間隙水圧の残留量が卓越する供試体では、圧縮条件の異方圧密履歴によって、伸張側での間隙水圧の残留量が卓越する供試体では、伸張条件の異方圧密履歴によって間隙水圧の発生特性は主に支配される。

次に、異方圧密履歴が繰返し載荷時の変形特性にどのような影響を与えるかを調べる。図-12(a),(b)は、 $K=0.3$ および 3.0 で異方圧密履歴を与えた $R_{\theta}H$ 供試体の繰返し載荷時のタイムヒストリーを、それぞれ示したものである。図-3(f)と図-12(b)の等方圧密および伸張条件の異方圧密履歴を受けた供試体は、伸張側よりも圧縮側に変形しやすい特性を持っていることがわかる。しかし、図-12(a)に示す $K=0.3$ の圧縮

条件の異方圧密履歴を受けた場合には、逆に伸張方向への変形量が増加しており、図-3(d)に示した、 $R_{\theta}V$ 供試体の変形特性に近くなっている。

図-13(a),(b)は、 $R_{\theta}V$ 、 $R_{\theta}H$ 供試体について、両振幅軸ひずみ DA が5%に達した時に繰返し載荷圧縮側で発生した軸ひずみ $\varepsilon_{\theta,comp}$ を、その時の DA で正規化した値と、異方圧密時の主応力比 K との関係を示したものである。 $R_{\theta}V$ 供試体では、伸張条件の異方圧密履歴を与えた場合に、圧縮方向への変形量がやや増加しているものの、異方圧密履歴による顕著な影響は認められない。それに対し、 $R_{\theta}H$ 供試体では、 $K=0.4\sim 3.0$ の範囲の異方圧密履歴では、圧縮方向への変形量が大きくなっている。しかし、 $K=$

0.3 の異方圧密履歴を受けると伸張側への変形量の方が大きくなっている。このような繰返し載荷時の変形特性は、図-8に示した異方圧密時の変形特性に密接に関係している。すなわち、圧縮条件よりも伸張条件での変形量の大きい $R_{\theta}V$ 供試体では、伸張条件の異方圧密履歴によって、圧縮条件での変形量の方が大きい $R_{\theta}H$ 供試体では圧縮条件の異方圧密履歴によって、繰返し載荷時の変形特性は支配される。したがって、 $R_{\theta}H$ 供試体に $K=0.3$ の異方圧密履歴を与えた場合には、図-8を見ると軸ひずみが大きく発生していることから、圧縮方向のひずみ硬化が進行し、反対に伸張方向では剛性の低下が生じて繰返し載荷時に圧縮方向の変形量が少なく伸張方向に大きくなったと言える。

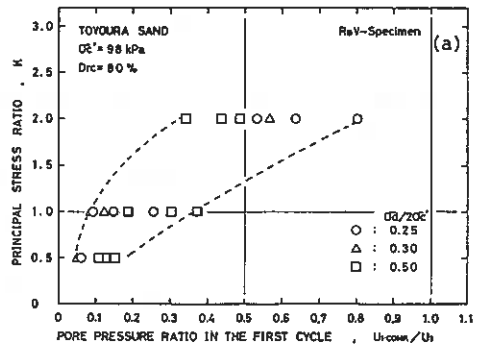


Fig. 11(a)

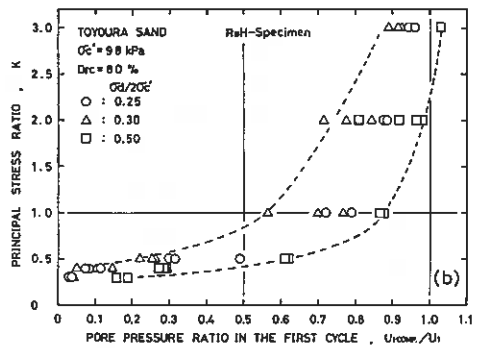


Fig. 11(b)

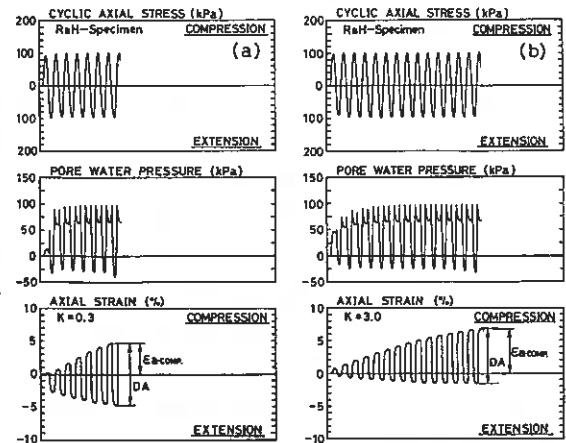


Fig. 12(a),(b)

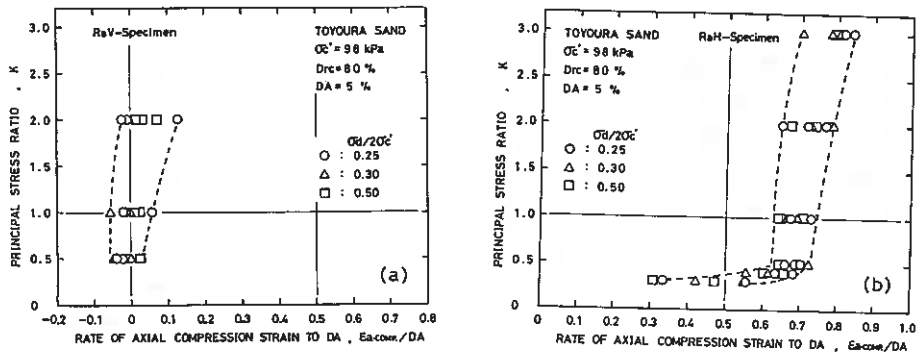


Fig. 13(a), (b)

3. 3 液状化強度に及ぼす異方圧密履歴の影響の定量的評価

上述のように、異方圧密履歴を受けることによる砂の液状化特性の変化の特徴が示された。ここでは、液状化強度の変化の程度を調べる。

異方圧密履歴を受けた供試体に、繰返し載荷回数 $N_c = 10$ 回で両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ を発生させる繰返し応力比 (SR_{N_c-10})_a を、等方圧密 ($K = 1.0$) した供試体に対するその値 (SR_{N_c-10})_b で除して正規化した値を液状化強度増加率と定義する。図-14, 15は、この値と異方圧密時の主応力比 K および異方圧密時に発生した軸ひずみ ϵ_{ac} との関係を示したものである。図-14によれば、 K が 1.0 以下の圧縮条件の異方圧密履歴を受けた場合には、液状化強度増加率に変化は認められないが、 R_{eH} 供試体では、 $K = 0.3$ の異方圧密履歴を受けた場合のみ強度が低下している。一方、 K が 1.0 以上の、伸張条件の異方圧密履歴を受けると、 R_{eV} 、 R_{eV} 供試体では、液状化強度が増加しているが、 R_{eH} 供試体では、変化はあまり認められない。また、図-15から、 R_{eV} 、 R_{eV} 供試体では、等方圧密した供試体よりも僅かでも伸張側に履歴を与えると、液状化強度の増加が認められるが、圧縮側に同程度のひずみ履歴を与えても液状化強度に変化は認められない。 R_{eH} 供試体では、 R_{eV} 供試体と同程度のひずみ履歴を圧縮側および伸張側に与えても液状化強度に顕著な影響は認められないが、圧縮側に 1% 以上の大きなひずみ履歴を与えた場合のみ、2割程度の液状化強度の低下が認められる。

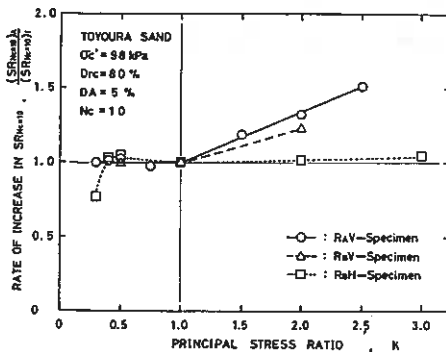


Fig. 14

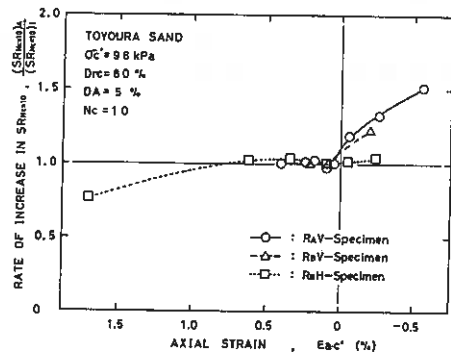


Fig. 15

4. 結論

初期構造の異なる2種類の供試体を用いて、異方圧密履歴が液状化特性に及ぼす影響を調べた。得られた結果を要約すると以下のようになる。

- (1) R_v 供試体と類似な初期構造を持つ R_v 供試体に異方圧密履歴を与えると、 R_v 供試体と同様に、伸張条件の異方圧密履歴のみによって液状化強度が増加した。このことは、異方圧密履歴は初期構造が同じであれば、同様な形で液状化強度に影響を及ぼすことがわかった。
- (2) R_H 供試体では、 R_v 供試体と異なり圧縮条件および伸張条件の異方圧密履歴を与えても、液状化強度に変化は認められない。しかし、圧縮条件の異方圧密履歴では、ある程度以上のひずみ履歴が与えられると液状化強度が低下した。すなわち、異方圧密履歴の影響は、供試体の持つ初期構造の違いによって影響の仕方が異なる。
- (3) 異方圧密履歴は繰返し載荷時の間隙水圧発生特性および変形特性に影響を及ぼし、圧縮条件の異方圧密履歴は、繰返し載荷時の圧縮側での間隙水圧の発生および変形を抑制し、伸張条件の異方圧密履歴は、伸張側の間隙水圧の発生および変形を抑制する働きをする。ただし、供試体の初期構造によって、圧縮側での間隙水圧の残留量および軸ひずみ量が卓越する供試体では、圧縮条件の異方圧密履歴によって、伸張側での間隙水圧の残留量および軸ひずみが卓越する供試体では、伸張条件の異方圧密履歴によって、その特性は主に支配される。

あとがき

本研究を実施するにあたり、実験およびデータ整理等に、本学4年目古谷 俊君の協力を得た。また、本研究の一部は文部省科学研究費試験研究(1)の補助を受けたものである。記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 山下聡・土岐祥介・三浦清一・三浦均也(1987): 飽和砂の液状化特性におよぼす異方圧密履歴の影響, 「土質工学会北海道支部技術報告集」, 第27号, pp.91-98.
- 2) Miura, S. and Toki, S. (1982): "A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand," *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.61-77.
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1984): "Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sand sampled from natural deposits," *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84.
- 4) 三浦清一・土岐祥介・彦坂茂・山下聡(1988): 粒状体の三軸試験におけるメンブレン貫入について, 「土質工学会北海道支部技術報告集」, 第28号

北大工学部 土岐 祥介
北大工学部 ○ 青野 哲成
室蘭工業大学 三浦 清一
北大工学部 三浦 均也

1. まえがき

砂地盤の液状化による被害が注目されて以来、実験室内で液状化を再現する各種実験装置が試作され、それを用いて液状化現象を解析する試みが諸研究機関で為されてきている。現在、最も普及している試験装置は、その試験の簡便さや、試験精度が確保しやすいことなどから、非排水繰返し三軸試験装置であると言えよう。

この試験装置を用いた非排水繰返し三軸試験法の確立をめざし、土質工学会内で研究が進められている。現在検討中の非排水繰返し試験法(案)¹⁾に取り入れられている条項に、繰返し載荷の振幅に対する規定があり、それは『圧縮荷重片振幅 P_c 、伸張荷重片振幅 P_E の比は常に $0.95 \leq P_c / P_E \leq 1.05$ であり、その和 $P_c + P_E$ は供試体の変形が生じて 10% 以上変動しない。』とするものである。しかし、この繰返し載荷の振幅に対する規定は、この規定の範囲内に繰返し載荷振幅があれば、規定の範囲内にある相互の試験結果に相違がないものなのか、また、規定外の繰返し載荷振幅を供試体に与えてしまったときに、試験結果がどの程度異なってくるものなのかを、十分に調査して決めたものではない。そこで、本研究では、繰返し載荷の振幅の一様性、および対称性に注目し、それらの因子の液状化強度に及ぼす影響とその程度を比較検討し、その上で、等振幅の繰返し応力の載荷を行う場合、振幅の変動をどの程度に規制すべきかを考察する。

2. 試料および供試体作製法

2-1 試料

本研究で用いた試料は、豊浦標準砂 ($U_c = 1.50$, $D_{50} = 0.18\text{mm}$, $F_c (\leq 74\mu\text{m}) = 0\%$) で、比重は $G_s = 2.65$ 土質工学会規準による最大、最小間隙比は $e_{max} = 0.991$, $e_{min} = 0.623$ である。試料は、あらかじめ水洗したものを乾燥して用いた。

2-2 供試体作製法

供試体は、砂粒子を7層のふるいを通して空中落下させ、メンブレン(厚さ 0.2mm)を装着したモールド内に堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)²⁾によって作製した。この方法によって作製した供試体は、砂粒子の長軸が水平方向に卓越配列した初期構造異方性を有している。試験に用いた供試体は直径 70mm 、高さ 170mm の円筒型で、相対密度 $D_{rc} = 84 \pm 3\%$ (圧密終了時 $\sigma_v' = 98\text{kPa}$) のものを用いている。

3. 試験方法

供試体作製後、 CO_2 を通し、続いて脱気水を通して飽和させ、その後 196kPa のバックプレッシャーを供

給している。

繰返し荷重は周波数 $f = 0.1 \text{ Hz}$ の正弦波で、荷重は常に圧縮側から開始した。また、通常の非排水繰返し三軸試験では、圧縮側および伸張側の応力が対称で振幅一定の繰返し荷重を供試体に与えるが、本研究では、繰返し荷重の圧縮側と伸張側での荷重振幅を非対称にして行った。つまり、試験ケース毎にあらかじめ設定した圧縮荷重片振幅 P_c と伸張荷重片振幅 P_E になるように繰返し荷重を与えた。また、圧縮荷重片振幅 P_c と伸張荷重片振幅 P_E は、それぞれ正確に設定された値となるように供試体に与えられなければならないが、装置の摩擦や供試体の変形が進んだときの有効応力低下に伴う剛性の急激な変化などによりばらつきが生じる。本研究ではこのばらつきを荷重振幅の非一様性と称し、液状化強度に及ぼす繰返し応力の対称性の影響を検討する際に、この影響についても考察する。

4. 本研究で用いるパラメータの定義

本研究で用いるパラメータを図-1の繰返し応力のタイムヒストリーを表す概略図中に示す。

P_c および P_E は、それぞれ圧縮荷重片振幅と伸張荷重片振幅を表す。ここで、繰返し応力の中立軸の軸応力がゼロを示す t 軸からの偏差を繰返し載荷振幅の対称性を表すパラメータ R とし、それを以下のように定義する。

$$R = \frac{\overline{P_c} - \overline{P_E}}{\overline{P_c} + \overline{P_E}}$$

ここで、 $\overline{P_c}$ および $\overline{P_E}$ は圧縮及び伸張片振幅の平均値を示す。もし、正確に $P_c = P_E$ の繰返し載荷を行ったのであれば $R = 0$ 、 P_c が 0 のとき $R = -1$ 、また P_E が 0 のとき、 $R = 1$ となり、試験法(案)の $0.95 \leq P_c / P_E \leq 1.05$ を R で表すと $-0.02565 \leq R \leq 0.02439$ となる。

SD_c と SD_E は、繰返し載荷振幅の一様性を表すパラメータで、 SD_c は圧縮軸応力片振幅 P_c / A_s を有効圧密応力 σ_c' で除した $P_c / (A_s \cdot \sigma_c')$ の標準偏差であり、 SD_E は同様に P_E / A_s を σ_c' で除した $P_E / (A_s \cdot \sigma_c')$ の標準偏差である。また、 SD は SD_c と SD_E の2乗の和の平方根であり、 SD_c 、 SD_E 、 SD は以下の式で表される。

$$SD_c = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{P_{c_i}}{A_s \cdot \sigma_c'} - \frac{\overline{P_c}}{A_s \cdot \sigma_c'} \right)^2}$$

$$SD_E = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{P_{E_i}}{A_s \cdot \sigma_c'} - \frac{\overline{P_E}}{A_s \cdot \sigma_c'} \right)^2}$$

$$SD = \sqrt{SD_c^2 + SD_E^2}$$

ここで、 N は P_c あるいは P_E の載荷回数であり、 A_s は供試体の断面積である。 SD_c 、 SD_E 、および SD が小さいほど、精度の良い一様な繰返し荷重を供試体を与えたことになる。

また、荷重両振幅の変動を定義するパラメータとして

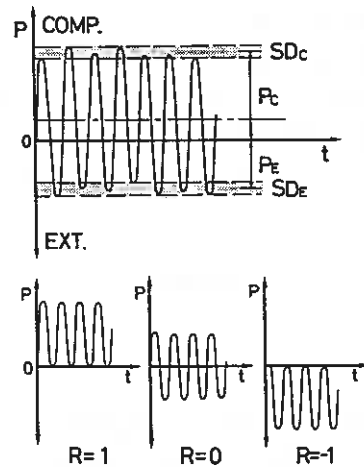


Fig.1

$$K = \frac{(P_c + P_e)_{\max} - (P_c + P_e)_{\min}}{(P_c + P_e)_{\min}}$$

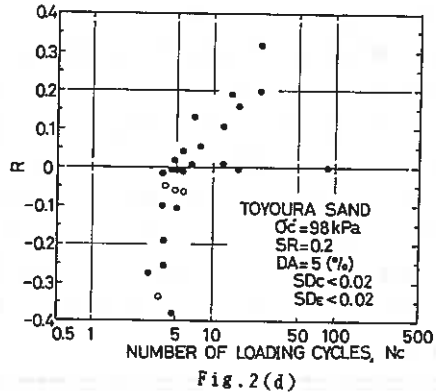
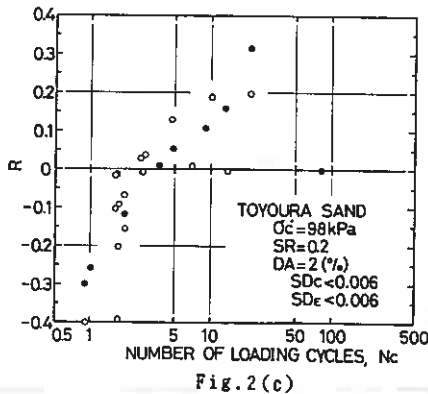
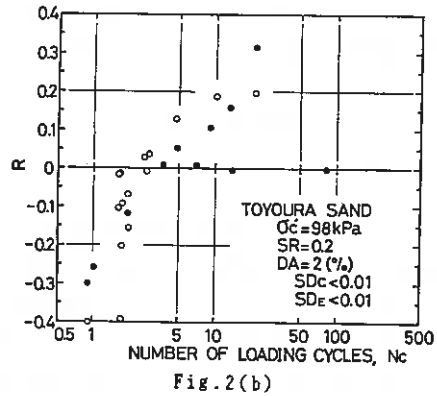
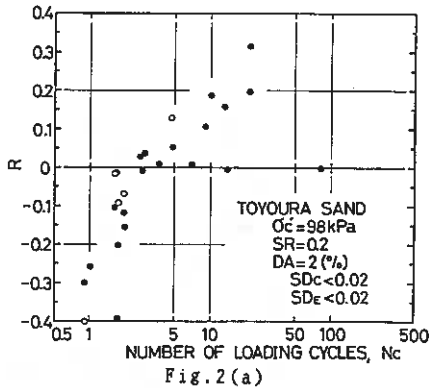
を定義する。ここで $(P_c + P_e)_{\max}$, $(P_c + P_e)_{\min}$ はそれぞれ所定の両振幅軸ひずみを発生するまでの最大荷重両振幅と最小荷重両振幅である。

ここでこのようなパラメータを用いて、繰返し応力の非一様性を表すことに含まれる問題点について少し考えてみる。まず、本試験のように載荷回数 N_c が一般に大きくない場合に標準偏差を用いることの妥当性が挙げられる。荷重両振幅の変動を定義する K 値に関しては、両振幅の最大値と最小値の差（比）そのものばかりでなく、大きな変動が繰返し載荷の前半に生じたかあるいは後半に生じたかの違いが結果に影響を及ぼすことも考えられる。また、供試体の力学的性質の異方性の強さも、前記のパラメータを用いて繰返し応力の規則性を評価する際、しん酌すべきであろう。しかし今回の報告ではこれらの問題には触れず、今後の課題とすることにした。

5. 試験結果および考察

5-1 繰返し応力の一様性と液状化強度

この報告において繰返し応力の一様性とは、圧縮および伸張条件下での個々の波の振幅の平均値からの偏差を言う。ここでは、その一様性の程度を、前節で述べた SD_c , SD_e , SD を用いて表す。液状化強度に及ぼす繰返し応力の非対称性の影響を考察する上で、この繰返し載荷振幅の非一様性が液状化強度に及ぼす影響の程度を理解していなければならない。



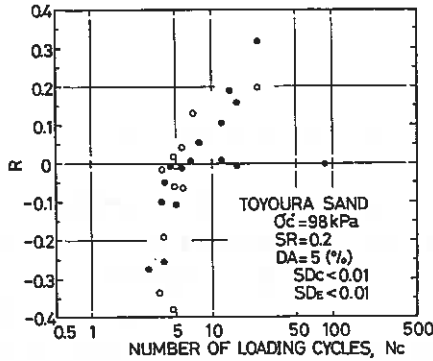


Fig. 2(e)

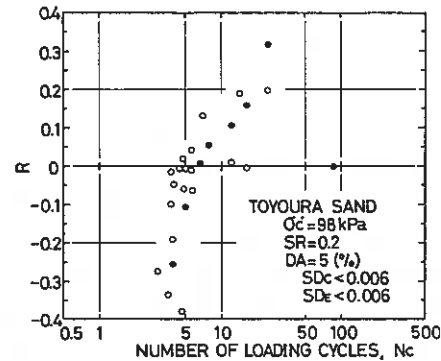


Fig. 2(f)

図-2 (a), (b), (c) および (d), (e), (f) は、 R と両振幅軸ひずみ $DA=2$ および 5% に達するまでの繰返し載荷回数 N_c との関係を示している。応力比 $SR (= \sigma_d / 2\sigma'_v; \sigma_d = (P_c + P_e) / (2 \cdot A_s))$ は、すべてほぼ同じ $0.2 (0.191 < SR < 0.209)$ であり、異なるのは、(a), (b), (c) および (d), (e), (f) の順に SD_c, SD_e を $0.02, 0.01, 0.006$ 以下に設定して示していることである。黒ぬりの点が設定値以下の標準偏差を持つ実験結果を示す。 SD_c, SD_e を小さくするほど図の右側にプロットされた点が残っていくことが分かる。つまり、 R が同じ値である場合 SD_c, SD_e を小さくする、すなわち、荷重振幅の一樣な精度のよい液状化試験を行うほど、液状化強度は増加する傾向にあることが分かる。しかし、応力比を大きくすると、このような傾向はなくなり、図-2 (g) に示すように標準偏差の設定値を小さくしても ($SD_c, SD_e < 0.008$) それらのプロットは図上のデータ群の中にランダムに残るようになる。

応力比 $SR=0.2$ は、本研究の Dr では液状化曲線（応力比～繰返し回数曲線）の繰返し回数の急増点付近に対応する値で、 SR がこの値より小さくなるにつれ、わずかな応力比の変化が繰返し載荷回数に大きな影響を与えるようになる。現在まで得られた結果からみると、この応力比付近より大きな応力比では、あまり SD の影響はみられないと言えそうである。

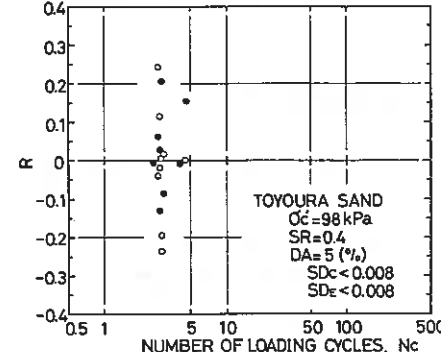


Fig. 2(g)

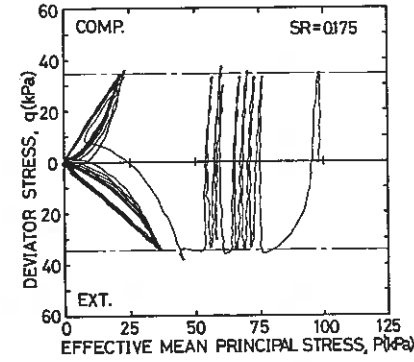


Fig. 3

図-3 は、非排水繰返し三軸試験の有効応力経路を示した例である。非排水状態で繰返し載荷を行うと過剰間隙水圧が蓄積し、有効応力がゼロへ漸近していく。図-3 に示すケースでは故意に繰返し載荷振幅を変動させている。圧縮載荷時には、片振幅の大きさを変動させても、圧縮載荷中に生じる過剰間隙水圧量に余り差がないのに対し、伸張載荷時に振幅を変えると、蓄積する間隙水圧量は振幅に対応して大きく異なっていることが分かる。この圧縮載荷時と伸張載荷時で発生する間隙水圧の相違は、供試体の有する初期構造の異方性に起因しているものである。すなわち、MSP法で作製した供試体のように砂粒子が重力作用のもとで堆積して構成された供試体では、圧縮載荷時より伸張載荷時の過剰間隙水圧の発生が大きい。したがってこのような供試体を用いて非排水繰返し三軸試験を行う場合は、特に、伸張側の振幅の変動に注意して行わなければならないことが分かる。

図-4 (a), (b), (c) は $-0.02565 \leq R \leq 0.02439$ の範囲で行った試験結果を標準偏差 SD と両振幅軸ひ

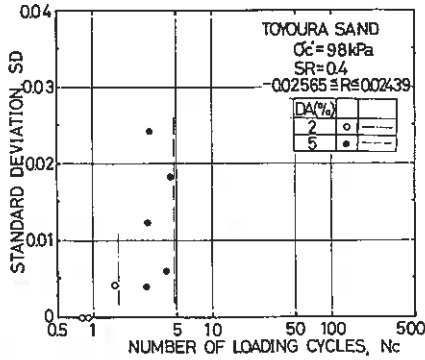


Fig. 4(a)

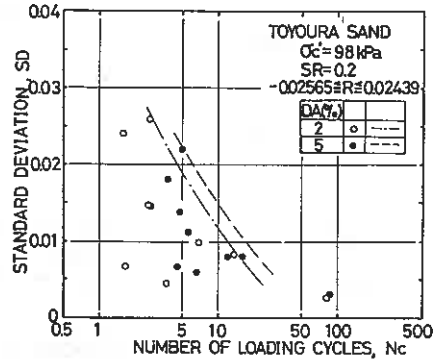


Fig. 4(b)

ずみ $DA=2\%$ および 5% に達するまでの繰返し載荷回数 N_c との関係で示している。一般に応力比 SR の小さい方が所定の両振幅軸ひずみが生じるまでの繰返し載荷回数に及ぼす SD の影響が大きいことが分かる。(a)と(c)とを比較すると、 $SR=0.4$ の(a)は SD の大小による繰返し載荷回数の増減が比較的小さいのに対し、 $SR=0.175$ の(c)では $DA=2\%$ に達するまでの繰返し回数が $6\sim 50$ 波の間で変化している。前述したように、繰返し回数の急増する応力比より低い応力比で試験を行った場合、振幅の非一様性の影響が大きいことが分かる。

このような事実から、次節(5-2)において液状化強度に及ぼす非対称性の影響を検討する際、標準偏差を設定して、同じ標準偏差を持つ試験データで比較する必要があると言える。そこで5-2の考察においては、今回の実験データが持つ標準偏差の値の範囲と、また、その範囲の中でできる限り小さな値を設定することを考え、 $SD_c = SD_e = 0.006$ が適当であるとした。この値がどの程度の振幅のばらつきに対応しているのかを次に示す。

図-5は、標準偏差 $SD_c (=SD_e)$ と n/N との関係を示したものである。ここで n は、設定した K に対応する荷重両振幅のずれが生じた回数であり、他の載荷回数($N-n$)の振幅は全く変動しない($P_c + P_e$) $_{n/N}$ がある SR に対応する振幅で一定)として計算した。 $K=0.10$ は規準(案)での「 $P_c + P_e$ は供試体の変形が生じても 10% 以上変動しない。」の 10% に対応する値であり、 $SD = 0.006$ とすると、

$SR=0.175$ では全載荷回数の約 3% は $P_c + P_e$ が 10% 変動している可能性があることを意味し、また、 $SR=0.4$ では、 $P_c + P_e$ が全載荷数の約 0.5% 変動している可能性のあることを示している。これらのことから $SD = 0.006$ は非常に小さなばらつきを表すものであることが分かる。

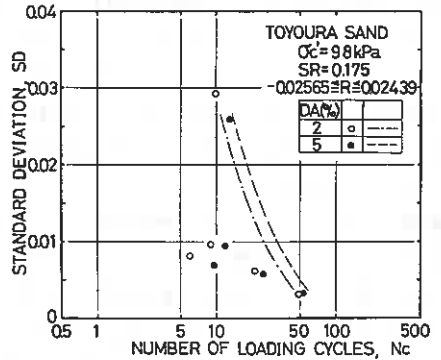


Fig. 4(c)

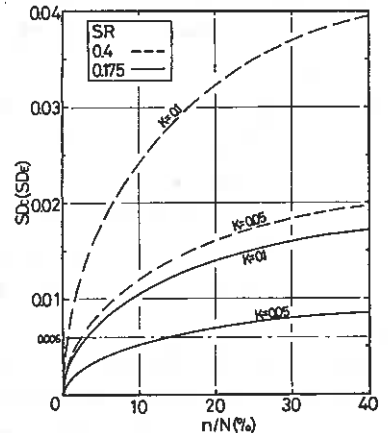


Fig. 5

5-2 繰返し応力の対称性と液状化強度

図-6(a),(b),(c)は、種々の SR と D_r についての図-2と同様のプロットの各点の標準偏差から $SD_c (=SD_e) =$

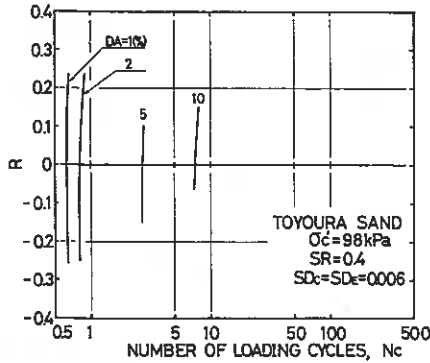


Fig. 6(a)

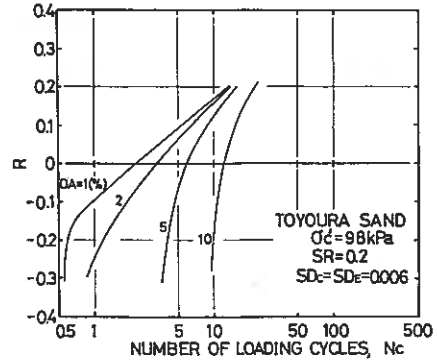


Fig. 6(b)

0.006 に対応する $R \sim N_c$ 曲線を内挿して描いたものである。図-6(a)は繰返し応力比 SR が 0.4 の場合であり、 $SR \sim N_c$ 曲線の勾配の急なところ、つまり、所定の両振幅軸ひずみ DA が数波で生じるような高い応力比を供試体に載荷した場合は、 N_c に及ぼす R の影響は小さい。しかし、低い応力比で試験を行うと、(b), (c) 図に示すように、その影響は非常に大きくなる。両図において、 R が負から正になりさらに R が増大するにつれて、所定の両振幅軸ひずみに達するまでの繰返し載荷回数 N_c が増大している。また、 R が大きくなると、その勾配は緩やかになり、急激に非排水繰返し強度が増大していく傾向にあることが

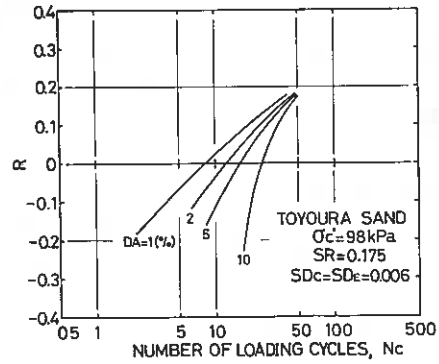


Fig. 6(c)

示されている。この理由として、供試体の持つ、初期構造の異方性の影響が考えられる。つまり、砂粒子の長軸が水平方向に卓越配列した構造を持つ供試体は、伸張応力よりも圧縮応力に対してより変形しにくいという強度異方性を有している³⁾。そのような供試体に対して $R > 0$ 、すなわち繰返し荷重両振幅の中に占める圧縮荷重片振幅 P_c の割合が伸張荷重片振幅 P_e のそれより大きい実験を行うと非排水繰返し強度が増加し、逆に伸張荷重片振幅 P_e の占める割合の大きい $R < 0$ の実験を行うと非排水繰返し強度は減少したものと考えられる。また、三軸試験の応力条件では、圧縮載荷時には平均主応力が増加するが、一方伸張載荷時には減少する。従って等しい軸荷重を受けた場合でも、伸張側では圧縮側におけるより大きな内部摩擦角が動員されている可能性があり、このことが、供試体の力学特性の異方性ととも相乗的に影響を及ぼしていると考えられる。このために、少なくとも本研究の R の範囲内では、 R が負から正になるにつれて非排水繰返し強度が増大したのである。

Seedら⁴⁾の行った不攪乱試料を用いた研究では、初期主応力比($=\sigma_v/\sigma'_v$)を 1, 1.5, 2 として圧密し、その応力状態より非排水繰返し三軸試験を行うと初期主応力比の増加とともに強度も増加している。すなわち、供試体を $\sigma_v/\sigma'_v > 1$ の状態(圧縮応力状態)で圧密し、その異方圧密状態より非排水繰返し試験を行った場合は、強度は増加するということである。供試体を異方圧密した状態よりせん断すると言う点で本研究とは異なっているが、繰返し載荷を供試体に与える形式を考えた場合は繰返し応力の中立軸が移動していることになるので同じであり、この報告は本研究の試験結果を支持している。

図-7(a), (b), (c), (d)は、図-6から、種々の R で所定の両振幅軸ひずみ(2%, 5%)に達するのに必要な繰返し載荷回数 N_c を読み取り、繰返し応力比 SR と N_c との関係を図上にプロットしたものである。いずれの図においても、 R が大きくなるにつれて、曲線が上方に移動し、非排水繰返し強度が増大していることが分かる。しかし、 $DA=2\%$ で R が正の図-7(a)と負の(b)、および図-7(c)と(d)とを比較すると、 R が正である曲線同士の間隔の方が R が負の場合の各曲線の間隔よりも大きいようである。これらの強度増加を定量的に表すた

めに、同じ SR において強度増加率 NI (パラメータ R だけ繰返し応力の中立軸が移動した試験において所定の両振幅軸ひずみが生じるまでの繰返し載荷回数 / $R = 0$ の試験において所定の両振幅軸ひずみが生じるまでの繰返し載荷回数) を定義し、NI と R との関係調べた。

図-8(a),(b) は、応力比～載荷回数関係より、 $SR = 0.4, 0.2, 0.175$ のときに $DA=2\%, 5\%$ が生じるのに必要な繰返し載荷回数を図-7からそれぞれの R について

読み取って NI を算出し、NI と R との関係を示したものである。両図において R が大きくなるにつれ、NI も増加している。また、同じ両振幅軸ひずみで、異なる応力比の曲線を比較すると、三種類の応力比 SR の中では応力比が 0.4 の曲線が強度に及ぼす R の変化の影響が最も小さくほぼ一定の NI を示し、0.2, 0.175 と応力比の値の小さい順に R の変化によって NI が大きく異なるようになる。三種類の応力比の内、0.175 が最も R の変化による非排水繰返し強度へ与える影響が大きい理由として、この応力比が SR～Nc 曲線の載荷回数の急増点よりさらに低い

応力比であり、R がゼロより大きくなる、すなわち繰返し応力の中立軸が圧縮側に移動すると、伸張側の片振幅 P_e が小さくなり間隙水圧の蓄積が小さくなるためである。つまり、MSP法で作製した供試体で、SR～Nc 曲線の載荷回数の急増点より低い比較的小さい応力比を載荷した場合は間隙水圧の蓄積は主に P_e の大小に支配されると考えられ、元々低い応力比を載荷している中で $R > 0$ の繰返し振幅を供試体に加えるとあたかも SR～Nc 曲線上のさらに低い応力比を載荷したような状態になり、繰返し載荷回数が増大し、非排水繰返し強度が大きくなったと思われる。しかし、SR～Nc 曲線の載荷回数の急増点より大きな応力比を載荷した場合は、曲線の立ち上がっている部分の応力比を載荷したことになるので R が多少変化しても Nc はあまり変わらないことになる。

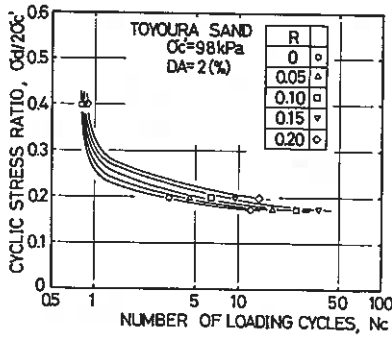


Fig. 7(a)

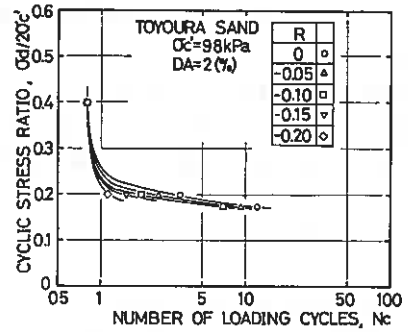


Fig. 7(b)

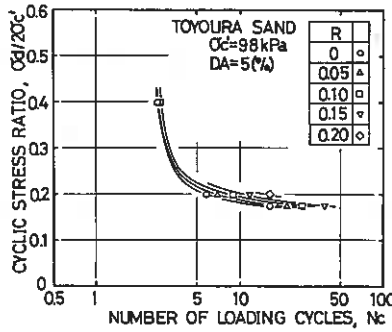


Fig. 7(c)

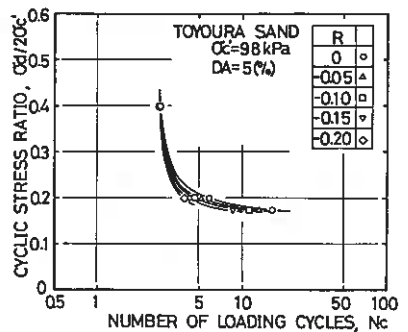


Fig. 7(d)

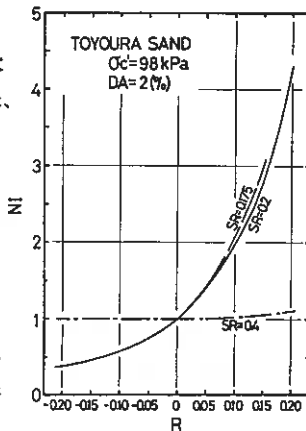


Fig. 8(a)

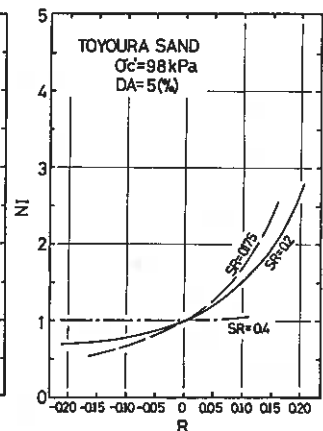


Fig. 8(b)

ここで、試験法(案)の繰返し載荷に関する規定である『圧縮荷重片振幅 P_c 、伸張荷重片振幅 P_e の比は常に $0.95 \leq P_c / P_e \leq 1.05$ 』に注目してみよう。前述のように P_c / P_e の変化の規制値に対応する R の値は、 $-0.02565 \leq R \leq 0.02439$ となるので、この R の変化に対応する NI は、 $DA=2\%$ の $SR=0.175$ の曲線で、 0.87 から 1.18 程度であり、また、図には示していないが同じ範囲の R で最も大きく NI が変わるのは $DA=1\%$ の $SR=0.175$ の曲線で、その値は 0.82 から 1.25 程度である。

6. 結論

飽和砂の非排水繰返し強度に及ぼす繰返し応力の一様性及び対称性の影響を調べた。豊浦砂を用いた一連の試験から得られた結果を要約すると以下のようである。

1) 液状化強度に及ぼす荷重振幅の一様性の影響

- i) 所定の両振幅軸ひずみに達するまでの繰返し載荷回数は、繰返し荷重振幅の非一様性(SD)が大きくなるとともに減少する。
- ii) 少数回の繰返し載荷で液状化が生じるような高い応力比のもとでは、繰返し載荷の非一様性が非排水繰返し強度に及ぼす影響は小さい。
- iii) 圧縮載荷側では、片振幅の大きさを変動させても、載荷中に生じる過剰間隙水圧量に余り差がないのに対し、伸張載荷側で振幅を変動させると蓄積する間隙水圧量が大きく異なる。これは、供試体の初期構造の異方性に主として起因するもので本研究で使用したMSP法で作製した供試体や地盤から採取した不攪乱試料のような異方性を持った供試体では、特に、伸張側の振幅を一定にして繰返し載荷を行わなければならないことが明らかになった。

2) 液状化強度に及ぼす荷重振幅の対称性の影響

- i) 本研究の範囲では、繰返し荷重振幅の対称性を表すパラメータ R が負から正になりさらに R が増大するにつれて非排水繰返し強度は増加する。これは供試体の持つ初期構造の異方性と三軸試験における圧縮時と伸張時の応力状態の相違に起因するものである。
- ii) 液状化強度増加率 NI は、 R が負から正になりさらに R が増大するにつれて急激に増加する。また、同じ両振幅軸ひずみに対する異なる応力比の $NI \sim R$ 曲線を比較すると、 R の変化が NI に及ぼす影響は $SR = 0.175$ の曲線が最も大きく、次に 0.2 、 0.4 の順になっている。低い応力比であるほど非排水繰返し強度に及ぼす R の影響が大きくなる。
- iii) 非排水繰返し三軸試験法(案)の中の繰返し載荷振幅に関する $0.95 \leq P_c / P_e \leq 1.05$ の規定に対応する $-0.02565 \leq R \leq 0.02439$ の範囲内で繰返し載荷を行うと、本報告における DA および SR の範囲では NI の 1 からの変動は、およそ $\pm 25\%$ 以内である。

7. あとがき

本研究の一部は文部省科学研究費一般(B)の補助を受けたものである。最後に、実験及びデータ整理に協力を得た、片岡 裕明(北大4年)君に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 土質工学会 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会内部資料
- 2) Miura, S. and Toki, S. (1982): "A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand", Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1984): "Anisotropy in Mechanical Properties and its Simulation of Sands Sampled from Natural Deposits", Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 69-84.
- 4) Seed, H. B., Idriss, I. M., Lee, K. L. and Makadisi, F. I. (1975): "Dynamic Analysis of The Slide in The Lower San Fernando Dam during The Earthquake of February 9, 1971", ASCE, Vol. 101, No. GT9, pp. 889-911.

粒状体の三軸試験におけるメンブレン貫入について

室蘭工業大学工学部	正会員	三浦 清一
北海道大学 工学部	正会員	土岐 祥介
室蘭工業大学大学院	学生会員	○彦坂 茂
北海道大学 工学部	正会員	山下 聡

1. まえがき

粒状体の物性論的研究において重要な位置を占めている三軸試験は、要素試験としての必須条件から供試体周面がフレキシブルな境界条件を有している。つまり、供試体周面をゴム膜で包み、流体圧を供試体に半径方向から負荷するというものである。しかし、このようなフレキシブルな応力境界は、供試体に三次元的な応力を負荷することを可能にする反面、それがフレキシブルであるがために、圧力媒体であるゴム膜が供試体周面の間隙内を移動する現象、いわゆるメンブレン貫入（以下略してMP）現象が付随する。

MPが問題となるのは、有効拘束圧の変化に伴ってゴム膜が相対変位を起こし、供試体に見かけの体積変化が生じる場合であって、拘束圧が変化する排水せん断試験では供試体の排水量つまり体積ひずみの値に、あるいは非排水せん断試験では間隙水圧の値にMPによる定量的な誤差が生じる。繰返し非排水三軸試験では、負のダイレイタンスーによって正の過剰間隙水圧が発生するため、繰返し載荷過程において、正の過剰間隙水圧の一部が間隙内に貫入していたゴム膜を外側に押し出すのに費やされる。その結果、液状化に至るまでの繰返し回数を、MPの影響がない場合に比べて過大評価することになる。このことは、三軸試験結果から液状化判定を行うとある面では危険側の評価をすることになる。また、応力-ひずみ関係の定式化を試みるような理論的研究では、実測値と理論との検証を行うのに必要な土質パラメータの正確な測定、あるいは実測値に含まれるMPのような不確定因子を明らかにしておく必要がある。

ここでは、三軸試験の結果に及ぼすMP効果の実測例を示すとともに、MPの具体的な評価法や補正法について考察した結果について述べる。

2. 豊浦砂の三軸力学挙動に及ぼすMPの影響

三軸試験におけるMPの影響として、豊浦標準砂の非排水せん断試験によりその実態を示そう。用いた豊浦標準砂は、 $U_c=1.32$ 、 $D_{50}=0.18\text{mm}$ 、 $F_c(\leq 74\mu\text{m})=0\%$ で、比重は $G_s=2.651$ 、また土質工学会基準による最大・最小間隙比は $e_{\max}=0.989$ 、 $e_{\min}=0.615$ である。試料はあらかじめ水洗いし、その後炉乾燥したものを用いている。三軸供試体は、砂粒子を7層のふるい（第1層のふるい目は 1.41mm 、第2～7のふるい目は 3.66mm ）を通して空中落下させ、メンブレンを装着したモールド内に堆積させる多重ふるい落下法（MSP法）によって作成した。供試体は、直径 D が35, 50, 70mmの3種類で、それぞれの高さ H が85, 120, 170mmの相似形状（ $H/D=2.4$ ）のものである。また用いたメンブレンは、厚さ $t_m=0.2\text{mm}$ 、弾性係数 $E_m=18.5\text{kgf/cm}^2$ である。

以下、行った実験の方法を説明する。

2-1 実験方法

実験は軸圧と側圧を独立して制御できる通常の軸対称三軸試験機を用いて行い、体積変化量はピュレットにより $1/100\text{cc}$ まで、軸変位量はダイヤル・ゲージにより $1/1000\text{mm}$ までそれぞれ視読した。供試体作製後、 5kPa の負圧を供試体に与えて自立させ、三軸セルを組み立てる。供試体の飽和方法は、拘束圧 19.6kPa のもとで供試体に CO_2 を15分間通し、引続き脱気水を通水した後、 196kPa のバック・プレッシャーを供給する。この方法によって得られるスケンプトンの間隙圧係数 B は 0.95 以上を示している。この後、以下の試験を行った。

なお、試験結果の整理に用いたパラメータは次の通りである。

$$\text{偏差応力 } q = |\sigma_a' - \sigma_r'|$$

$$\text{平均有効主応力 } p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3$$

$$\text{有効応力比 } \eta = q / p'$$

$$\text{せん断ひずみ } \gamma = |\epsilon_a - \epsilon_r| (2/3)$$

ここで、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向および半径方向の有効主応力、 ϵ_a 、 ϵ_r はそれぞれ軸方向および半径方向のひずみで、圧縮を正とする。

(1) 静的非排水三軸試験

有効拘束圧 $P_c' = 98\text{kPa}$ まで等方圧密(約1時間)した後、ひずみ制御により非排水三軸圧縮・伸張試験を行った。なお、ひずみ速度は $0.25\%/min$ である。

(2) 非排水繰返し三軸試験

有効拘束圧 $P_c' = 98\text{kPa}$ まで等方圧密(約1時間)した後、側圧一定の非排水繰返し三軸試験を行った。繰返し載荷方法は、振幅一定、載荷周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ の正弦波で、圧縮荷重から載荷を開始した。

2-2 試験結果

図-1は、側圧一定三軸圧縮試験の結果を、同様に図-2は伸張試験の結果を(a) $p'-q$ 、(b) $\epsilon_a - \Delta u$ 関係について、それぞれ供試体径による比較を示したものである。図から明らかなように、供試体径の相違により発生する過剰間隙水圧の値に差が見られ、特に、負のダイレイタンス領域において顕著である。また、発生する正の間隙水圧は、供試体径に比例して大きくなっている。その理由を考えるにあたって、まず排水三軸せん断挙動に及ぼす供試体寸法の影響について見てみる。図-3は、側圧一定非排水三軸圧縮・伸張両条件での $\eta-\gamma$ 関係を供試体径で比較したものである。D35, 50, 70mm供試体ではほぼ等しい挙動を示している。したがって、非排水条件下でこのような差が見られるのは、主として有効拘束圧の変化に伴うMPによる見かけの体積変化の影響であるためと考える。

図-4(a)は、各供試体径についての一連の非排水繰返し三軸試験の結果を、繰返し応力比 $SR = \sigma_d / 2\sigma_c'$ (σ_d =片振幅軸応力)と両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5, 10\%$ に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示したものである。図から、供試体直径の違いによって液状化強度に明確な相違を認めることができる。なお、一般的に繰返し応力比 SR が高い場合に比べて SR の低いところでこの差は顕著となり、いずれの DA においても、載荷回数は供試体径が小さ

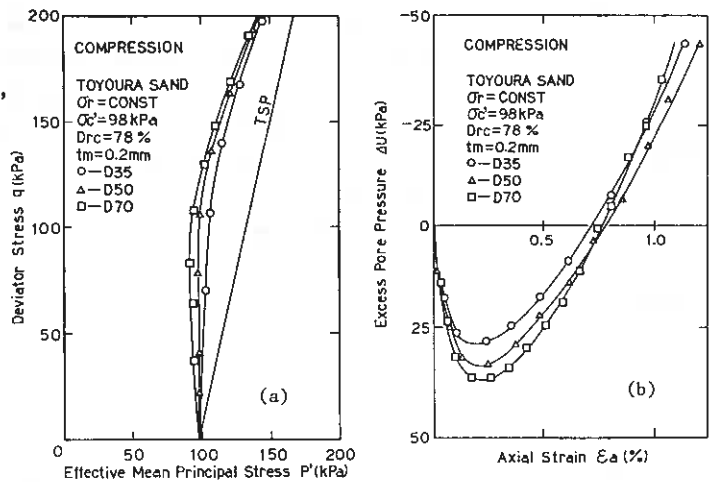


Fig.1 (a), (b)

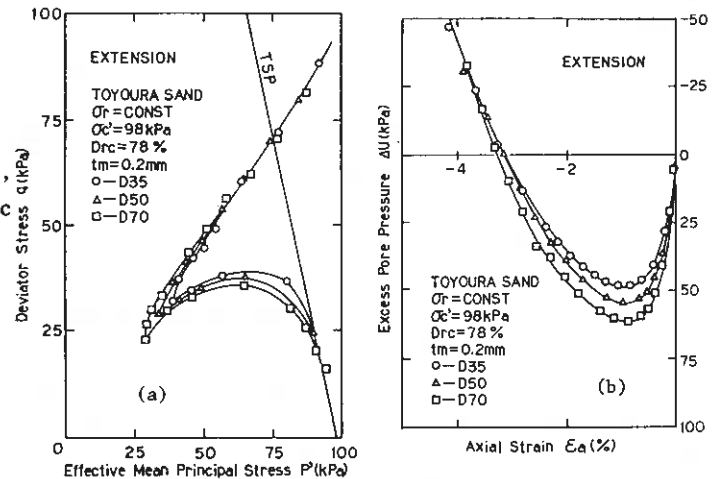


Fig.2 (a), (b)

くなるにつれて増加する傾向にある。ここでも、供試体径が小さいほどその液化強度を過大評価するという過去の研究結果と同様の傾向を示している。図-4(b)は、初期液化化の判定基準にもとづいた繰返し応力比と荷重回数 N_L との関係を示したものであるが、この場合にも基本的には前述と同様の傾向が見られる。

一方、同じ供試体径、同じ密度であっても、用いるメンブレンの厚さ t_m の相違が発生間隙水圧に影響を及ぼすことを、図-5は示している。すなわち、 $t_m=0.2, 0.3, 0.5$ mmの3種類の厚さのメンブレンを用いて行った側圧一定非排水三軸試験の結果が、 $D=70, 50, 35$ mmに対して、それぞれ図-5(a), (b), (c)に描かれている。図から明らかなように、メンブレン厚さの増加に伴って、発生する正の間隙水圧は高く、またメンブレン厚さの影響による間隙水圧の変化は、供試体径が小さくなるほど顕著になっていることがわかる。このことは、MP量がメンブレン厚さとも密接に関連していることを示しているのである。

以上示したように、メンブレン貫入は構成粒子径が小さい豊浦砂のような細砂の場合であっても、等体積あるいは非排水条件下の力学挙動に著しい影響を及ぼす。もし粒径の粗い粒状体の場合には、MP問題はさらに致命的な影響因子になってくることは容易に想像できる。したがって、このようなシステム・コンプライアンスをいかに排除した実験を行うか、またいかに補正するかが今後の重要な検討課題である。

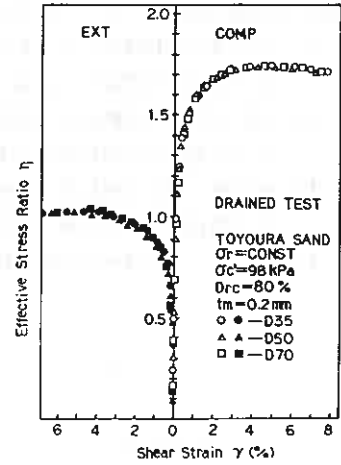


Fig. 3

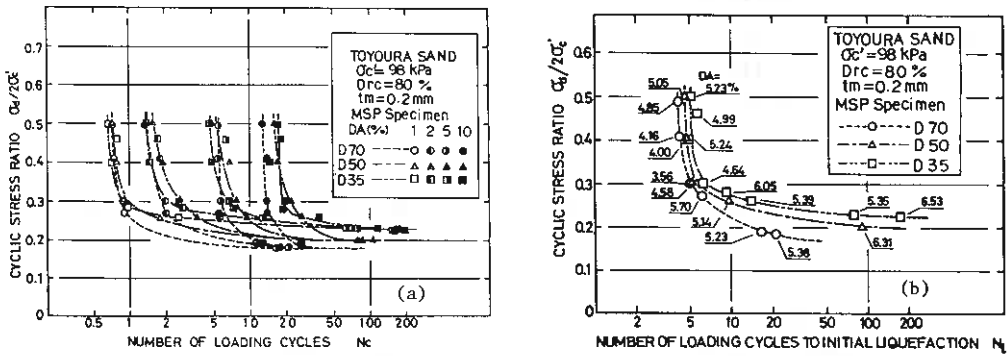


Fig. 4 (a), (b)

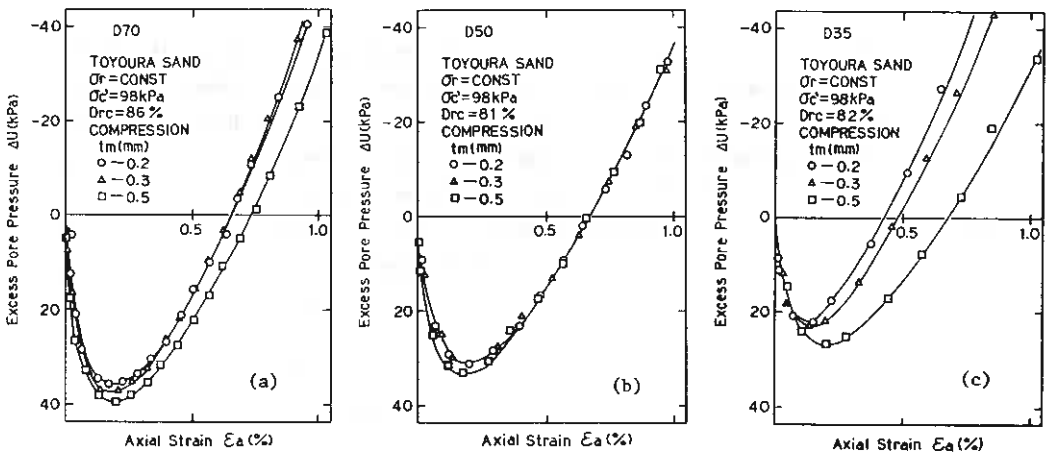


Fig. 5 (a), (b), (c)

3. MPに関する過去の研究成果

粒状体の三軸試験結果に及ぼすシステムコンプライアンスの1つとしてMPの影響を最初に重要視したのは、Newland and Allely¹⁾である。その後多くの研究者によって種々の研究がなされてきているが、ここでは、現在までの30年間になされた研究をごく簡単にレビューしておくことにする。なお、MPに関する過去の主な研究成果を、ここでは次のように分類してみた。

- I. MP量を直接評価しようとするための研究であって、MPによる体積変化を実験結果に基づいて算定する方法を提案している。
- II. MPの影響を排除あるいは低減させようとするための研究で、メンブレンに工夫を施したり、MPによる見かけの体積変化量を非排水せん断試験において補正する方法等が提案されている。
- III. MP量に関する理論的(orモデル的)研究で、MPによる見かけの体積変化を構成式により算定する方法や、MP効果に費やされる間隙水圧量を算定する式が提案されている。
- IV. MPによる非排水せん断挙動の変化や他の要因(端面拘束など)を定量的に議論した研究。

Table-1

	I	II	III	IV
to 1960's	1 Newland and Allely (1957,1959) 2 Roscoe et al (1963) 3 Thuraiajah and Roscoe(1965)			
1970's	4 Frydman et al (1973) 5 Raju and Sadasivan(1974)	1 Lade and Hernandez(1977) 2 Kiekbusch and Schuppener (1977)	1 三浦・山内(1972) 2 Martin et al (1978) 3 Flavigny and Darve (1979) 4 II-1に同じ	1 Wong et al(1975) 2 三浦・山本(1976)
1980's	6 Ramana and Raju(1982) 7 Vaid and Negusse(1984)	3 Raju and Venkataramana (1980) 4 Torres (1983) 5 Tokimatsu and Nakamura (1986)	5 Molenkamp and Luger (1981) 6 Wu and Chan (1982) 7 Ghaboussi and Momen (1982) 8 Molenkamp and Tatsuoka(1983) 9 Baldi and Nova (1984) 10 Molenkamp(1985)	3 大原・山本(1976) 4 後藤ら (1982) 5 III-8に同じ(1984)

以上の考え方で分類した主たる研究を年代別に整理したのが表-1である。それぞれの項目についての代表的なものについて以下に簡単に紹介する。なお、以下で用いた記号は次の通りである。

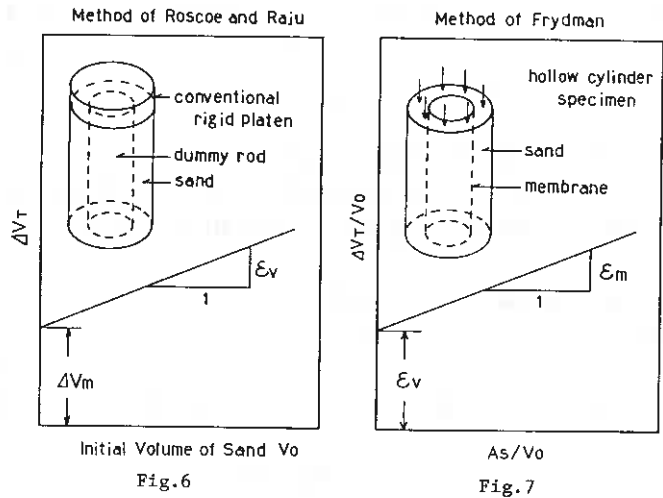
- V_0, H_0, A_s, D : 供試体の初期体積, 初期高さ, 表面積, 直径
- $\Delta V_s, \epsilon_v$: 土骨格だけの真の体積変化および体積ひずみ
- $\Delta V_m, \epsilon_{vm}$: MPによる体積変化および体積ひずみ
- $\Delta V_T, \epsilon_{vT}$: 測定される全体積変化および体積ひずみ
- ϵ_m : 供試体の単位表面積あたりのMPによる体積変化

3-1 MP量を直接評価するための方法に関する研究

(1) Roscoe and Rajuの方法

この方法は、以下に示すRoscoe et al(1963)の提案した方法を基本原理とし、その問題点を修正したRaju and Sadasivan(1974)の指摘に従ってMP量を算定する方法である。この呼び方は、本研究において便宜上名付けたものである。

実験方法は通常の三軸供試体内に、高さはそれに等しく径の異なるダミー・ロッドを同軸に設置した数種類の飽和砂供試体について、それぞれ等方圧縮膨張試験を行う。得られる試験結果より、 ΔV_T と砂部分の初期体積 V_0 との関係をプロットし、 $V_0=0$ となる点を外挿し、それを ΔV_m とする方法である。なお、その模式図を図-6に示した。



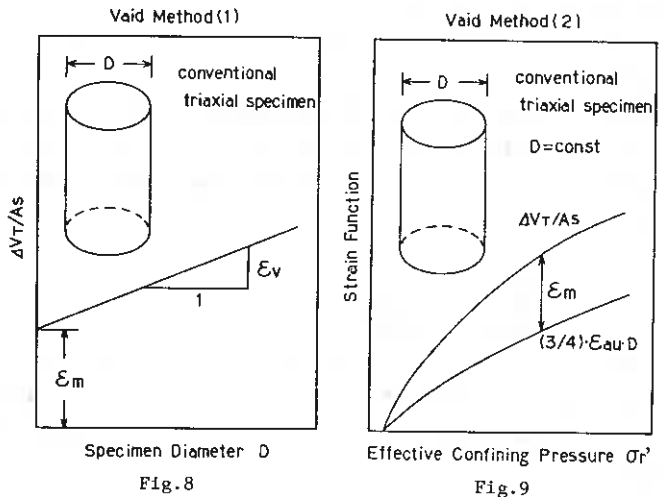
(2) Frydman et al(1973)の方法

図-7に示すように、砂の体積が異なる数種類の飽和砂中空円筒供試体について等方圧縮試験を行い、縦軸に $\Delta V_T/V_0$ 、横軸に A_s/V_0 との関係をプロットし、その直線の傾きを ϵ_m とする方法である。供試体の変形の一様性が保証されれば、現状では理想的な方法である。

(3) Vaid and Negusse(1984)の方法

第1法：供試体径の異なる三軸供試体について、等方圧縮試験を行い、 $\Delta V_T/A_s$ と D との関係をプロットし、 $D=0$ となる点を外挿し、それを ϵ_m とする方法(図-8)である。したがって、応力-ひずみ関係が供試体の寸法によって変わらないとする仮定が必要である。

第2法：等方除荷時の砂骨格の等方的挙動を仮定して、飽和砂三軸供試体の等方圧縮膨張試験を行い、 $\Delta V_{Tu}/A_s$ と $\{(3/4) \cdot \epsilon_{au}\} / D$ との差を ϵ_m とする方法(図-9)である。ここで、 ΔV_{Tu} 、 ϵ_{au} は膨張時の全体積変化、軸ひずみである。



3-2 MP量を低減させるための研究

図-10は、MP効果を排除するため、Tokimatsu and Nakamura (1986)が提案しているシステムで、このシステムを通常の三軸試験装置に取り付け、ピュレット1の2に対する水位を、MPによる体積変化量分だけ水位を下げることで、定体積条件を保証し、等体積下での液状化試験を行う方法である。なお、システムがいかに適切なものであっても、 ϵ_m が正確に評価されていない現状ではその有効性に関して議論できない。

その他、II-1、II-2、II-3、II-4、II-5では、メンブレンの内側にbrass plateやポリエチレン片をはりつけたり、ポリウレタンを塗布することによって、メンブレンの貫入を妨げようとする試みがなされている。

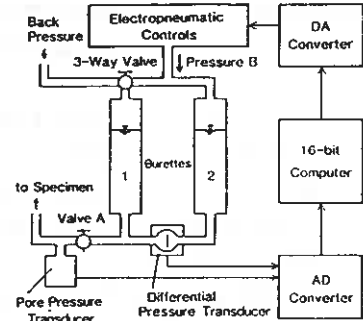


Fig.10

3-3 MPに関する理論的 (orモデル的) 研究

(1) Lade and Hernandez(1977)

間隙水圧測定系および供試体から構成されているシステム内の個々の体積変化の適合性から、システム・コンプライアンスを考慮したときの発生する過剰間隙水圧を次式のように誘導している。

$$\Delta u = \frac{\left(1 + \frac{f_m}{V_o \cdot m_v}\right) \Delta \sigma_r + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r)}{1 + n S \frac{m_w + n}{m_v} \cdot \frac{(1-S)}{u_2} + \frac{f_s}{V_o \cdot m_v} + \frac{f_m}{V_o \cdot m_v}}$$

ここで、 m_v : 供試体の圧縮率、 m_w : 水の圧縮率、 $f_m (= V_o \cdot \Delta \epsilon_{vm} / \Delta \sigma_r)$: メンブレンのフレキシビリティ、 $\Delta \epsilon_{vm}$: MPによる見かけの体積ひずみ増分、 f_s : 間隙水圧系のフレキシビリティ、 $\Delta \sigma_a, \Delta \sigma_r$: 全応力増分、 n : 間隙率、 S : 飽和度、 u_2 : 絶対間隙水圧である。

(2) Martin et al(1978)

単純せん断試験に対する理論解析から、非排水条件下で1サイクルの単純せん断によって発生する過剰間隙水圧増分 Δu を次のように提案している。

$$\Delta u = \Delta \epsilon_{vd} / (1/E_r + 1/K_c) = E_r \cdot \Delta \epsilon_{vd} / (1 + CR)$$

ここで、 E_r : 一次元膨張曲線の接線係数、 $\Delta \epsilon_{vd}$: 排水繰返しせん断での体積減少に対応する体積ひずみ増分、 K_c : システムコンプライアンスに関する体積圧縮係数である。

(1)、(2)で代表されるように、理論的研究からMPを含むシステムコンプライアンスが発生間隙水圧に及ぼす影響が定量的に議論されている。また、III-5、III-7では、三軸供試体の応力ひずみ関係 (構成式) を考慮してメンブレン貫入問題を取り扱っており、MP効果のより合理的な解釈が与えられていく可能性がある。

3-4 MPによる非排水せん断挙動の変化及び他の要因 (端面拘束など) を含めて議論した研究

この項目に分類されるものでは、用いるメンブレンの材質や厚さの影響 (IV-1、IV-2)、端面摩擦との関連 (IV-4、IV-5)、MPによる液状化強度の変化の定量的評価法 (IV-3) 等について解析的・実験的研究が進められている。

4. MP補正法についての考察

4-1 MP算定法の比較検討

前節で述べてきたように、MPの影響や補正について種々の提案がなされているが、いずれにおいてもMPによる見かけの体積変化量がどのような値になるのか、その定量的評価が最優先の課題であろう。そこで、ここではMP量を直接算定する各方法について、それらを具体的に比較検討することにより、各方法の得失を明らかにしよう。

図-11は、豊浦標準砂について、3-1で述べた各補正法によって、直接算出したMP量を示したものである。ここで、等方圧縮・膨張試験は、供試体にせん断応力が生じないように側圧と軸圧を制御して、段階的に載荷、除荷を行っている。初期有効拘束圧は $\sigma_{ro}'=0.1\text{kgf/cm}^2$ で、以下有効拘束圧 σ_r' を0.5~6.0まで 0.5kgf/cm^2 づつ段階的に等方圧を載荷した後、同様に有効拘束圧を σ_{ro}' まで段階的に変化させて等方圧を除荷するという方法によっている。図の横軸は有効拘束圧、縦軸はMPによる体積変化量（ただし、初期有効拘束圧は 0.3kgf/cm^2 ）を供試体表面積で除した値である。また、曲線②、③、⑤は、すべて Vaid and Nigusseyの第1法により算定されているが、曲線③はGoto(1987)によるものであり、曲線⑤は径が35,50,70mmの3種類の供試体($D_r=55\%$)を用いて算定したのに対し、曲線②は径が35,50,70,150mmの4種類の供試体($D_r=80\%$)を用いて算定した。また、曲線④はFrydman法に基づくものであって、用いた中空円筒供試体は高さ200mm、外径100mmで、内径を0,35,50,60,70mmの5種類として等方圧縮膨張試験を行って得られたものである。

各補正法によるMP量を大雑把に比較してみると、図から明らかなようにすべての曲線は一致せず、Roscoe and Raju, Vaid, Frydmanの順にMPの算出量は大きくなっている。Roscoe and Rajuの方法では、トップ・プラテンを供試体内に砂骨格に比べて極めて剛な物体を挿入しているため、トップ・プラテンの鉛直変位が制限され、砂骨格における等方載荷がなされていない。そのため、砂骨格にはせん断応力が発生し、応力-ひずみの一様性が満足されず、測定される全体積変化にはせん断による体積変化が含まれるために、この方法によって算定されるMP量は過大な値になると思われる。

Frydman et alの方法は、算出方法の基本的概念はRoscoe et alの方法と同じであるが、前述した実験上の誤差を解消するためにdummy rodを含ませないで、砂の体積を変化させる手段として中空円筒供試体を用いる点に特長がある。この場合、確実な等方圧の載荷を保証することができるばかりではなく、通常の中実三軸供試体に比べて供試体断面が薄肉となるため、変形の一様性が少なくとも向上すると期待される。

Vaid and Nigusseyの方法は、Roscoe and RajuやFrydman法のような特殊な試験装置を必要とはせず、通常の三軸供試体によってMP量を直接算定できる方法であるから、非常に魅力的な手法である。しかし、第1法、第2法とも、重要な仮定を前提とした方法であることを指摘しておかなければならない。すなわち、第1法では砂供試体の応力-ひずみ関係は供試体寸法にはよらないとする仮定であり、一方、第2法では等方除荷時（膨張時）において砂骨格は等方的挙動を示すという仮定である。ここで、第1法における仮定の妥当性を考えるために、曲線②と⑤との間で著しい差が生じていることに着目したい。相対密度に違いによる影響の他に、応力-ひずみ関係が供試体径に依存するという点に原因しているのではないかと思われる。すなわち、磯崎らの研究²⁹⁾によれば直径D150mm供試体 ($H/D=2.4$)の側圧一定排水三軸力学挙動は、 $D=70\text{mm}$ 以下の供試体（同じ H/D を持つ）のそれとはいずれの密度においても異なり、供試体寸法依存性を示すことが明らかにされている。この事実を考慮すると、 $D=150\text{mm}$ 供試体の等方圧縮膨張試験のデータを用いて算出した曲線②は、その前提条件を満足していないことになる。したがって、この方法の妥当性を議論するには、砂供試体の応力-ひずみ関係の寸法依存性や拘束圧依存性が明確にされている必要がある。

4-2 間隙水圧発生特性に及ぼすMPの影響

ここでは、MPの算定法の相違によって補正される間隙水圧量がどれだけ変化するのか、その定量的比較をしてみた。間隙水圧の補正量を算定する方法として、次の2つの方法を用いているが、おのおのの方法でMP効果だけによる補正值を求めるために、次のように修正した²⁹⁾。

1) Lade and Hernandezの方法

$$\Delta u_m = \Delta \sigma_a (1 - (1 + \Delta \epsilon_{vm} / \Delta \sigma_r' \cdot mv)) / 3$$

2) Martin et alの方法

$$\Delta u_m = \Delta \epsilon_{vm} / mv$$

ここで、 Δu_m はMPによって減少する間隙水圧増分である。

図-12、図-13はそれぞれMartin et alの方法、Lade and Hernandezの方法で、間隙水圧の補正量を

算定した結果を示したものである。なお図中の実測値は、メンブレン厚 $t_m = 0.2\text{mm}$ の D35, 70mm 供試体および $t_m = 1.0\text{mm}$ の D150mm 供試体に対する一連の非排水三軸圧縮試験から得たものである。供試体径が大きくなるほど、非排水三軸挙動に及ぼすMPの影響は小さいものとなるのは容易に想像されることであるが、実測値によればD70mmとD150mmの力学挙動が大変近い傾向を示していることが注目される。このように、両者の差が各せん断レベルで非常に小さいことから、豊浦砂のような細砂の場合には、D70mm供試体を用いる際のMPによるコンプライアンスの影響はかなり小さいのかもしれない。この点に関しては、今後さらに検討したいと考えている。

両図によれば、MP量の算定法の違いによって、補正する間隙水圧量に顕著な差が見られている。しかし、前節での比較検討結果からも明らかのように、Frydman法によって算出したMP量に基づく有効応力経路は、いずれの方法でもD70mmやD150mm供試体の実測値に近いものとなっており、その算出法の妥当性が示唆されている。

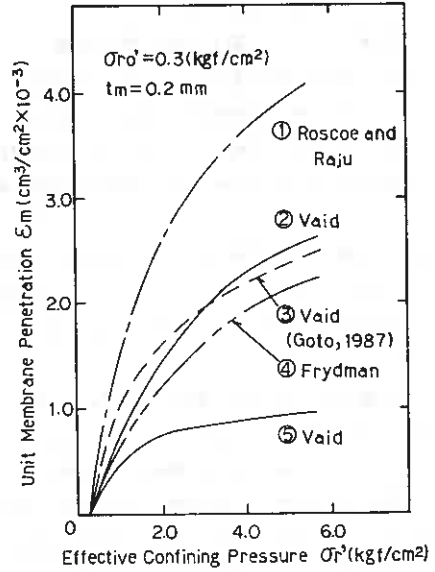


Fig. 11

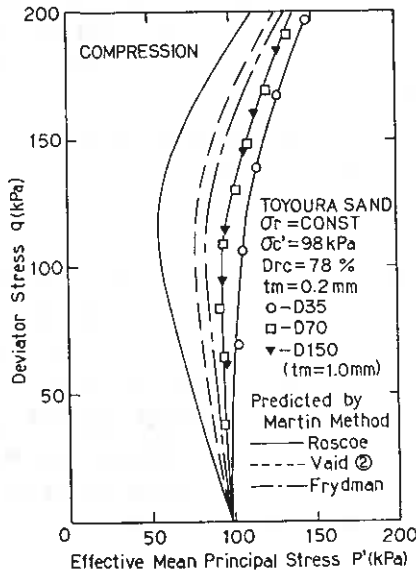


Fig. 12

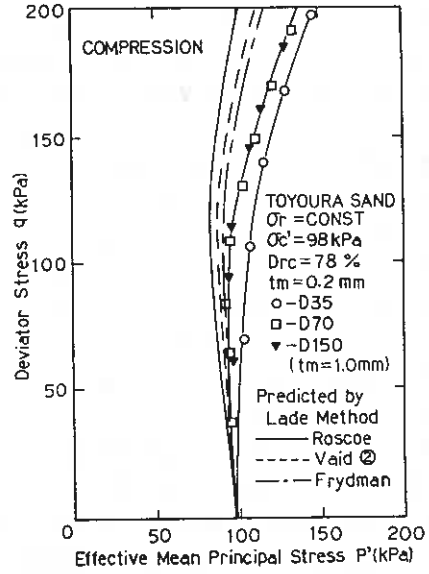


Fig. 13

5. おわりに

MP量を直接算定する方法について、これまで提案されている方法を比較検討した結果、応力-ひずみ関係の一様性の条件が最も良く満たされていることや、非排水三軸挙動の供試体径依存性を良く説明することなどから、現状ではFrydman法が最も信頼度の高い方法と思われる。しかし、この方法は前述したように中空円筒供試体を用いなければならないという特殊性のためにあまり実用的ではない。したがって、今後は、通常の三軸供試体を用いるような簡便な算出法に基づいて、MPを求めることができるようになる努力が必要であり、今後の検討課題としたい。最後に、本研究に協力いただいた室工大院生 鎌田 強、北大4年目 古谷 俊、室工大4年目 小野寺 大作、松井 智樹各君に感謝いたします。

参考文献

- 1) Newland, P.L. and Allely, B.H. (1957): Volume changes in drained triaxial tests on granular materials, *Geotechnique*, Vol.7, No.1, pp.17-34
- 2) Newland, P.L. and Allely, B.H. (1959): Volume changes during undrained triaxial tests on saturated dilatant granular materials, *Geotechnique*, Vol.9, No.4, pp.174-182.
- 3) Roscoe, K.H. Schofield, A.H. and Thurairajah, A. (1963): An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils, *ASTM, STP361*, pp.111-128.
- 4) Thurairajah, A. and Roscoe, K.H. (1965): The correction of triaxial compression test data on cohesionless granular media, *Proc.6th ICSMFE*, pp.377-381.
- 5) Frydman, S., Zeitlen, J.G. and Alpan, I. (1973): The membrane effect in triaxial testing of granular soils, *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.1, No.1, pp.37-41.
- 6) Raju, V.S. and Sadasivan, S.K. (1974): Membrane penetration in triaxial tests on sands, *Proc.ASCE*, Vol.100, No.GT4, pp.482-489.
- 7) Ramana, K.V. and Raju, V.S. (1982): Membrane penetration in triaxial tests, *Proc.ASCE*, Vol.108, No.GT2, pp.305-310.
- 8) Vaid, Y.P. and Negussey, D. (1984): A critical assessment of membrane penetration in the triaxial test, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.7, No.2, pp.70-76.
- 9) Lade, P.V. and Hernandez, S.B. (1977): Membrane penetration effects in undrained tests, *Proc.ASCE*, Vol.103, pp.109-125.
- 10) Kiekbusch, M. and Schuppener, B. (1977): Membrane penetration and its effect on pore pressures, *Proc.ASCE*, Vol.103, No.GT11, pp.1267-1279.
- 11) Raju, V.S. and Venkataramana, K. (1980): Undrained triaxial tests to assess liquefaction potential of sands-Effect of membrane penetration, *Proc.International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, pp.483-494.
- 12) Torres, L.P. (1983): Membrane penetration in cyclic triaxial test, University of California, Berkeley.
- 13) Tokimatsu, K. and Nakamura, K. (1986): Liquefaction test without membrane penetration effects, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.127-138.
- 14) 三浦・山内(1972): 高い等方圧力を受ける砂の圧縮特性について, *土木学会論文報告集*, No.203 pp.45-52.
- 15) Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1978): Effects of system compliance on liquefaction tests, *Proc.ASCE*, Vol.104, No.GT4, pp.463-479.
- 16) Flavigny, E. and Darve, F. (1979): Discussion on the paper by Kiekbusch and Schuppener, *Proc.ASCE*, Vol.105, No.GT1, pp.115-117
- 17) Molenkamp, F. and Luger, H.J. (1981): Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils, *Geotechnique*, Vol.31 No.4, pp.471-486.
- 18) Wu, H.C. and Chang, G.S. (1982): Stress analysis of dummy rod method for sand specimen, *Proc.ASCE*, Vol.108, No.GT9, pp.1192-1197
- 19) Ghaboussi, J. and Momen, H. (1982): Modelling and analysis of cyclic behaviour of sands, *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*, John Wiley and Sons Ltd., pp.313-342.
- 20) Molenkamp, F. and Tatsuoka, F. (1983): Discussion on the paper by Sarsby et al., *Proc.ASCE*, Vol.109, No.GT9, pp.766-771.
- 21) Baldi, G. and Nova, R. (1984): Membrane penetration effects in triaxial testing, *Proc.ASCE*,

- Vol.110, No.GT3, pp.403-420.
- 22) Molenkamp,F.(1985): Discussion on the paper by Baldi and Nova, Proc.ASCE, Vol.111, No.GT8, pp.1047-1048.
- 23) Wong,R.T., Seed,H.B. and Chan,C.K.(1975): Cyclic loading liquefaction of gravelly soils, Proc.ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.571-583.
- 24) 三浦・山本(1976): 砂の高圧三軸圧縮試験の結果に及ぼす2,3の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol.16, NO.3, pp.123-128.
- 25) 大原・山本(1982): 動的三軸による液状化におけるゴム膜貫入量の影響について, 土質工学会論文報告集, Vol.22, NO.1, pp.127-135.
- 26) 後藤・榎戸・滝沢・龍岡(1984): 三軸供試体における砂の静的変形・強度特性について, 第19回土質工学研究発表会概要集, pp.349-352.
- 27) Goto,S.(1987): Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests, Dr.Eng.Thesis, University of Tokyo
- 28) 磯崎・新田(1987): 粗粒土の三軸せん断挙動に対する供試体寸法と構造依存性に関する研究, 土質工学会道支部技術報告集, No.27, pp.125-130.
- 29) 山下・三浦・土岐(1986): 砂の非排水三軸挙動に及ぼすMembrane Penetrationの影響, 土木学会年次講演会概要集, 第III部, pp.279-280.

軽石・火山灰質土の物性値と若干の検討

北海道土質試験協同組合 ○近藤 務・谷木原幹弘・恒川 晃・花田耕吉

Civil Engineering Properties of Tephra Layers Distributed in the Sapporo-Tomakomai Lowland
by
Tsutomu Kondo, Mikihiro Yagihara, Akira Tsunekawa and Kōkichi Hanada
(Hokkaido Soil Research Co-operation)

はじめに

近年、建設工事の規模の拡大、対象域の拡大にともなって、従来は安全性・経済性からみて不利と考えられていた軟弱地盤や軽石・火山灰質地盤に対する土木工学的情報の重要性がましてきた。札幌一苫小牧低地帯周辺についてみると、洞爺、クッタラ、支笏、恵庭、樺前等の火山を給源とする、降下軽石・火山灰質の火山砕屑性堆積物（テフラと称す）層は、面積の50%を覆っており、そこでは表層地盤を構成している。

建設工事の設計・施工に際しては、各テフラ層の物性を把握し、その特性をむしろ活用して経済的かつ安全な建造物の築造にあたらなければならないものとする。筆者らは、これまで直接経験により得たデータをもとに、テフラの特性を検討してきたが、これらを集約し若干の検討を加え報告する。既に発表した一連のデータ・報告とは一部重複することをおことわりする。

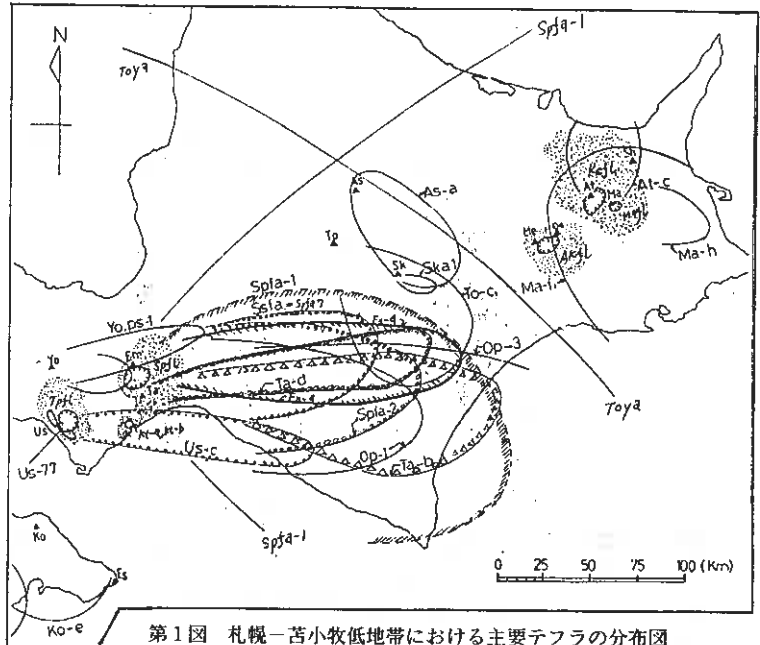
1. テフラの分布・層序・年代

後期更新世から完新世にかけて、すなわち約15万年前以降の主要テフラの分布の概略を第1図に示す。これらのテフラは給源火山の東方向に楕円形に分布する。これらのテフラの層序の代表例を第2図に示す。

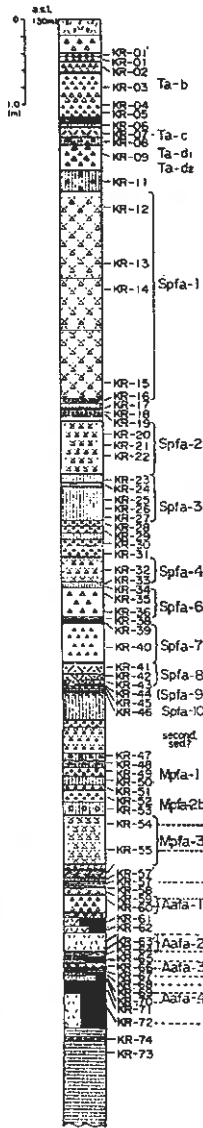
各テフラの特徴を以下に概説する。厚真降下火山灰層（春日井ほか、1980）はAafa4～Aafa1の4層である。とくにAafa2は広域にみとめられ、淡黄灰色を呈し、火山ガラス主体でミガキ砂状である。これは洞爺起源のテフラとみなされ、

その年代は10～11万年前と推定されている（奥村、1986；奥村・寒川、1984）。

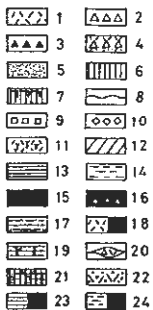
鶴川降下軽石層（春日井ほか、1980）はMpfa3～Mpfa1の3層であり、いずれも軽石卓越のテフラである。とくにMpfa3層はオレンジ色の径2～3cmの軽石粒子が目立つ。この年代はその下位層準に阿蘇火山を起源とする7万年前のAso-4が挟在することから、約6万年前と推定されている（町田ほか1985；奥村1986）。Mpfa3はクッタラ起源のテフラとみなされている（山崎、1984；胆振団体研究会、1985）。なを第1図のSpfa1の分布は中山（1985）を参照した。



第1図 札幌一苫小牧低地帯における主要テフラの分布図
〔北海道火山灰命名委員会（1979）を基図とし、加筆した〕



Legend



支筋降下軽石堆積物はSpfa10～Spfa1の10層（佐藤，1969）からなる。全体として軽石主体である。ただし、Spfa7はスコリア、Spfa3はローム質である。Spfa2は硬い粒子からなる軽石と火山灰主体である。一方、Spfa1はガラス繊維質の粗粒の、爪で割れる程度の硬さの軽石主体である。Spfa1の上部はローム質に変わるのが一般的である。Spfa10～Spfa1の年代は、3.7万～3.2万年前（岩見沢団体研究会，1984；十勝団体研究会，1972；石狩低地帯研究会，1965；佐藤，1969；熊野，1970；北川ほか，1974）の範囲にある。

恵庭a降下軽石堆積物・En-a（春日井ほか，1980）は、黄色を呈し、四角状の約3～4cmの軽石主体であり、その年代は、約1.4万年前（藤山・田沼，1972；柏原，1970；近堂，1977などから）とみられる。

樽前d降下軽石堆積物・Ta-dは、赤褐色（レンガ色）を呈する含水比の高い、風化軽石により特徴づけられる。その年代は約0.9万年前（佐藤，1971）とみなされる。

2. テフラ層の土質地質的分類と物性値

降下火砕堆積物（テフラ）層の自然地盤、およびその素材としての特性を把握する上で、その主要構成物である粗粒成分に着目した分類を試みた（近藤，1986）。即ちこれは（1）固有の特性である粒度と粒子特性——量と硬さ、（2）状態の特性である密度と含水比等——空間を占める質量と構造に関する要素、（3）変形にたいする特性——載荷試験による変形特性、（4）強度特性としてのN値、qc値——せん断強さ(Su)、粘着力(Cu)、せん断抵抗角(φu)に関する要素、の4側面からみた分類とみなすことができる。

分類と物性値の関係は、第1表に示される。ここで、土質定数の区分は稲田（1979）にもとづいている。テフラは土質地質的に5つのタイプに分類される。すなわち、火山灰質粘性土：A、火山灰：B、軽石：C、軟質軽石：D、およびスコリア：Eである。以下に、各タイプの特徴を記載する。

Aタイプ：北海道でロームないしローム質土とよばれる細粒分が卓越する土層である。粒度特性としては、細粒分は50～73%をしめる。粗粒成分は砂分からなり、軽石粒子の風化残物である。細粒分が多くVH₁に分類されるものをA、細粒分が比較的少なくSVに分類されるものをA'とする。比重Gsは2.60～2.70、自然含水比Wn(%)は66～77（中間値77.5）、湿潤密度ρ_t(t/m³)は1.50～1.60（中間値は1.55）である。乾燥密度ρ_d(t/m³)は概数で0.90である。孔内の横方向載荷試験での、降伏応力Py(kgf/cm²)は2.0、横方向地盤反力係数K(kgf/cm²)は6.5、変形係数E(kgf/cm²)は45である。また標準貫入試験のN値はAタイプで4、A'タイプで6～7であり、2tダッチコーン貫入試験のqc値(kgf/cm²)は、A、A'タイプで15～25である。以下、記載に際しては便宜上記号を用いて行なうこととする。

- 1：火山灰層，2：軽石（とくにラビリサイズ）層，3：スコリア層，4：軽石層（火山灰サイズを顯著に含む），5：火山灰質細砂（一部シルト）層，6：褐色風化火山灰（ローム）層，7：暗赤褐色風化火山灰（固結状ローム）層，8：酸化鉄膠結状の薄層，9：岩片，10：暗青緑色ラビリ，11：腐植質火山灰，12：盤状膠結層，13：粘土層，14：シルト層，15：泥炭層，16：泥炭層（軽石挟在），17：火山灰混りシルト層，18：火山灰挟在の泥炭層，19：有機質粘土層，20：軽石ないし火山灰のレンズ，21：軽石風化層（軽石粒子の石綿状の破砕片顯著），22：火山灰層（有色鉱物粒子顯著），23：泥炭質粘土層，24：泥炭質シルト層

第2図 札幌－苫小牧低地帯南東域の代表テフラ層序（近藤，1983）

Bタイプ：0.074～2.0mmの砂粒径の卓越する土層を火山灰とよぶ。粒度構成は概して、礫分31%、砂分62%、シルト分7%である。全体として、比較的硬い軽石粒子からなる。とくに、軽石粒子が卓越するものをBタイプ、鉱物粒子が比較的多いものをB'タイプとして区分した。Gsは2.64、Wnは49～77（中間値63）、 ρ_t は1.10～1.20（中間値1.15）、 ρ_d は概数で0.71である。Py値は2.2、K値は9.5、

E値は60である。さらに、N値は5～8、qc値は30～40である。

Cタイプ：Spfalに代表される降下軽石層である。2.0mm以上の礫粒径の軽石粒子が卓越する。ガラス繊維質の軽石粒子は両手ないし爪で割れる。粒度構成は、礫分34%、砂分52%、細粒分14%である。Gsは2.26～2.44、Wnは81～85（中間値83）である。 ρ_t は0.80～0.90（中間値0.85）である。 ρ_d は概数で0.46である。Py値は1.8、K値は8.0、E値は、45である。また、N値は5～6、qc値は30～40である。

Dタイプ：主にSpfal層、ときにSpfa2層中に見出される軟質の乳白色の軽石層である。その成因の1つとしては、周氷河現象であるインボリューションの要因である凍結・融解作用による軽石組織の破碎と考えられる（近藤ほか、1985）。軽石粒子は指圧によって容易にこわれ、一見石綿状になる。粒度構成は、礫分30%、砂分50%、細粒分20%で、Cタイプと類似する。Gsは2.40～2.50、Wnは65～90（中間値77.5）である。 ρ_t は0.74で、 ρ_d は概数で0.42である。Py値は1.0、K値は6.0、E値は30である。また、N値は1～3、qc値は2～3である。

Eタイプ：Spfa7(Ssfa)に

第1表 テフラの土木地質的名称と物性値との対応性

分類基準 語元及び その特性		テフラ素材の粒度・粒子特性				
		0.074mm以下	0.074～2.0mm	酸性火山砕屑物	塩基性火山砕屑物	
粒 度 区 分 (普通土と共通)	粘土 0.005					
	シルト 0.074					
	細砂 0.25	A	A			
	中砂 0.42 (0.50)		B	C	D	E
	粗砂 2.00					
	細礫 4.00					
	中礫 54.0mm					
物・因	Gs	2.60～2.70	2.64	2.26～2.44	2.40～2.50	2.87
	Wn (%)	56～77 (71.5)	49～77 (63.0)	81～85 (83)	65～90 (77.5)	25～28 (26.5)
物・状	ρ_t (t/m ³)	1.50～1.60	1.10～1.20	0.80～0.90	0.74	1.72
	ρ_d **	(0.90)	(0.71)	(0.46)	(0.42)	(1.36)
力・強	Cu (t/m ²)	2.5～7.0 (1.7)	5.5	1.5	(1.0)	—
	ϕ_u (*)	20～25 (25)	40	27	(30)	—
力・変	N 値	4	6～7	5～6	1～3	22～26(36)
	qc (kgf/cm ²)	15～25	30～40	30～40	2～3	150～200 (以上)
力・変 (孔内載荷)	Py (kgf/cm ²)	2.0	2.2	1.8	1.0	5.0
	K (kgf/cm ²)	6.5	9.5	8.0	6.0	25.0
	E (kgf/cm ²)	45	60	45	30	140
力・変 (地盤載荷)	Py (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—
	K (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—
	E (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—
物・状	Pc (t/m ²)	10～17 (20)	—	45～55	14	—
力・変	Cc	0.6～0.9 (0.9)	—	1.0～1.4	1.6	—
	μ_v (cm ² /kgf)	3.0×10 ⁻² (5.0)	—	3.0～2.0×10 ⁻²	—	—
	Cv (cm ² /d)	1.5×10 ² (0.6)	—	1.5～2.4×10 ²	—	—
物理・固	WL (%)	40～55～(65)	NP	NP	NP	NP
	WP (%)	30～47 (42)	—	—	—	—
	IP	10～18 (23)	—	—	—	—
	礫分 (%)	1 (0)	31	34	30	10
	砂分 (%)	49 (27)	62	52	50	77
	シルト分 (%)	30 (47)	7	11	15	9
力・強	粘土分 (%)	20 (26)	—	3	5	4
	qu (kgf/cm ²)	(0.50)	—	—	—	—
力・変	E ₅₀ (kgf/cm ²)	(20)	—	—	—	—
	密度増加率	1.255	1.392	1.357	1.634	—
補 強 の 特 性	ρ_{dmax} (t/m ³)	1.12～1.15	0.982	0.63	0.68	—
	Wopt (%)	46.3～45.5	36.5	83.0	67.0	—
土質工学的分類	SV～VH	S-V	(G-V) S-V	SV	S-V	
代表テフラ (類似テフラ)	Spfa-3 (Spfa-1 ローム) ***	spfa-2	spfa-1	spfa-1	spfa-7	

* 中間の値を示す。

** ρ_d の概数

*** Pcより下位の()内はSpfa1ロームに関する値を示す。

典型的にみられるスコリア主体の土層である。礫～砂粒径からなり、概して砂分が卓越する。粒子は角礫状で、硬く、ガサガサとした感じを呈する。粒度構成は礫分10%、砂分77%、細粒分13%である。Gsは2.87、Wnは25～28（中間値26.5）である。ptは1.72、pdは概数で1.36で、最も高い値を示す。Py値は5.0、K値は25、E値は140である。また、N値は22～26（最高36）で、qc値は150～200（以上）である。

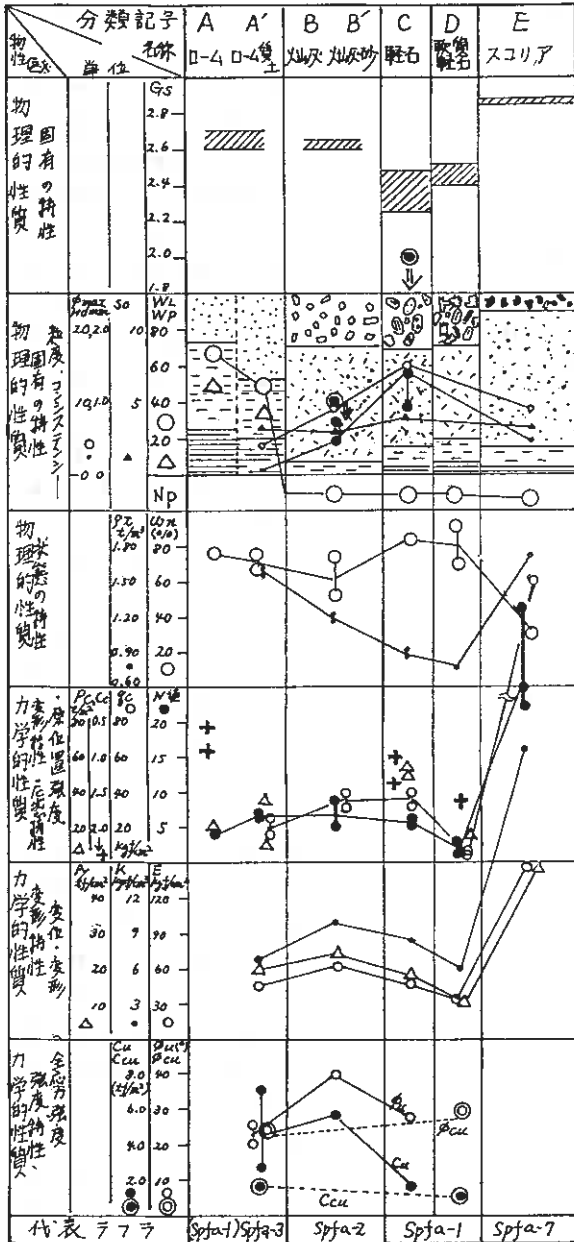
以上のテフラ層のタイプ分けは、土木現場での肉眼観察や感触（土層の色調、土層厚、素材の粒度構成、粒子の硬さ）とよく対応している。また、土層のマスとしての挙動は特に原位置試験での変形係数E値に代表されるように、タイプ毎特有の値を示し、タイプ間の差異も明瞭である。

したがって、以上の土地質的区分にもとづいて、テフラ地盤そのものをタイプ区分しそれらを性格づけることにより、設計・施工上の基礎資料を得ることができる。

ところで、テフラ構成地盤の土質調査に際しては、支笏軽石流堆積物（Spfl）とその容結部（各々をタイプF、F'と仮称する）、さらにテフラ起源の二次堆積物である軽石質または粘性土質土層（各々をタイプS、S'と仮称する）にしばしば遭遇する。タイプF、F'の特性としては、Py値は1.5～28.0、K値は3.3～150、E値は19～680であり、N値は5～50（以上）である。これらの値はテフラ層に対して概して大きい値を示す。一方、タイプS、S'の特性は、Py値は0.7～1.0、K値は0.6～3.8、E値は4.0～22.0であり、N値は1～2、qc値は2～4である。この二次堆積物は、ボーリング・コアにおいては、①円摩状の軽石粒子の存在、②植物根等の不規則な混在、③堆積岩片等の外来物の混在、等から判定することができる。土質分類ではVH₂に入るものもみられる。テフラ層のタイプ区分とその土工学的特性との関係を第3図に概念的に示す。

今後は、土工学的な材料としての特性（締固め特性、耐凍上特性）や、力学的特性、さらに透水性に関する特性を検討し、物性値間の相互関連性を考察する予定である。都合で引用文献名は割愛させていただいた。以上

1988. 1.12



第3図 テフラ地盤の特性区分と分類規準

1. はじめに

ロック材のような粗粒材料は、水浸・圧密・せん断過程などで粒子破碎を起こすことが知られている。粒子破碎はその程度が小さい範囲では強度・変形特性に与える影響は少ないが、大きくなるとそれらを支配する重要な因子となる。さらに、せん断過程における粒子破碎は、粒状体材料の強度低下の要因の一つである¹⁾。それゆえ、軟質な粗粒材料ではせん断時の粒子破碎の程度によって、せん断のメカニズムが支配されることになる²⁾。

粒子破碎はせん断時に限らず、圧密においても生ずる。いま、この両者を同様な物理現象と考え、圧密時の粒子破碎による構造変化を考慮せず、粒子破碎によるせん断強度の低下の関係を圧密時にも適用すると、粒子破碎の進行によりせん断強度が低下し、盛土が不安定になるとの報告もある³⁾。

しかし、圧密時とせん断時の粒子破碎はその機構が異なるため、圧密による粒子破碎の程度により、強度に与える影響も異なってくるものと考えられる。

その 1 例として、筆者らが先に報告した乾湿スレーキング作用を受けた供試体による三軸圧縮試験の結果⁴⁾では、スレーキング作用により、粒子は破碎されるが、破碎されて粒子が粗間隙を埋めるため、体積が収縮し、せん断前の密度が増大するため、粒子は細粒化しているにも拘らず、せん断強度は逆に増大する結果を示した。

一般に粗粒材料の三軸圧縮試験は、間隙水圧の消散が早いこともあって、比較的短い圧密時間でせん断に移る場合が多い。それゆえ、圧密による粒子破碎は余り多くないと考えられる。しかし、圧密時間が長くなると、粒子破碎が進行し、体積が収縮し、圧密時間が長くなるほど、その後のせん断強度は増加することが予想される。

そこで本報告は、軟質な粗粒材料をもちいて、圧密時間を種々変化させた三軸圧縮試験を行い、圧密時間による土の構造の違いに着目し、それがせん断特性に与える影響を調べたものである。

2. 試料および実験方法

実験に用いた試料は空知管内沼田町より採取した泥岩で、形状は角ばっており、その合成比重 2.19、合成吸水率は 12.3% の軟質な岩である。粒度分布は図-1 に示すように最大粒径を 15.9mm、最小粒径を 2.0mm とし、粒径過積曲線が直線となるように調整したものである。

三軸圧縮試験の供試体は径 10cm、高さ 21cm で、初期乾燥密度 $\rho_d = 1.249 \text{Hg/m}^3$ であり、その作製法は気乾状態で分級した試料を 5 層に分け、粒子破碎を極力少なくするため、モールドの側面をたたくことにより締固める方法によった。その後、三軸セル内で通水することにより飽和させ、種々の圧密時間で圧密したのち、供試体初期高さの 0.2%/min のひずみ速度で、軸ひずみが 15% を越えるまで排水条件でせん断試験を行った。圧密時間は 0.5、12、24、96 時間の 4 種であり、拘束圧は 98、196、392、588kPa の 4 段階である。せん断終了後は粒子破碎の程度を調べるために、ふるい分け試験を行った。

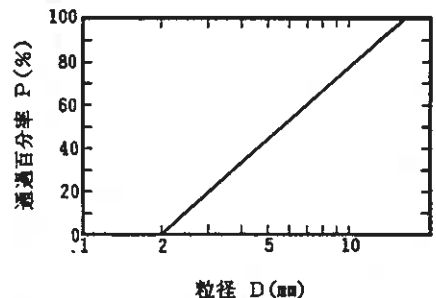


図-1 粒径過積曲線

3. 試験結果および考察

圧密の経過時間 t ~ 体積ひずみ ϵ_v の関係を圧密時間 96 時間の試験について図-2 に示す。

拘束圧 σ_3 が大きくなるほど体積ひずみは多くなっていくが、拘束圧が 98kPa の試験では圧密時間ほぼ 50 時間、

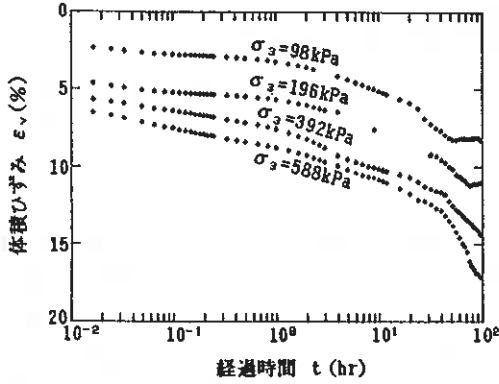


図-2 圧密時間 96時間における
経過時間～体積ひずみ曲線

196kPaでは70時間で圧密が終了し、体積変化が止まるのに対し、392、588kPaの試験では、約50時間を経過したころより、体積ひずみの速度が急に大きくなり、96時間経過しても体積変化が継続して生じている。すなわち、粗粒材料の圧密は、まず、粒子骨格が一定応力のもとで圧縮されて間隙が減少し、粒子間の距離が短くなるいわゆる粒子の再配列が生じる。拘束圧の小さい試験では、この再配列の終了により圧密は完了するが、拘束圧が大きくなると、粒子間の距離が短くなるのに伴って粒子間接触応力が増大し、粒子破砕が生じ、それによる粒子の再配列のためさらに体積ひずみが進行する。それゆえ、粒子破砕が顕著な軟質な粗粒材料の高拘束圧での圧密には、かなりの時間を要することになる。

つぎに、圧密時間 t と圧密後の体積ひずみ ϵ_v との関係を図-3に示す。各拘束圧とも圧密時間が長くなるにつれ、 ϵ_v は増加するが、圧密時間 24時間までの試験での ϵ_v の変化は少なく、96時間で急激に増加する傾向がみられ、拘束圧の大きい試験では特にこの傾向が顕著であった。これは、低拘束圧では粒子の再配列の程度の違い、高拘束圧では粒子破砕の程度の違いとみることができる。圧密によって生ずる体積ひずみは骨格構造の変化の程度を示すものであり、圧密時間が土粒子の骨格構造に影響を与えることが示される。

拘束圧 σ_3 と粒子間の摩擦係数 $\tan \phi_0$ の関係を図-4に示す。 ϕ_0 は内部摩擦角であり、各拘束圧ごとに次式により求めた。

$$\phi_0 = \arcsin\left\{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)}\right\}_t$$

$\tan \phi_0$ は拘束圧の増加に伴い減少する傾向にあり、これは破壊時のダイレイタンス特性やせん断時の粒子破砕に起因するものである。また、圧密時間との関係ではデータにばらつきはあるが、圧密時間が長くなると $\tan \phi_0$ が大きくなる傾向がみられた。そこで、圧密時間 t と摩擦係数 $\tan \phi_0$ の関係を図-5に、圧密後の体積ひずみ ϵ_v と $\tan \phi_0$ の関係を図-6に示す。圧密時間の増大に伴う $\tan \phi_0$ の増加は、拘束圧の小さい試験ではあまり変化はないが、拘束圧が大きくなると顕著な増大の傾向がみられた。これを、圧密後の体積ひずみとの関係で見ると、圧密後の体積ひずみが大きい試験ほど $\tan \phi_0$ が大きくなっており、圧密時間ごとに整理すること

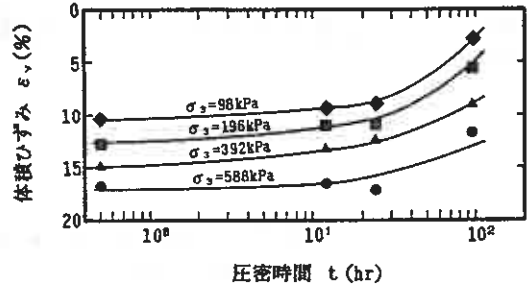


図-3 圧密時間と体積ひずみの関係

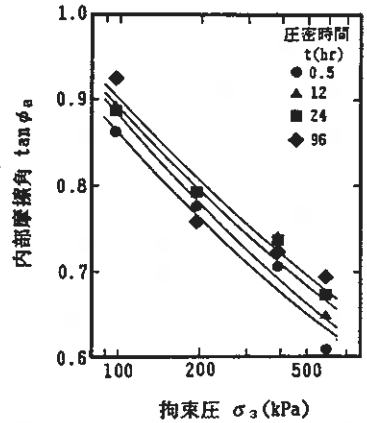


図-4 拘束圧と内部摩擦角の関係

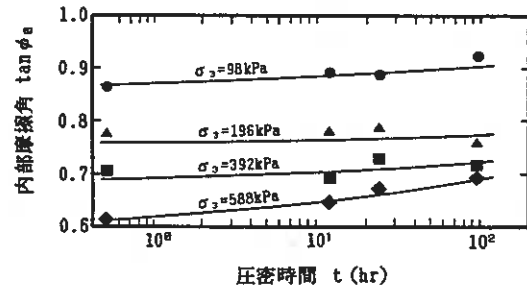


図-5 圧密時間と内部摩擦角の関係

ができる。それゆえ、軟質な粗粒材料では圧密時間の違いが圧密時の体積変化に大きな影響を与え、それが強度に影響してくることになる。これは、拘束圧の小さい試験では圧密時間による構造の違いは粒子の再配列の程度の違いであり、強度に与える影響は少ない。しかし、拘束圧が大きくなると、圧密中に粒子破碎が生じ、粒子破碎により生じた細粒分が間隙を埋めてゆくため、せん断前の密度が大きくなり、圧密前とは異なった粒度分布やより安定した骨格構造を持つことになる。それゆえ、高い圧密圧力での試験のせん断強度が増加したものである。

拘束圧 588kPa の試験の応力～ひずみ曲線を図-7 に示す。応力～ひずみ曲線は、粒子破碎を起こし易い粗粒材料の特徴でもあるが、ピークを示さず、軸差応力が単調に増加する傾向にあり、せん断による体積ひずみもほとんど収縮の傾向を示す。また、圧密時間の違いによる影響は、軸差応力や体積ひずみの大きさに差はあるが、応力～ひずみ曲線の形状にはほとんど違いはみられなかった。そこで、せん断時の軸ひずみが 1% までの応力～ひずみ曲線の傾きである割線弾性係数 E_{1x} と拘束圧 σ_3 の関係を図-8 に示す。各圧密時間とも拘束圧の増加にしたがい E_{1x} は増加するが、拘束圧の低い範囲の試験では圧密時間の違いによる E_{1x} の差はあまりみられないが、拘束圧が高くなるにつれ、圧密時間の違いによる影響が現れ、圧密時間の長い試験ほど E_{1x} の増加が著しくなる傾向がみられた。一般に弾性係数 E_{1x} は間隙比が小さくなると増大することから、圧密中の粒子破碎によりせん断前の間隙比が小さくなり、供試体の構造変化が顕著な圧密時間の長い試験で E_{1x} が増大が著しかったものである。

せん断終了後の粒子破碎量と摩擦係数 $\tan \phi_0$ の関係を図-9 に示す。破碎量は Marsal の提案する破碎率 BH^0 を用いた。破碎率が增大すると $\tan \phi_0$ は減少し、粒子破碎が強度低下の要因となることを示している。圧密時間との関係で

みると、拘束圧の低い範囲では、すなわち、粒子破碎の小さい部分では圧密時間の違いによるせん断前の間隙比や供試体の初期状態の違いが粒子破碎やせん断強度に影響を及ぼすためばらつきも大きい。拘束圧が高くなるとせん断による粒子破碎が卓越してくるため、破碎率と $\tan \phi_0$ の関係が圧密時間の違いによらず接近してくる傾向を示している。それゆえ、より高拘束圧で粒子破碎が卓越してくると、破碎の程度が強度を支配することになり、供試体の初期状態や圧密時間などの影響が少なくなり、圧密時間によらず収束していくことが予想される。しかし、本実験では圧密時間により、圧密時とせん断時の粒子破碎の程度が違うため、その影響は残存するものと考えられる。それは、圧密時間の長い試験では、圧密中にもろい粒子が破碎され、せん断時には比較的堅固な粒子からなると考えられ、圧密時の粒子破碎は大きい。せん断時の粒子破碎

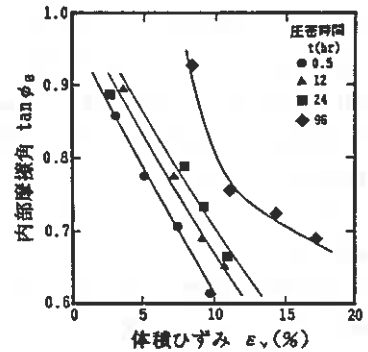


図-6 体積ひずみと内部摩擦角の関係

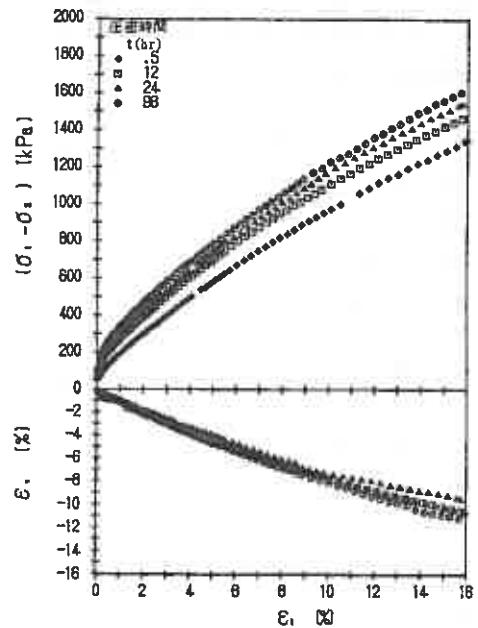


図-7 拘束圧 588(kPa)における応力～ひずみ曲線

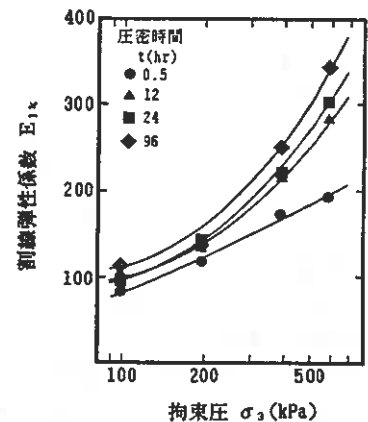


図-8 割線弾性係数と拘束圧の関係

が減少するため強度が大きくなるものである。それに対し、圧密時間の短い試験では、多くのもろい粒子を含むため、せん断時の粒子破砕が大きくなり強度が減少する。それゆえ、本実験の拘束圧の範囲では、この粒子破砕の機構の違いは破砕率と $\tan \phi_0$ の関係では消去できず、その影響が残存する結果となった。

つぎに、ダイレイタンシーインデックス $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ と破砕率 BM の関係を図-10に示す。ダイレイタンシーインデックスは粒子の形状、密度、骨格構造に影響を受けるものであり、せん断時の粒子破砕とも密接な関係を持つ。これはせん断の進行より生じた粒子破砕により、細粒分が間隙を埋めて行き、体積が収縮するため、 $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ を小さくさせることによるものである。図より $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ は破砕率の増加と共に減少していく傾向はみられるが、圧密時間の違いによる $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ への顕著な影響はみられなかった。

ダイレイタンシーインデックス $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ と摩擦係数 $\tan \phi_0$ の関係を図-11に示す。この両者の関係は材料によらず一義的な関係となることが示されており^{1),6)}、本試験においても同様な結果となった。これは圧密時間の違いによりせん断強度は変化するが、圧密中に粒子破砕も異なるため、せん断時の粒子破砕に影響を与え、そのため $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ も変化することによるものである。それゆえ、 $\tan \phi_0$ と $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ の関係で整理することにより、圧密時間の違いにより圧密時とせん断時の粒子破砕の程度の違いが $(-dv/d\varepsilon_1)_r$ の違いとなって現れるため、この両者の関係には圧密時間の影響はなくなったものである。

4. まとめ

粒子破砕を起こしやすい軟質な粗粒材料を用いて、圧密時間を種々変化させた三軸圧縮試験を行い、つぎのような結果が得られた。

圧密時間が長くなると圧密による粒子の再配列に加え、高拘束圧では粒子破砕が進行し、体積ひずみが著しく増加する。そのため、せん断前の骨格構造が変化し、圧密時間の長い試験では内部摩擦角や割線弾性係数が増大する傾向にある。しかし、ダイレイタンシーインデックスと摩擦係数で整理すると一義的な関係が得られることより、それゆえ、圧密時の粒子破砕の程度は、せん断時のダイレイタンシー特性に影響を与え、それにより強度特性が支配される結果となった。

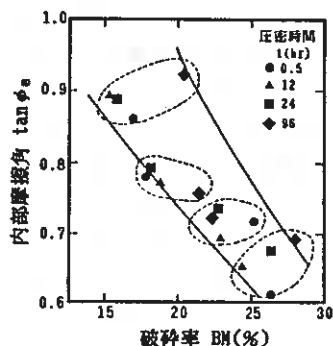


図-9 破砕率と内部摩擦角の関係

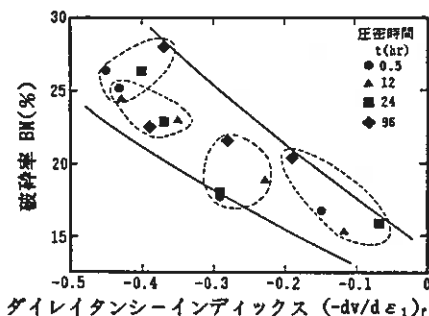


図-10 ダイレイタンシーインデックスと破砕率の関係

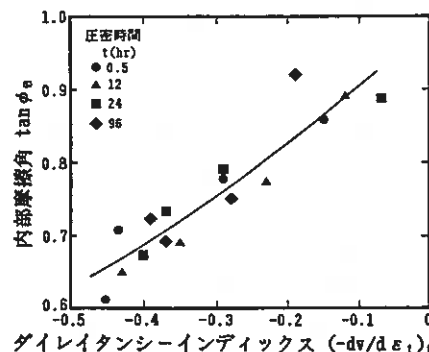


図-11 ダイレイタンシーインデックスと内部摩擦角の関係

参考文献 1) Lo, K.Y. and Roy, M. (1973), Soils and Foundations, Vol. 13, No. 1, pp. 61~74 2) 土質工学会編 (1982), ロックフィル材料の試験と設計強度, 土質工学会, pp. 84~87 3) 長谷川高士・内田一徳・楊朝平 (1987) 昭和62年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp. 348~349 4) 神谷光彦・広瀬照光・岸洋一 (1986), 粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 125~128 5) 2)と同じ, pp. 80~82 6) 神谷光彦・多田西司 (1986), 第35回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集, pp. 2~5

1. まえがき

粗粒材の強度・変形特性は土構造物の設計のために必要であるとともに、路床や路盤材などの舗装構成材料の支持力・変形挙動を推定する上での基礎資料となるものである。ところが、粗粒材の試験用供試体が、要素として供試体内部で一様な応力-ひずみ分布を持つように試験することが困難なこと、供試体境界面で平均ひずみを求める際の誤差などの理由により実際には粗粒材の強度・変形特性を精度良く測定することは容易でない。この問題を解決する一つの方法に試験供試体の大型化がある。

ところで、三軸試験が要素試験として成立するのであれば、試験結果は供試体寸法の影響を受けないはずである。しかし、実際には寸法効果が存在することが示されている例もあり^{1), 2), 3)}、この点については不明な部分も多い。

我々の研究室では、試作した中型三軸試験機(供試体寸法: $\phi 150 \times 360 \text{mm}$)を用いて供試体寸法、特に供試体直径が砂の排水三軸試験に与える影響について、供試体径が $\phi 35 \sim 70 \text{mm}$ の間ではその排水せん断挙動に差がないこと、しかしながら、 $\phi 150 \text{mm}$ 供試体では他の小径の供試体と若干異なる挙動をしめすことを報告した^{4), 5), 6)}。

そこで今回は、供試体直径が砂の非排水三軸圧縮試験に与える影響について検討した。それとともに、非排水試験結果と排水試験結果の両者を比較検討した。

2. 試料、供試体寸法および作製法

実験に用いた試料は豊浦標準砂である。この砂の物理的性質は、土質工学会基準によれば $G_s=2.647$, $e_{\max}=0.987$, $e_{\min}=0.618$, $U_c=1.22$, $D_{50}=0.20 \text{mm}$ であり、試料はあらかじめ水洗したものを用いた。

供試体寸法は $H/D=2.4$ と一定にし、中型三軸試験機用供試体として $\phi 150 \times 360 \text{mm}$ 、小型三軸試験機用供試体として $\phi 70 \times 170 \text{mm}$, $\phi 50 \times 120 \text{mm}$, $\phi 35 \times 85 \text{mm}$ の全4種である。

供試体は多重ふるい落下法(MSP法)により作製した。小型三軸試験機用供試体は従来のMSP法⁷⁾によるが、中型三軸試験機用供試体は4~7層のふるいをメンブレンを装着したモールド上端に直接載せ砂粒子をふるいを通して空中落下させるもので、相対密度はふるいの数や、ノズル径により調節した。一様な供試体を得るために堆積面は水平となるように考慮している。MSP法によって得られる供試体は砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し、水平断面においてランダムな粒子配列を有している⁸⁾。

3. 試験方法

供試体作製後 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャーを供給している。この方法によりB値は0.97以上の値を得ている。引続き、有効拘束圧 $P_c'=98 \text{kPa}$ のもとで1時間等方圧密した後には排水および非排水三軸圧縮試験を側圧一定、ひずみ制御(小型三軸試験機: $\dot{\epsilon}_a=0.25\%/ \text{min}$, 中型三軸試験機: $\dot{\epsilon}_a=0.30\%/ \text{min}$)の条件で行った。

試験結果は次の応力-ひずみパラメータを用いて整理されている。

$$\begin{aligned} q &= |\sigma_a' - \sigma_r'| & (1) & & \text{偏差応力} \\ p' &= (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3 & (2) & & \text{平均有効主応力} \\ \eta &= q / p' & (3) & & \text{有効応力比} \\ \epsilon_v &= \epsilon_a + 2\epsilon_r & (4) & & \text{体積ひずみ} \end{aligned}$$

$$\tau = 2l \varepsilon_a - \varepsilon_r l / 3 \quad (5) \quad : \text{せん断ひずみ}$$

ただし、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向主応力、 ε_a 、 ε_r はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで圧縮を正としている。

今回、中型三軸試験機に用いたメンブレンは厚さ $t_m = 1\text{mm}$ (弾性係数 $E_m = 16.8\text{kgf/cm}^2$) あるためメンブレン力を無視できないと考え圧縮試験においてメンブレン力をフープテンションと考え側方応力を補正した((6)式)⁹⁾。なお、小型三軸試験機用供試体に用いたメンブレンは $t_m = 0.2\text{mm}$ 、 $E_m = 18.5\text{kgf/cm}^2$ である。

$$\Delta \sigma_{rm} = -E_m \cdot \varepsilon_r \cdot A_m / 2A \quad (6)$$

ここで、 A_m 、 A はそれぞれメンブレンおよび供試体の断面積。

なお、今回用いた三軸試験装置は軸力載荷装置を除き小型、中型ともほぼ同様の構造を持ち、ロードセル(容量5tf(中型三軸試験機))は三軸セル室内にあって正確な軸力の測定が可能となっている。端面の摩擦の除去は表面を平滑にしたキャップ(アルミ製)、ペDESTAL(真ちゅう製)を用いて行った。ただし、中心部にポーラスストーン(小型試験機:径10mm, 中型試験機:径20mm)を使用している。

4. 試験結果および考察

4-1. 排水および非排水三軸せん断挙動の比較

図-1と図-2はそれぞれ排水、非排水三軸圧縮条件での $\eta - \gamma$ 関係を各供試体径、相対密度 $D_r = 80 \pm 2\%$ で比較したものである。排水せん断において、砂の応力-ひずみ曲線は $\phi 70 \sim 35\text{mm}$ の間ではほぼ等しい挙動を示しているのに対して、 $\phi 150\text{mm}$ 供試体はわずかながら剛性が高い傾向を示している。一方、非排水せん断においては $\phi 150\text{mm}$ 供試体で若干初期剛性が高い傾向が認められるが、せん断が進行するにつれて、他の小径の供試体の関係に漸近してくる。 $\phi 70 \sim 35\text{mm}$ の供試体は、排水せん断同様ほぼ等しい挙動を示している。砂の変形特性は $\phi 70 \sim 35\text{mm}$ の小径の供試体においては排水、非排水せん断にかかわらず各々の条件でほぼ等しい挙動を示すが $\phi 150\text{mm}$ 供試体は若干異なる挙動を示すことが認められる。

図-3は同様に排水せん断における $\varepsilon_v - \eta$ の関係を各供試体径で比較したもの

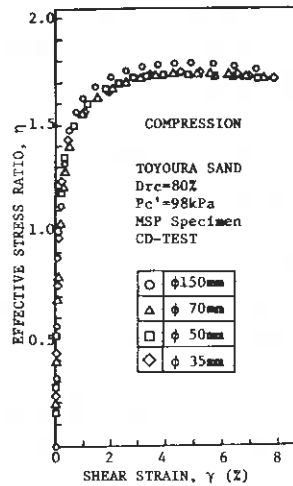


Fig.1

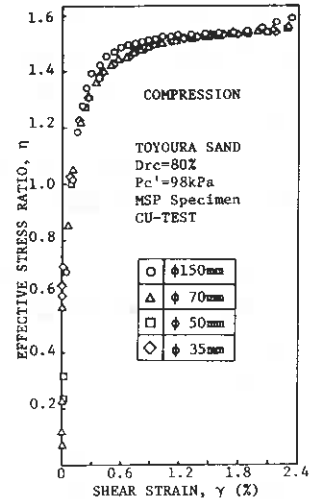


Fig.2

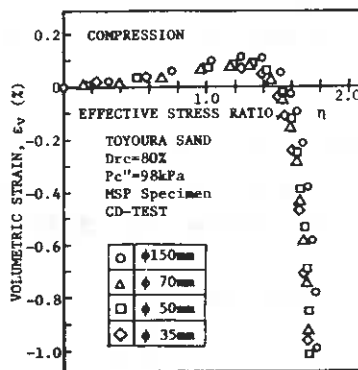


Fig.3

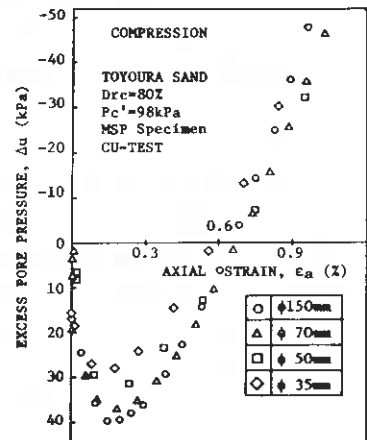


Fig.4

である。φ150mm供試体においてせん断初期の体積収縮傾向が他の小径の供試体に比べ顕著であること、φ70~35mmの供試体については体積変化特性に差がないことが認められている。

図-4も同様に非排水せん断における過剰間隙水圧 Δu と ϵ_a の関係を各供試体径で比較したものである。供試体径が大きくなるほどせん断初期の正の過剰間隙水圧の発生量が大きく測定されている。砂のダイレイタンス特性はせん断に伴う体積変化特性としてとらえられるが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では過剰間隙水圧の変化として表れる。体積変化特性と過剰間隙水圧変化特性（有効応力変化特性）とは一対一の対応関係を示すはずである。しかしながら、排水せん断でφ70~35mmの小径の供試体で体積変化特性に差異が認められなかったのに対し、非排水せん断ではφ70~35mmで明らかな過剰間隙水圧変化特性の差異が認められる。

図-5は非排水条件での $q-p'$ 関係、ストレスパスを各供試体径で比較したもので、過剰間隙水圧（平均有効主応力）の変化が表されている。非排水試験では等体積条件を満足させるために排水バルブを閉じてせん断を行っているが、間隙水圧測定系の剛性や間隙水への空気混入それにメンブレンベネトレーション等の影響で体積一定の条件を保つことができない。特に、メンブレンベネトレーションの影響は供試体径が小さいほど大きいと考えられ、このメンブレンベネトレーションによる体積変化は拘束圧の真の変化を緩和する方向に、常にダンパーとして働くためにストレスパスは供試体径が小さいほど1:3の全応力経路に近づいた形となっている。

4-2. せん断初期の非排水せん断挙動について

図-6に各供試体径でのせん断初期の正の過剰間隙水圧の発生量の最大値 Δu_{max} と相対密度 D_{rc} の関係を示す。多少のバラツキはあるものの Δu_{max} と D_{rc} の関係は各供試体径ごとに図のような曲線上に乗ってくるものと思われる。負のダイレイタンス領域における正の過剰間隙水圧の発生量は相対密度が大きくなるほど小さくなり、この関係は供試体径に依存しない。しかしながら、相対密度が等しい場合供試体径により Δu_{max} の発生量には大きな差が認められる。

図-7は横軸に供試体直径 D をとって各相対密度での Δu_{max} の発生量を図-6の関係から内挿的に求めて比較したものである。供試体径が大きくなるほど Δu_{max} の値も大きくなる傾向にあるが、この差はメンブレンベネトレーションの影響によるところが大きいものと思われる。 Δu_{max} と供試体径の関係は図に示した通り直線的ではなく、φ50~35mmの間では微係数が大きく Δu_{max} の値に供試体径が大きく影響を及ぼすのに対し、φ150~70mmの間では供試

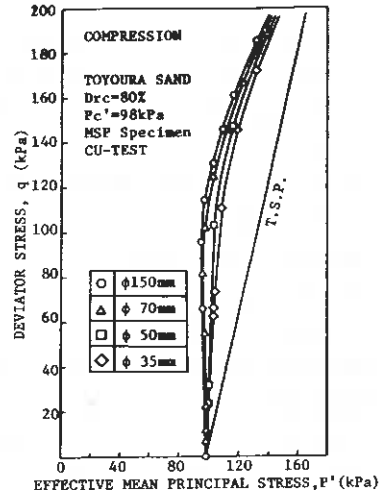


Fig.5

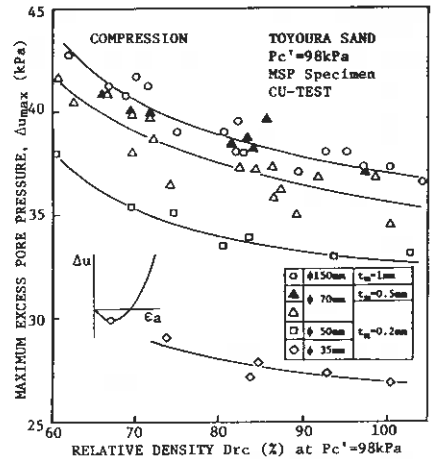


Fig.6

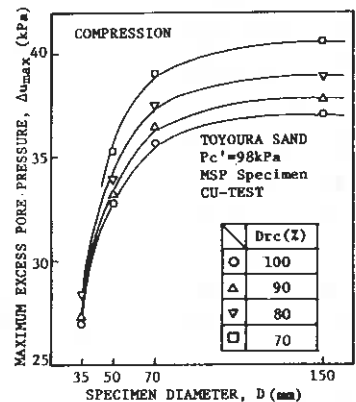


Fig.7

体径の影響は小さい。φ35mm供試体とφ150mm供試体を比べた場合、 Δu_{max} の値が相対密度にかかわらず約10kPa低く測定されていることから、供試体径が小さすぎることによってメンブレンペネトレーションの影響が大きくなり過ぎることが実験的に示されたものとする。

また、実験に用いたメンブレンはφ150mm供試体で厚さ $t_m=1mm$ 、φ70~35mmの供試体で $t_m=0.2mm$ であることから、メンブレン厚が等しければφ150~70mmの間での Δu_{max} の値、換言すればメンブレンペネトレーション量に及ぼす供試体径の影響は更に小さなものとなると推察されたため、φ70mm供試体において $t_m=0.5mm$ の条件で実験を行い図-6にその結果を付記した。結果、 $t_m=0.5mm$ のφ70mm供試体の Δu_{max} -Drc関係は、 $t_m=1mm$ のφ150mm供試体のそれにはほぼ一致することが認められた。

図-8は、 Δu_{max} 時のせん断抵抗角 ϕ' と相対密度の関係を各供試体径で示したものである。 Δu_{max} 時の ϕ' はほぼ 30.5 ± 1.5 度の範囲内にあり、供試体径や相対密度に依存せず一定の値をとっている。

図-9は同様に Δu_{max} 時の ϵ_a と相対密度の関係を示したもので、 Δu_{max} 時の ϵ_a は相対密度が低くなれば大きくなる傾向は認められるものの、ひずみレベルが小さくバラツキが大きいため供試体径の影響を言及することは難しい。

4-3. 排水および非排水条件でのせん断抵抗角

破壊時のせん断抵抗角は有効拘束圧に依存するため、非排水せん断のようにせん断中に過剰間隙水圧が発生し有効拘束圧が変化する場合と、排水せん断のようにせん断中有効拘束圧が一定の場合とでは、単純に両者のせん断抵抗角を比較することは難しい。今回、せん断抵抗に及ぼす供試体径の影響を検討する上で、図-10に示すような排水せん断の応力経路（全応力経路）上の点で ϕ_d と ϕ' の比較を行った。

図-11にその ϕ_d 、 ϕ' と相対密度の関係を示す。破壊時の ϕ_d はφ150mm供試体とφ70~35mm供試体とで相対密度Drc=60~100%範囲内では各々直線関係が満足され、φ70~35mmの間では ϕ_d の値は相対密度が

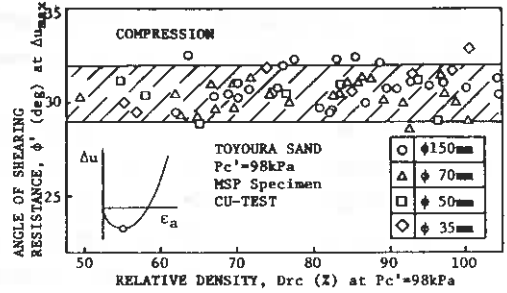


Fig.8

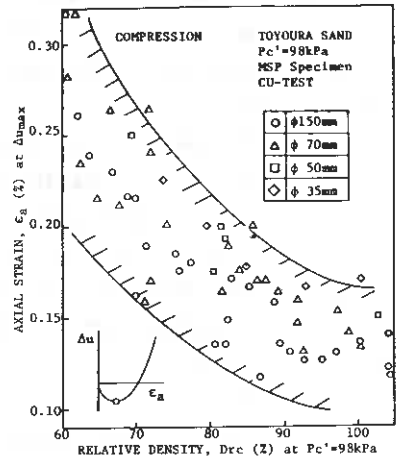


Fig.9

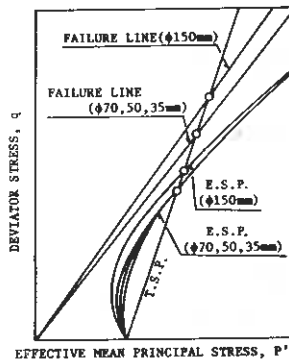


Fig.10

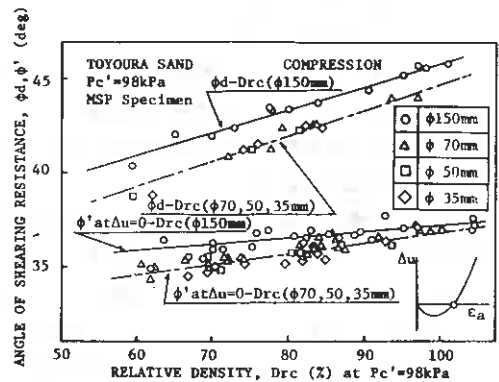


Fig.11

変化しても供試体径に影響されない。φ150mm供試体のφは相対密度にかかわらず他の小径の供試体に比べ大きく、その差は供試体が密な場合で約1度、相対密度が低くなるとその差が広がる傾向にある。一方、全応力経路上の点でのφ'についても同様の傾向が認められる。すなわち、全応力経路上の点でφ'は、φと同様φ70~35mmの間で供試体径に影響されないが、φ150mm供試体とφ70~35mm供試体との間で供試体径の影響が認められ、その差はφdほど大きくはないが供試体が密な場合で約0.5度、相対密度が低くなるにしたがいその差は広がる傾向にある。全応力経路上の点でのφ'は破壊には至っていないことも一因してφdに比べかなり低い値を示している。また、φdとφ'の値は供試体径にかかわらず相対密度が低くなるほど漸近してくるが、これはφdに体積膨張ともなうダイレイタンスー効果が含まれることに起因するものと考えられる。両者の値が漸近してくるのは、排水せん断においてゆるい砂は密な砂よりも体積変化の小さな点で破壊に至るために、ダイレイタンスー効果が相対密度が低くなると含まれなくなるためと思われる。

図-12は非排水せん断における全応力経路上の点での平均有効主応力と相対密度の関係を各供試体径で示したものである。全体に相対密度が高くなるほど全応力経路上の点での平均有効主応力は大きくなる傾向にある。また、バラツキはあるがφ150mm供試体はφ70~35mm供試体に比べ平均有効主応力は大きな値となる傾向にあり、このことは図-11のφ'関係が確かなものであることを示していると考えられる。

図-13には同じく非排水せん断における全応力経路上の点での軸ひずみと相対密度の関係を各供試体径で示した。バラツキはあるが全体に全応力経路上での軸ひずみは相対密度が低くなるほど大きな値となり、φ150mm供試体はφ70~35mm供試体に比べ相対密度にかかわらずやや小さな値となる傾向にある。

図-14には全応力経路上の点でのφ'に合わせて過剰間隙水圧 $\Delta u = -196\text{kPa}$ (有効拘束圧 $\Delta\sigma_r' = 0\text{kPa}$)の時のφ'と相対密度の関係を各供試体径で示した。この点でφ'の値は供試体径の影響は認められず、一義的な関係となっている。これは非排水せん断の有効応力経路が正のダイレイタンスー領域で、供試体径によらず一致してくるためと思われる。

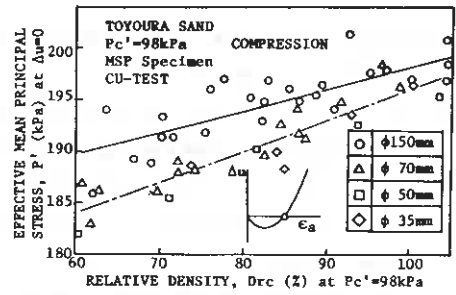


Fig.12

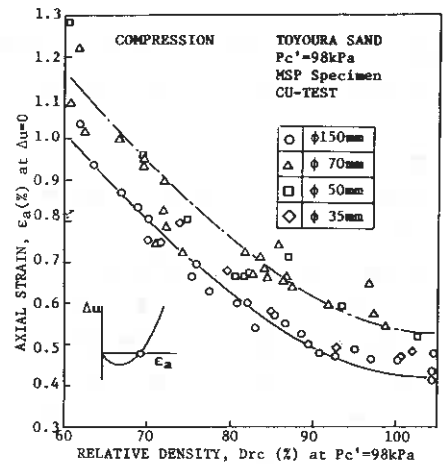


Fig.13

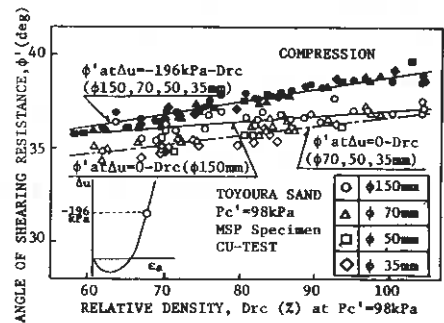


Fig.14

5. あとがき

供試体直径が砂の非排水三軸圧縮試験に与える影響について、排水試験結果と比較しながら検討を加えた。得られた結果を以下に要約する。

- (1) 砂の応力-ひずみ関係は $\phi 70\sim 35\text{mm}$ の小径の供試体においては排水、非排水せん断にかかわらず各々の条件でほぼ等しい挙動を示すが、 $\phi 150\text{mm}$ 供試体は若干異なる挙動を示す。
- (2) 排水せん断で $\phi 70\sim 35\text{mm}$ の小径の供試体で体積変化特性に差異が認められなかったのに対し、非排水せん断では $\phi 70\sim 35\text{mm}$ で明らかな過剰間隙水圧変化特性の差異が認められる。
- (3) 非排水せん断において $\phi 50\sim 35\text{mm}$ の間では Δu_{max} の値に供試体径が大きく影響を及ぼすのに対し、 $\phi 150\sim 70\text{mm}$ のあいだでは供試体径の影響は小さい。
- (4) 全応力上の点でせん断抵抗角は、排水、非排水条件にかかわらず $\phi 150\text{mm}$ 供試体と $\phi 70\sim 35\text{mm}$ 供試体とのあいだで供試体径の影響が認められる。

最後に、本研究の実施に際し日頃からご指導いただいている本学三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た宮永孝志、古川智巳（室工大4年）各君に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 後藤・龍岡・本山：砂の三軸圧縮強度の寸法効果について，第20回土質工学研究発表会講演集，pp.355-358,1985
- 2) 後藤・龍岡・井口：三軸供試体の寸法および境界条件が粗粒材の静的変形強度特性に与える影響，粗粒材の強度変形特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集，pp.1-8, 1986
- 3) 後藤・龍岡・井口：砂の三軸圧縮強度の寸法効果，第41回土木学会年次講演集Ⅲ，pp.267-268,1986
- 4) 磯崎・新田：粗粒土の三軸せん断挙動に対する供試体寸法と構造依存性に関する研究，土質工学会道支那技術報告集第27号，pp.125-130,1987
- 5) 磯崎・新田：砂の三軸挙動に及ぼす供試体寸法と構造の影響，第42回土木学会年次講演集Ⅲ，pp.222-223,1987
- 6) 磯崎・新田：砂の三軸強度特性の供試体寸法と構造依存性に関する実験的・解析的研究，室蘭工業大学研究報告，Vol.37,pp309-318,1987
- 7) S.Miura and S.Toki: A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77, 1982
- 8) S.Miura and S.Toki: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
- 9) 山下・土岐・三浦：低圧力下における飽和砂の変形特性，第40回土木学会年次講演集Ⅲ，pp.445-446, 1985

北海道における農業用ダムロック材の変形特性について

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

北海道開発局土木試験所
//
上山試験工業機技術研究所

○秀島 好昭
中村 和正
加地 真

まえがき

国営農業用ダムはフィルタイプが大多数を占め、築堤材として低品質の軟質岩を積極的に活用する技術開発が望まれている。道内の軟質岩は、新第三紀鮮新世・中新世の比較的固結度の低い泥岩・頁岩等の堆積岩と風化の進んだ火成岩である。硬質なものとは比べ、特に軟質な岩は粒子破碎を起こし、締固めた岩の密度や透水性の変化等が生じたり、せん断抵抗の発現が概して小さいなどの特徴を有する。さらにせん断時の応力とひずみの関係に非線形的特徴を示し、フィルダムの変形解析には、この関係を取込んだ非線形弾性解析等も行われる。本報の2に道内の岩石材料の変形（圧密・せん断時）に関する概要を述べ、3には別途の試料を用いたせん断時の粒子破碎と変形特性に関する試験結果と考察を述べた。

1. 試料について

2での考察には、フィルダム材料調査のうち20地区の試料を採用した（火成岩では、安山岩・流紋岩・輝緑岩、堆積岩では、砂岩・頁岩・泥岩・粘板岩・シルト岩・熔結凝灰岩である）。道内の岩石材料は、その力学性・耐久性等を表わす諸定数は吸水率の大小と強い関係を示す¹⁾。これは、岩内部に存在する亀裂や風化生成物の量が、吸水率をパラメータとして表現でき、これらを原因とした変形特性・せん断抵抗特性が発現されるからである。したがって、2では特に吸水率の階級ごとに変形特性を整理した。そのほか、2についての試料に関する事柄は、つぎに示すとおりである。

- ①大型三軸圧縮試験（供試体は直径30cm、高さ60cm、最大粒径50.8mm）の圧密排水条件（C D-TEST）のデータである。
- ②供試体の作成は、締固めエネルギー5.625cm³・kgf/cm³を標準に、相対締固めエネルギー率30~300%の範囲のものである。
- ③岩石材料の吸水率とは、試験粒度での合成した比重と吸水率から求まる合成の吸水率Qとする。

さらに、3では表2に記した性質をもつ4試料を中型三軸圧縮試験（C D-TEST、供試体は直径10cm、高さ20cm、最大粒径19.1mm）に供した。

2. せん断試験時の変形特性

1) 圧密特性

等方圧密による体積変化量は、拘束圧により決るもので、さらにその変化量の大小は、圧密初期の間隙量・浸水による破碎性・粒度分布・岩の圧縮強度等と関係が深いとされている。試料の圧密量は圧密初期の間隙比および骨材の吸水率と関係がみられることから、間隙比と吸水率に関して以下のように考察した。拘束圧に応じた圧密量の変化を表わす式は(1)式が適当である。

表1 記号の説明

a, c, b ₀	圧密に関する定数
B _M	Marsal の破碎率 (%)
c, φ _d	粘着力、せん断抵抗角
D, G, F	ボアソン比のパラメータ
E _i , E _t	初期接線変形係数、接線変形係数
e _b	供試体作成時の間隙比
G _b	供試体作成時の合成乾比重
K, n	Janbu's のパラメータ
p ₀	大気圧 (σ ₃ と同単位)
Q	吸水率 (%)
R _f	破壊比
V, ΔV	供試体の体積、体積変化
σ ₁ , σ ₃	最大、最小主応力 (kgf/cm ²)
ε ₁ , ε _v	軸ひずみ、体積ひずみ
v _t	接線ボアソン比
ρ _d	供試体の締固め密度
ρ _{d ult}	密度曲線から求めた締固め密度飽和値
下添字 f, ult	は破壊時と終局時

表2 3で用いた材料の物性値と作成時の間隙比

岩種	G _b	Q (%)	e _b
安山岩	2.485	3.2	0.34
輝緑岩	2.540	1.3	0.36
花崗岩	2.665	1.0	0.43
泥岩砂岩	1.885	15.8	0.27

$$\Delta V/V = \sigma_3 / (a_c + b_c \cdot \sigma_3) \quad \dots \dots \dots (1)$$

(1)式で、 V 、 ΔV ：圧密前の体積、圧密後の体積変化量 σ_3 ：拘束圧(kgf/cm²)
 a_c 、 b_c ：圧密に関する係数

(1)式の極限計算からわかるように、得られた $\sigma_3 \sim (\Delta V/V)$ 曲線は $\sigma_3 = 0$ のとき $1/a_c$ の傾きをもち、 $\sigma_3 = \infty$ のとき $\Delta V/V$ は $1/b_c$ の値に近づく。試料群ごとに係数 a_c 、 b_c を求め、各吸水率のグループについて示すと図1、2のとおりである。 a_c と e_b とは直線的な関係が成り立ち、間隙比が大きいと小さな拘束圧でも体積変化量は大きい(a_c が小さい)ことがわかり、さらに吸水率が大きいものでは a_c が小さい。 b_c と e_b との関係については2次の近似曲線を適用した。図2をみると、吸水率が大きいものでは最終圧密量が大きいこと、さらに吸水率が小さなものでは、初期の間隙比が小さいと最終圧密量は極端に小さくなる(b_c が高次で大きくなる)ことなどがわかる。火成岩を含む、これらの関係式は表3に示した。

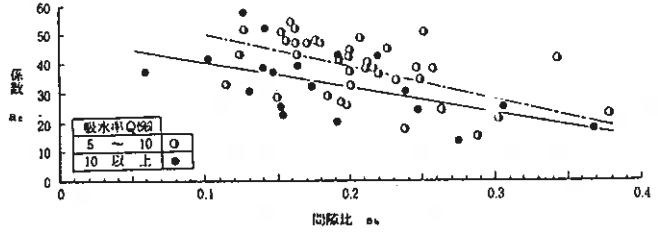


図1 間隙比 e_b と係数 a_c との関係(堆積岩)

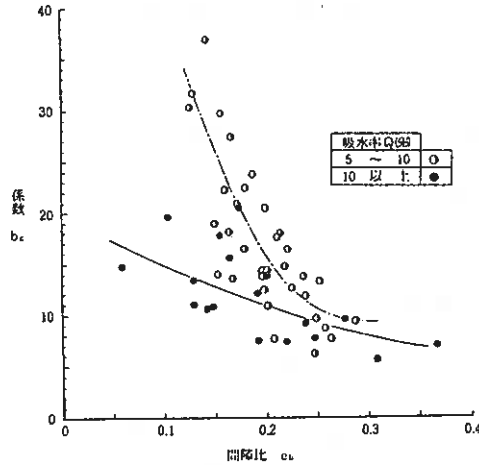


図2 間隙比 e_b と係数 b_c との関係(堆積岩)

2)せん断破壊時のダイレタンスー比

破壊時のダイレタンスー比 $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)$ と拘束圧 σ_3 の関係を求めると図3、4のとおりである。両図は、3つの吸水率の階級および3つの乾燥密度の階級に属する試料の平均値を示したものである。各階級は凡例のとおりであるが、乾燥密度の階級は(1)式で定義したものと同義の双曲線型の近似曲線を相対密度曲線に適用し、各試料の締固め密度の飽和値(上限値) ρ_{dult} と作成時の供試体乾燥密度 ρ_d との比から3つの階級を選んだ。 ρ_d/ρ_{dult} が大きいくほど、よく締った状態のものである。両図とも拘束圧が小さい場合ほど、また、よく

表3 圧密に関する定数 a_c 、 b_c

(定数 a_c)			
岩種	吸水率 Q (%)	関係式	相関係数 r
堆積岩	5~10	$a_c = 61.9 - 111.7 e_b$	0.571
	10以上	$a_c = 49.6 - 87.6 e_b$	0.567
火成岩	0~5	—	—
	5~10	$a_c = 73.2 - 126.5 e_b$	0.979
	10以上	$a_c = 40.1 - 63.2 e_b$	0.749

(定数 b_c)			
岩種	吸水率 Q (%)	関係式	相関係数 r
堆積岩	5~10	$b_c = 81.9 - 510.7 e_b + 896.2 e_b^2$	0.837
	10以上	$b_c = 20.0 - 48.4 e_b + 22.9 e_b^2$	0.658
火成岩	0~5	—	—
	5~10	—	—
	10以上	$b_c = 52.6 - 168.7 e_b + 166.4 e_b^2$	0.744

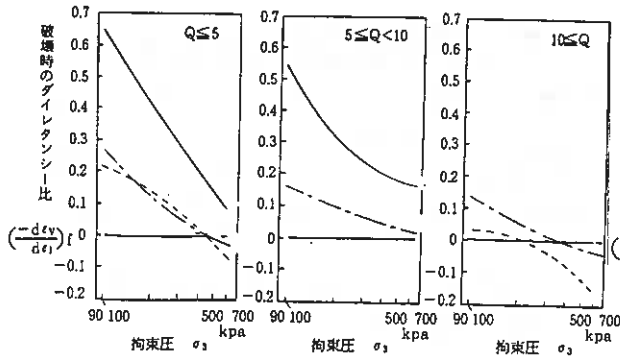


図3 拘束圧 σ_3 と破壊時のダイレタンシー比 (火成岩)
 $1 \text{ KPa} = 0.010197 \text{ kg f / cm}^2$

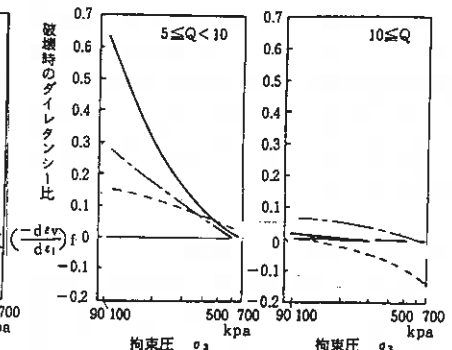


図4 拘束圧 σ_3 と破壊時のダイレタンシー比 (堆積岩)

締ったものほど、ダイレタンシー比は大きいことがわかる。さらに、吸水率が高い材料では破壊時のダイレタンシー比は小さいことがわかる。締固めた材料のダイレタンシーの発現の大小は、見掛けのせん断抵抗の大小に関係が深い²⁾。すなわち、ダイレタンシー比が大きいものほどせん断抵抗角が一般に大きいことから³⁾、せん断過程における体積変化機構の追求は重要である。

3) 非線形解析パラメータ

岩石材料を含めダム築堤材の非線形特性をうまく表現するため、理論的な検討と実験による応力とひずみの数式表示・解析の2つの方法が今日までにとられている。このうち Duncan & Chang の式⁴⁾が多用されている。Kondner らの式⁵⁾を展開して、偏差応力とひずみの関係は(2)式で表わされる。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_t = \frac{\varepsilon_1}{[1/E_t + \varepsilon_1 \cdot R_t / (\sigma_1 - \sigma_3)_t]} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t = R_t (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$

ここで Janbu の実験式、 $E_t = K \cdot p_a \cdot (\sigma_3 / p_a)^n$ と Mohr-Coulomb の破壊則を $(\sigma_1 - \sigma_3)_t$ に代入して、変形係数に関する(3)のような Duncan & Chang の式を得る。

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_t (1 - \sin \phi_d) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi_d + 2 \sigma_3 \cdot \sin \phi_d} \right\}^2 K \cdot p_a \cdot (\sigma_3 / p_a)^n \quad \dots (3)$$

ポアソン比 ν_t についても同様な式展開が得られる。

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log (\sigma_3 / p_a)}{(1 - \alpha)^2} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$(4) \text{式で } \alpha = \frac{D (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot p_a \cdot (\sigma_3 / p_a)^n R_t (1 - \sin \phi_d) (\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \cdot c \cdot \cos \phi_d + 2 \sigma_3 \cdot \sin \phi_d)}$$

締固め状態、吸水率階級ごとに、非線形パラメータ K 、 n 、 G 、 F を求めた⁶⁾。締固め密度飽和比 0.9における事例を表4に示した。表4から推察されるように、吸水率 Q が高いものは小さなものと比べ変形係数は小さいとされる。

表4 非線形パラメータ K, n, G, F
(締固め密度飽和比 0.9のときの事例)

岩種	吸水率	K	n	G	F
堆積岩	$5 \leq Q < 10\%$	330	0.47	0.25	0.15
	$10\% \leq Q$	180	0.71	0.25	0.16
火成岩	$0 \leq Q < 5\%$	390	0.43	0.23	0.17

3. せん断変形と粒子破碎

当節では中型三軸試験の不飽和せん断過程での粒子破碎を計測した。試料は安山岩(An)、輝緑岩(Db)、花崗岩(Gr)、泥岩砂岩(MsSs)の4種である。拘束圧はAn, Dbについては1, 3, 4 kgf/cm²、Gr, MsSsについては1, 3, 5 kgf/cm²である。せん断はおよそ3, 6, 10, 15%の軸ひずみを目安として終了した。Marsalの破碎率 $BM^7)$ をせん断前後の粒度分布より求めた。

表5 せん断ピーク時の体積ひずみ ϵ_v (%)

岩種 \ σ_3 (kgf/cm ²)	1	3	4	5
A n	-0.5	2.6	5.7	-
D b	-0.6	1.8	2.3	-
G r	-0.2	4.6	-	5.0
M s S s	2.8	4.2	-	7.0

図5をみると軟質とされる泥岩砂岩では、拘束圧が高いほど、ひずみの増大に伴う破碎率の増加の度合いが大きくなっていることがわかる。これに対し、安山岩や輝緑岩ではこの傾向は明確ではない。

表6 非線形パラメータ K, n
(中型三軸試験による)

岩種	K	n
A n	389	0.47
D b	417	0.39
G r	240	0.65
M s S s	158	0.45

さらに拘束圧の同じものとみると、泥岩砂岩と花崗岩は、安山岩と輝緑岩に比べてせん断中に粒子破碎が大きく進んでいることがわかる。一方、表5に示したピーク時の体積ひずみでは、泥岩砂岩と花崗岩では大きな収縮がみられるのに対して、安山岩と輝緑岩では収縮は小さく一部には膨張したものもみられる。このことは、せん断過程における強度発現の機構に相異のあることを示唆している。

すなわち、泥岩砂岩や花崗岩ではせん断の初期から粒子破碎が進み、粒子間のかみ合いによる強度の発現は小さい。これに比べて、安山岩や輝緑岩では粒子破碎が小さいことと体積の収縮の小さいことから、せん断の初期段階でインターロッキングによる強度の発現が大きいと考えられる。

2節で求めたと同様に、初期接線弾性係数 E_t を表示するJanbuの式における K 、 n を求めると表6のとおりである。

あとがき

軟質なロック材の変形特性は、間隙比などの一般的条件のほかに粒子破碎、しいては岩の水分状態によって異なる。圧密特性で示したとおり、初期(転圧施工)に十分な締固めを行うことにより、その後の相対的な圧密沈下量は軽減する。さらに、その状態では大きな変形係数を獲得することができる。およその非線形パラメータを示したように、吸水率の高いロック材では変形係数は小さく、盛土の沈下量計測など計量管理の重要性が示唆される。

軟質な岩のせん断強度・変形特性はせん断応力、スレーキング、風化作用など諸要因による粒子破碎により左右される。したがって、ダム構造物等の長期安全性が求められるものについては、各要因との相乗・相殺の様子を明確にしたうえで、設計定数を決定することが望まれる。これらは、今後の主要課題とされる。

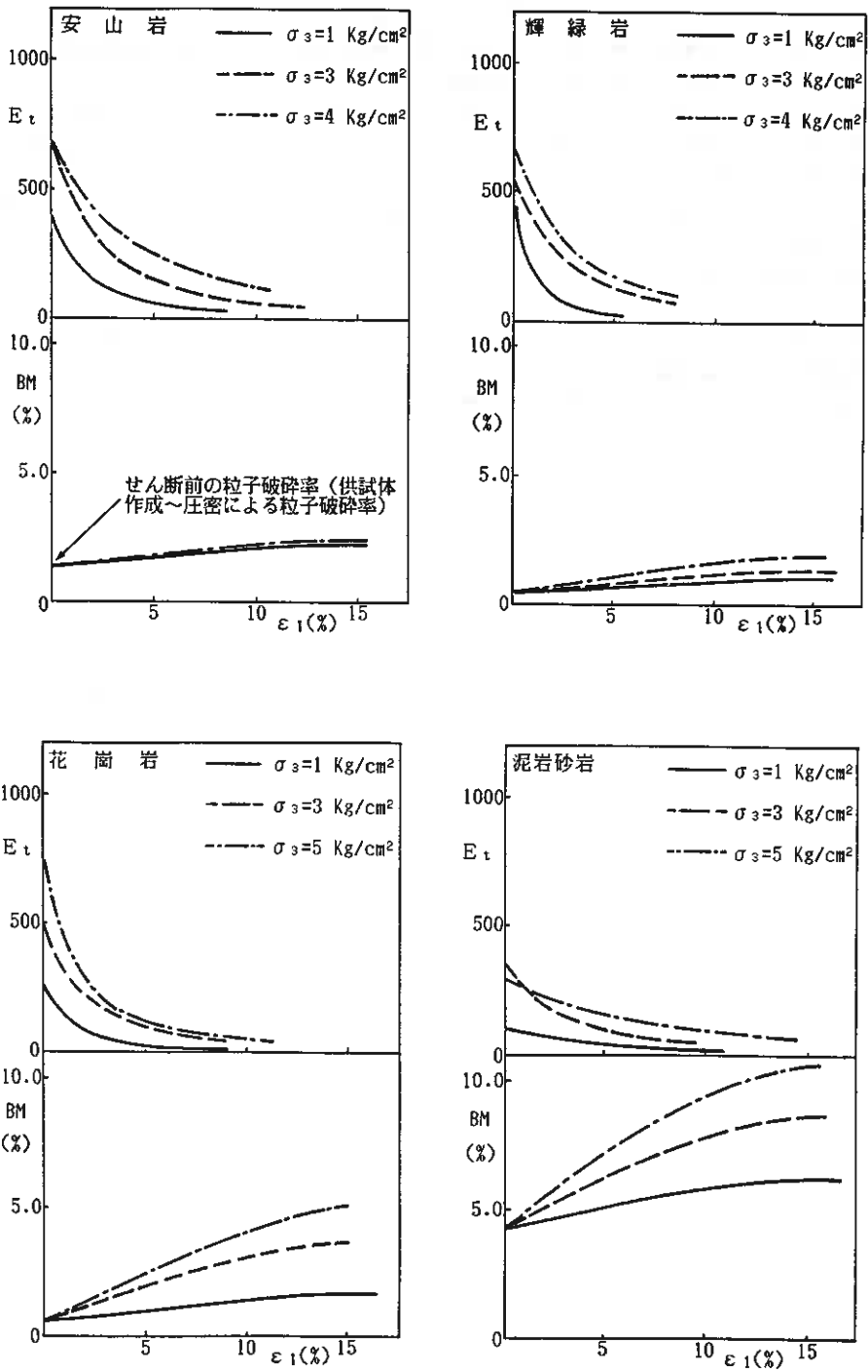


図5 軸ひずみ ϵ_1 と接線弾性係数、破碎率 BM との関係
(中型三軸圧縮試験による)

参 考 文 献

- 1) 秀島好昭・中村和正・宮崎晃, 農業用ダムの岩石材料の特性(その1), -岩石の吸水率とせん断抵抗力-, 1987年北海道開発局技術研究発表会(投稿中)
- 2) Raymond N.Young and P.Warkentin, Soil Properties and Behavior, ESP Co, PP.297~304(1975)
- 3) 神谷光彦・多田哲司, 粗粒材料のせん断強度と粒子破碎について, 第35回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集, pp2~5,(1986)
- 4) J.M.Duncan and Chin-Yung Chang, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, ASCE, Vol. 96 No.SM5, September,1970
- 5) R.C.Kondner,Hyperbolic Stress-Strain Response;Cohesive Soils, ASCE, Vol.89 No.SM1, February, 1963
- 6) 秀島好昭・宮崎晃・中村和正, 灌漑ダムの岩石材料の変形係数などに関する考察, 第36回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集, pp.104~107,(1987)
- 7) 土質工学会:ロックフィル材料の試験と設計強度, 1982

1. まえがき

泥炭地盤は、地下水位の変動により大きな地盤沈下が生ずることが知られている。この沈下の要因としては地下水位の低下により生じた有効応力の増大による圧密沈下、乾燥による泥炭の収縮などが挙げられる。前者は繰返し載荷による圧密による沈下と同義と解することができ、筆者は室内圧密試験による泥炭の繰返し圧密について報告してきた¹⁾²⁾。その結果、繰返し圧密により沈下挙動は圧密圧力により異なることや、沈下速度が時間の経過と共に大きくなることを示した。そこで、本報は繰返し圧密時間を変え、泥炭の繰返し圧密における圧密時間の影響を調べた結果の報告である。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた試料は美瑛市より、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 1.47、強熱減量 96%、分解度 64%で、土砂含有が少なく大部分が植物の残遺体で構成される泥炭である。試験供試体の初期間隙比は表-1に示す。

表-1 試験名と試料の初期間隙比

載荷荷重 (kPa)	繰返し(1時間)		繰返し(2日)		単一載荷	
	試験名	間隙比	試験名	間隙比	試験名	間隙比
20	C20-1h	20.19	C20-2d	15.59	L20	20.56
39	C39-1h	16.98	C39-2d	15.74	L39	15.91

実験は圧密試験機を用いて行ない、供試体径 7.5cm、高さ 4cm である。圧密試験は 10kPa より載荷応力比 2 で 4 日間づつ圧密し、所定の圧密圧力に達したのち 4 日間圧密し、繰返し圧密を行った。載荷・除荷の時間は各々 1 時間と 2 日間の 2 種である。1 時間繰返しの試験は 3 日間・約 35 サイクル行い、2 日繰返しは 80 日間・約 20 サイクル行った。但し、最終段階の載荷はいずれの試験も 1 週間程度とした。載荷荷重は 20, 39kPa について報告する。除荷荷重はいずれも載荷荷重の 1/2 とした。また、比較のために単一載荷による長期圧密試験も行った。さらに、39kPa の試験では長期圧密ののち載荷・除荷の時間各々 2 日間の繰返し圧密試験も実施した。

3. 実験結果とその考察

載荷・除荷の繰返し回数 N とそのときの間隙比変化量 Δe の関係を図-1 に、圧密時間 t と沈下ひずみ ϵ の関係を図-2 に示す。両図とも縦軸は試験相互間の比較を容易にするために平行移動をしたもので、間隙比や沈下ひずみの絶対値を示すものではない。また、図-2 は長期圧密との比較のために、繰返し試験は載荷部分のみを連続して描き、除荷時の膨張量の変化は示していない。これは、除荷による膨張は載荷試験では瞬時のうちに沈下するため、長期圧密との比較は除荷の部分を除くことが妥当と判断したためである。図-1 より、一般的な傾向として、載荷することにより供試体は沈下し、間隙比は減少する。除荷により膨張するが、載荷前までの間隙比に復元することはなく塑性ひずみを生ずる。そして、載荷・除荷を繰返すことにより、塑性ひずみが蓄積されて間隙比が減少してゆく傾向にある。

圧密圧力 20kPa の 1 時間繰返しの C20-1h と 2 日繰返しの C20-2d を比較すると、1 時間繰返しでの繰返し数の増加による沈下量は非常に小さく、2 日繰返しでは 7 サイクル目までの繰返しによる間隙比の変化は大きい、それ以降では繰返し数に比例して間隙比が減少する結果となった。また、図-

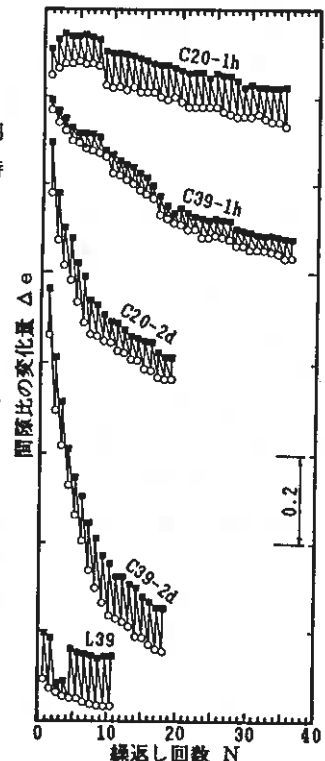


図-1 繰返し数と間隙比の関係

2の時間～沈下ひずみ曲線で繰返し試験と単一載荷の試験と比較すると、1時間繰返しでは沈下速度は単一載荷の試験とほとんど変わらず、繰返し載荷による沈下の促進の傾向はみられなかった。この傾向は別に行った北村泥炭(強熱減量42%)の試験でも同様な結果が得られ、低い圧密圧力での繰返し時間が短い試験では、繰返し載荷による沈下はほとんど見られなかった。また、2日繰返しでは、繰返し数の少ない範囲では沈下速度は単一載荷より大きくなるが、繰返し数が多くなると単一載荷の沈下速度とほとんど同じになった。

つぎに、圧密圧力39kPaの試験では、図-1より間隙比の変化は、1時間繰返しのC39-2hでは約20サイクルまでは間隙比の変化が大きいが、繰返し数がそれ以上になると繰返しによる

間隙比の変化が少なくなる。また、2日繰返しのC39-2dでは10サイクルまでの間隙比の変化は非常に大きく、それ以降では繰返し数に比例して間隙比が減少している。つぎに、約80日間39kPaの圧力で圧密した後の2日繰返しのL39では、繰返しによる間隙比の変化はほとんどなかった。これを図-2の時間～沈下ひずみ曲線でみると、1時間繰返しでは、繰返し載荷を受けることにより沈下が急激に大きくなり、繰返し後の沈下速度も単一載荷の後半部の傾きと同じになり、繰返し載荷が沈下の進行を早めることを示している。2日繰返しのC39-2dは繰返しによる沈下量の増大は顕著であり、本試験の繰返し回数範囲内では沈下速度は単一載荷の場合より大きくなっている。また、単一載荷により長期圧密後の2日繰返しでは、圧密がほぼ完了して二次圧密領域に入っているものと思われるため、繰返しによる沈下量の増大の傾向はみられず、単一載荷の時間～沈下ひずみ曲線を延長した線と重なる結果となった。

ここで、繰返し時間の違いについてみると、2日繰返しの沈下ひずみが大きくなっている。これは、圧密時間の違いの影響、すなわち、泥炭の圧密沈下には二次圧密の占める部分が大きいため、圧密時間が長くなるほど二次圧密による沈下量の増大の割合が大きくなることや、さらに、本試料の繰返し載荷による個々の段階での沈下曲線は、二次圧密沈下のように一様な沈下速度で沈下するのではなく、1500～2000min経過した時点より沈下速度が早くなる傾向にあり、この後半部の沈下速度の増大が、繰返し回数がかかなり大きくなっても、2日繰返しの沈下量が大きくなった要因であると考えられる。

つぎに、圧密荷重の大きさによる違いを見ると、2日繰返しの例で顕著にみられるように、載荷荷重の大きい試験ほど繰返し載荷の影響による沈下量の増大の傾向がみられた。これは、載荷荷重の違いによる沈下量の大きさの違いもあるが、泥炭の圧密係数が載荷荷重が大きくなると小さくなることにも起因すると思われる。すなわち、同一の圧密時間であっても、載荷荷重の小さい試験では圧密がかかなり進行しているのに対し、載荷荷重が大きくなると、圧密の進行が遅いため、繰返し載荷の影響を顕著に受けることになるためである。

これらのことより、泥炭の繰返し圧密では、繰返し圧密の時間や圧密荷重により沈下の傾向が異なることや、L39の結果よりみて、繰返し載荷を行う時点での試料の圧密度にも影響される結果となった。

参 考 文 献

- 1) 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
- 2) 神谷光彦(1987):「泥炭の繰返し圧密について」, 第36回農業土木学会道支部研究発表会要旨集, pp.74～77

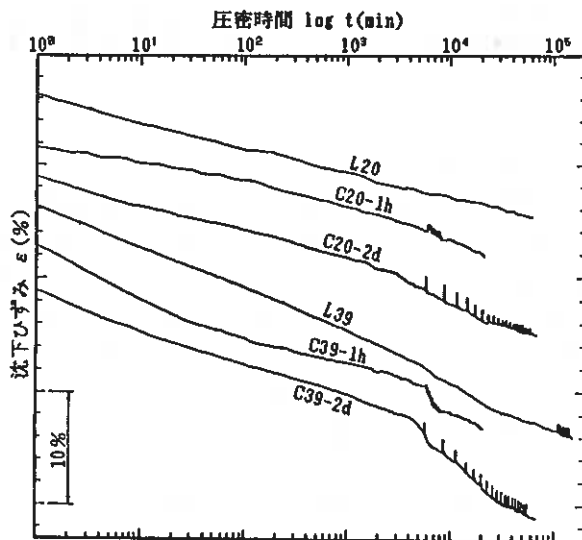


図-2 時間～沈下ひずみ曲線

1. はじめに

筆者らは、北海道内各地で採取した様々な含水比の泥炭について、有効拘束圧を変化させて非排水繰返し三軸せん断試験を実施し、地盤の地震応答解析を行う際必要となる泥炭の動的変形特性の定式化を検討してきた。検討の結果、初期せん断剛性率 G_0 については(1)式で整理できることを明らかにした^{1) 2)}。

$$G_0 = 1740 W_c^{-0.67} (\sigma_c')^{0.55} \quad (1)$$

また、せん断剛性率 G と減衰比 h のひずみ依存特性については、Hardin-Drnevich モデルの適用が可能で、(2)~(5)式で整理出来ることを明らかにするとともに、別の地点の泥炭で 0.1 kgf/cm^2 の有効拘束圧での非排水繰返し三軸せん断試験や P S 検層を行い、これらの式が低拘束圧の条件下でも適用可能であること、これらの式を用いて推定した原位置における泥炭層のせん断剛性率と P S 検層により求めたそれとがほぼ一致することなどを明らかにした^{3) 4)}。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad (2)$$

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W_c (\sigma_c')^{0.42} \quad (3)$$

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad (4)$$

$$h_{\max} = 0.23 \quad (5)$$

本報告は、さらに北海道内の泥炭地盤における P S 検層の実施例による検証や強震観測波による検証、過去の地震による被害事例の検証を行い、上式の適用性の総合的な検討結果をとりまとめたものである。

2. P S 検層による検証

北海道内の泥炭地盤における P S 検層の実施例は非常に少ない。これは、地震応答解析を伴った耐震設計が、泥炭地盤上に築かれる土構造物などについてはまだ一般的に行われるまでには至っていないためと思われるが、前報³⁾で紹介した 2 地点も含めて、開発局管内で 6 箇所の実施例があった。これらは、測定の方法がそれぞれ異なるため、同じレベルの精度でデータが揃っているわけではないが一部推定でデータを補完することにより、上式を用いて原位置の泥炭層のせん断波速度やせん断剛性率を求めることが可能である。その計算結果と P S 検層結果とを比較したのが図 - 1, 2 である。

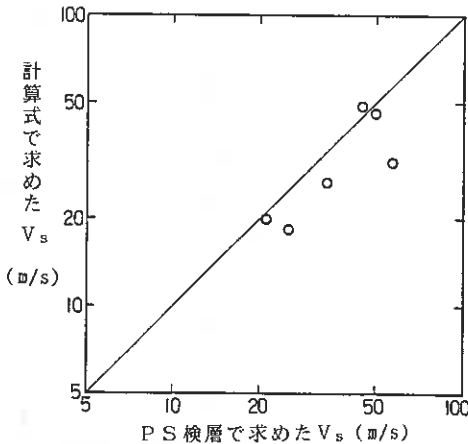


図 - 1 せん断波速度 V_s の比較

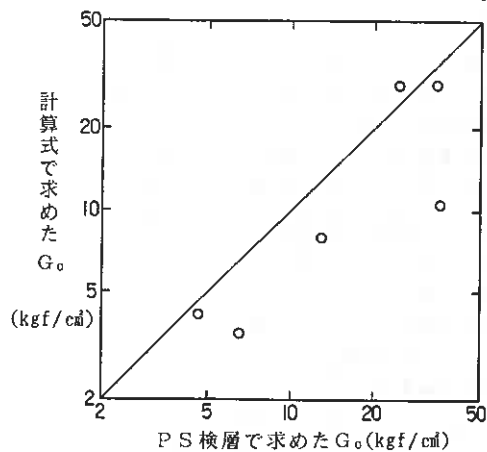


図 - 2 初期せん断剛性率 G_0 の比較

これらの結果を見ると、計算値はPS検層値に比べて少し小さい傾向があり、室内での動的試験で求めた値がPS検層値より小さいという一般的な傾向と合っているようである。しかし、泥炭の場合は、原位置における有効拘束圧が低く、前報³⁾で確認されたようにサンプリングの際の応力解放による試料の乱れは少ないと考えられるので、原位置の泥炭層が地下水の変動や積雪の影響により過圧密状態にあったためか、あるいは龍岡ら⁵⁾が指摘するように圧密時間の差による（すなわち原位置の泥炭層では二次圧密の影響が現われている）ためと考えられる。

また、Vs に比べてGo の差が大きいが、これはGo がVs の二乗に比例することから容易に理解出来る。

いずれにしても、含水比が100~600%と広範囲で、様々な地点の泥炭であるにもかかわらず、計算値とPS検層値は比較的良好一致を示していると判断される。

3. 強震計観測波による検証

3-1 強震計設置箇所の地盤概要

設置箇所は、一般国道244号別海町別海橋の旧道地点で、根室半島と野付岬のほぼ中間に位置し、根室湾に注ぐ西別川河口にあたり、基盤（深度40m）と地表（深度2m）に強震計が設置されている。

この地域の地質は、洪積世の火山砕屑物からなる薫別層および床丹浮石層を基盤とし、その上を沖積世の泥炭層、現河川および氾濫原堆積物が覆っている⁶⁾。ボーリング結果は図-3に示すとおりで、地表より深度1.1mまでは粗粒砂、1.1~4.15mは泥炭と火山灰の互層、4.15~8.3mは細粒~粗粒砂、8.3~19.0mは砂質シルト、19.0~20.2mは粗粒砂、20.2~23.75mは砂質シルト、23.75~28.0mは中粒~粗粒砂、28.0~40.0mは火山灰と続いている。また地下水位は深度1.95mに位置している。

泥炭は火山灰およびシルトを含み、火山灰と互層をなしている。その物性は含水比が116~205%、乾燥減量が20~36%で北海道内の泥炭の下限値に近く、分解度は70~88%を示している。

3-2 原位置試験

原位置試験としては、ボーリング孔を利用した密度検層、PS検層、さらに地表で常時微動測定を実施した。

密度検層の測定は、放射性同位元素（コバルト60）を線源とする測定器で深さ方向に連続的に行った。PS検層は、板たたき法により1.0m間隔で行った。この両試験の結果は図-3に示すとおりで、泥炭層のせん断波速度は113m/sであり、前述した他地点の値と比較してかなり速い速度となっている。この原因としては、泥炭が火山灰やシルト混り火山灰と互層をなしており、また堆積状態も水平とは限らず、過去の工事等により自然堆積地盤でなかったか、過圧密の状態であったためと考えられる。

常時微動は、速度型地震計で3成分（N-S, E-W, 上下）の測定を行った。さらに測定時間20秒間のフーリエスペクトルを求め、20秒区間を1秒ずつ移動して2048個のフーリエスペクトルの平均（測定時間34分余り）を求めた。測定結果の一例と

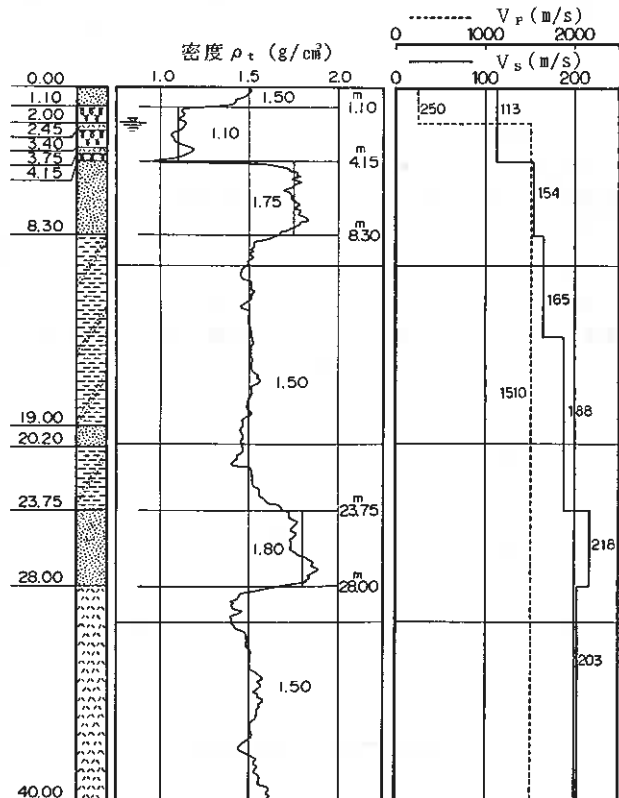


図-3 観測地点の土層と密度および速度分布

してNS成分の結果を図-4に示す。固有周波数は1.20Hzである。他の成分について固有周波数のみを示すと、EW成分では1.15Hz、上下成分では1.30Hzである。

3-3 地盤の動的特性のモデル化

①初期せん断剛性率 G_0

初期せん断剛性率は密度検層で求めた密度 ρ とPS検層で求めたS波速度とから(6)式で算出した。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (6)$$

また、泥炭層の値は、含水比と有効拘束圧とから(1)式で求めたものとの2通りとし、(6)式で求めたものをモデル1、(1)式で求めたものをモデル2とした。モデル1の場合は $G_0 = 143 \text{ kgf/cm}^2$ 、モデル2の場合は地下水位より上が 19 kgf/cm^2 、地下水位以下が

22 kgf/cm^2 であり、PS検層から求めた値と計算式で求めた値は大きく違っている。2章で比較した他の地点と比べてもその違いは大きい。この原因として、前述した地盤の条件とともに、互層となっている層全体を泥炭の含水比のみでモデル化していることなどが考えられる。

② $G/G_0 \sim r$, $h \sim r$ 関係

砂質土、粘性土については、建設省土木研究所で取りまとめている方法⁷⁾により求めた。また火山灰については砂質土と同様に求めた。さらに、泥炭については(2)~(5)式により求めた。

以上のモデル化において、静止土圧係数 K_0 は0.5とした。

3-4 地震応答解析方法

解析については一次元の重複反射法により行い、プログラムはLysmer等により開発されたSHAKEを用いた。このプログラムは、地震時における土の非線形性を等価線形で考慮している。

解析結果は、次の観点から観測波との比較を行った。

- ① 最大加速度の比較
- ② 波形の比較
- ③ パワースペクトルの比較
- ④ 加速度応答スペクトルの比較
- ⑤ 初期せん断剛性率 G_0 を用いて求めた伝達関数と常時微動のスペクトルとの比較
- ⑥ 応答解析で収束したせん断剛性率 G_{eff} を用いて求めた伝達関数と観測波の地表と基盤のフーリエスペクトル比との比較

解析に用いた地震波は、表-1に示すとおりで、最大加速度の比較では4つの地震波すべてを、②~⑥の比較では1978年12月6日に国後島付近で発生した地震波を用いた。

具体的には、基盤で観測された地震波を入力して地表の応答を求め、それと地表の観測波を比較した。

3-5 解析結果

① 最大加速度

4つの地震波について、観測値と解析値との最大加速度の比較を図-5に示す。モデル1の解析値に一部小さ目の値があるが、両モデルともに解析値と観測値は、全体的にはほぼ近い値を示していると言える。

② 波形

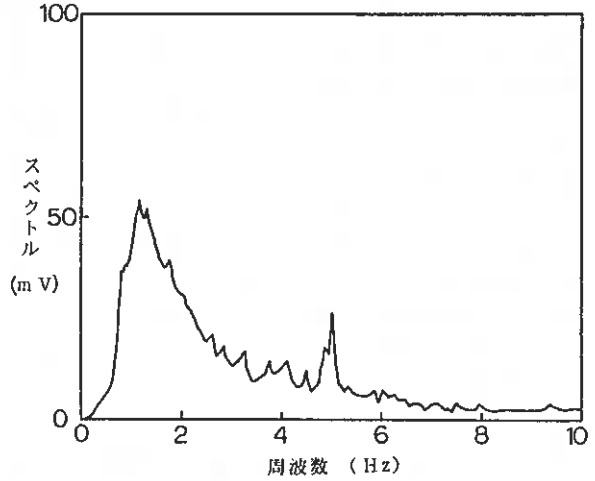


図-4 常時微動測定結果 (NS成分)

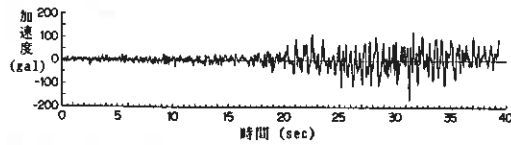
表-1 使用地震波

記録年月日	地震名	マグニチュード	解析	
			①	②~⑥
1972. 5.11	off Kushiro	5.8	○	
1978.12. 6	Near Kunashiri Is	7.7	○	○
1979. 7. 4	Near Kunashiri Is	5.9	○	
1981. 1.23	S Coast of Hokkaido	7.1	○	

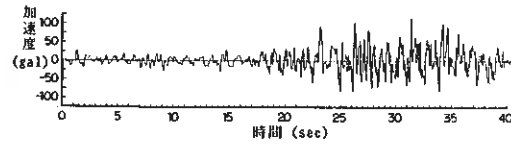
地表の波形を観測波、モデル1、2の順で図-6(a), (b), (c)に示す。モデル2は高周波成分が無くなり波形がなめらかになっており、その点ではモデル1の方が観測波に近いと言える。

③ パワースペクトル

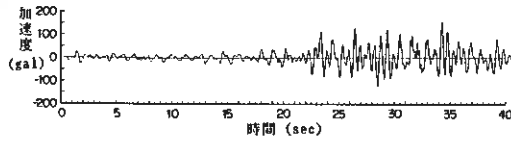
パワースペクトルを図-7~9に示す。モデル1、2ともスペクトルの大きな範囲が少し低周波にずれている。上述のとおりモデル2は高周波部分が無くなっているが、スペクトルの大きな1~2Hz付近はモデル1よりも似ている。



(a) 観測波



(b) モデル1



(c) モデル2

図-6 波形の比較

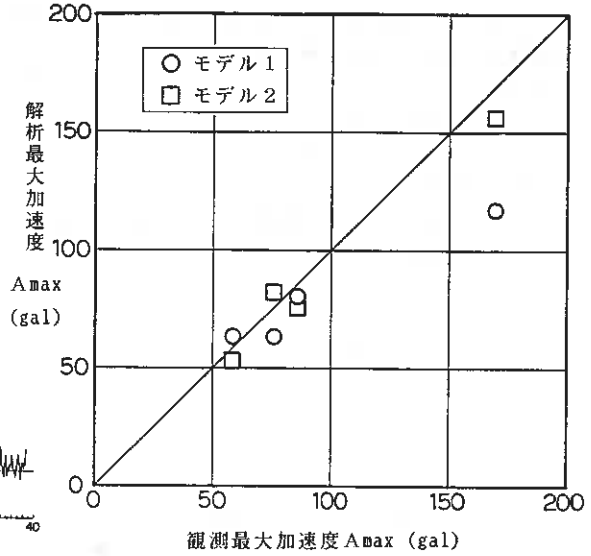


図-5 最大加速度の比較

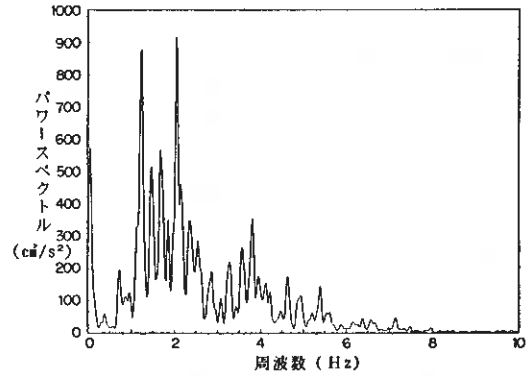


図-7 観測波のパワースペクトル

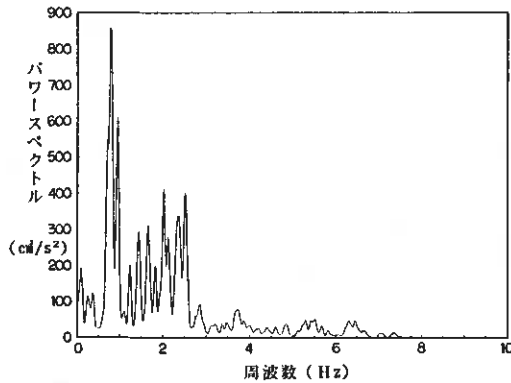


図-8 モデル1のパワースペクトル

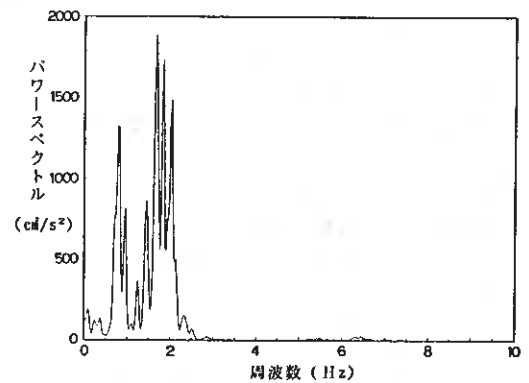


図-9 モデル2のパワースペクトル

④ 加速度応答スペクトル

減衰比5%の場合の加速度応答スペクトルを図-10に示す。また、最大応答加速度のピーク値とそ

の応答倍率，周期を表-2に示す。観測波と比較して，最大応答加速度のピーク値とその周期，全体の形において，モデル1が良く合っている。

表-2 加速度応答結果

	観測波	モデル1	モデル2
最大応答加速度	480	455	650
倍率	2.83	3.89	4.16
周期	0.40	0.40	0.60

⑤ 伝達関数と常時微動測定結果

モデル1, 2の初期せん断剛性率 G_0 を用いて求めた伝達関数を図-11,12に示す。

1次の固有周波数に着目すると，モデル1が1.25Hz，モデル2が1.20Hzであり，常時微動測定結果（NS成分1.20Hz，EW成分1.15Hz）とかなり一致した結果が得られた。

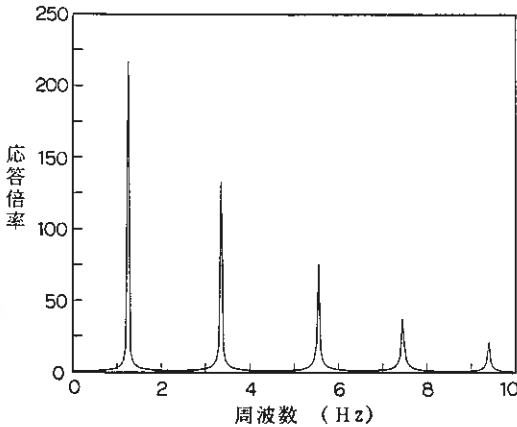


図-11 G_0 を用いた伝達関数(モデル1)

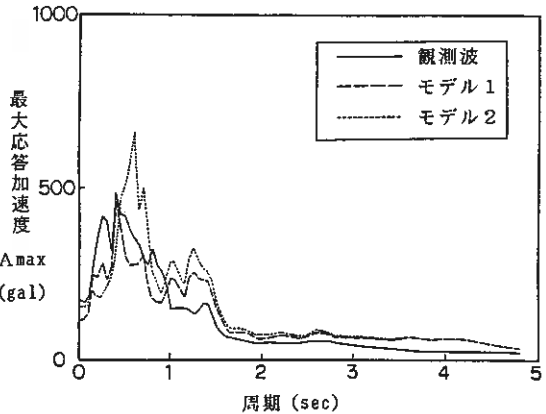


図-10 加速度応答スペクトル

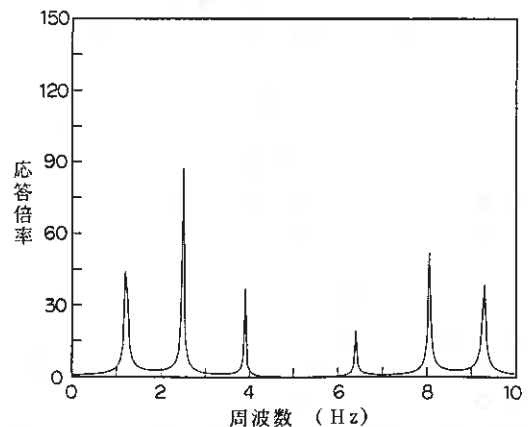


図-12 G_0 を用いた伝達関数(モデル2)

⑥ 伝達関数とフーリエスペクトル比

地表の観測波の基盤波に対するフーリエスペクトルの比を図-13に，さらに応答解析で収束した G_{eff} を用いて求めた伝達関数を図-14,15に示す。1次の固有周波数は，観測波のフーリエスペクトル比が1.17Hzであるのに対して，モデル1が0.95Hz，モデル2が0.925 Hzであり，8割程度の低い周波数になっているが，2次，3次の固有周波数も含めた全体の形はモデル1が良く似ている。

以上，①～⑥までの比較全体で見ると，やはり実測に基づくモデル1の方が計算式による推定のモデル2よりも若干観測波に近い結果になることは認めざるを得ない。しかし，これは前述のとおり，当該地点の泥炭層のせん断剛性率のPS検層値が，通常の泥炭に比べてかなり大きいものであったために生じたものであり，その点では原位置のせん断剛性率さえうまく推定することが出来れば，解析結果をモデル1程度まで観測結果に一致させられることを示したとも言える。また，最大加速度

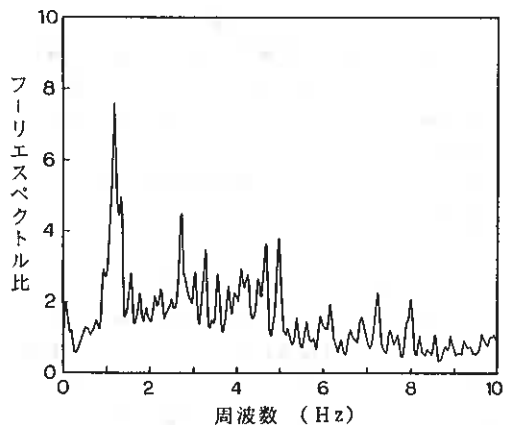


図-13 観測波のフーリエスペクトル比

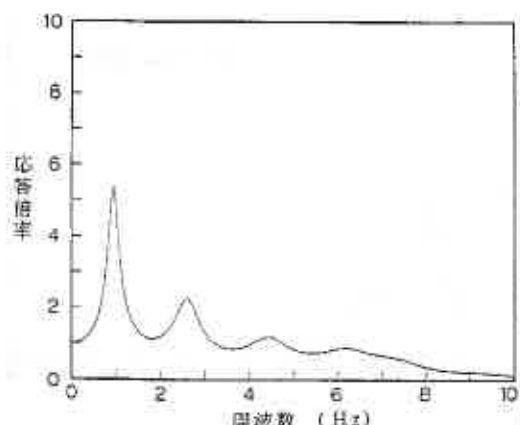


図-14 Geffを用いた伝達関数($\tau^2 \omega^4$)

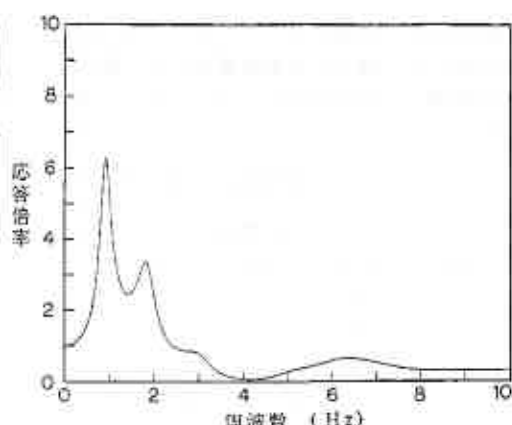


図-15 Geffを用いた伝達関数($\tau^2 \omega^2$)

などでは、モデル2による計算値もモデル1以上に観測値とよく対応していることから、設計の実用上では、本研究の提案計算式もかなり有用であることを示していると考えられる。

4. 過去の地震による盛土被害の検証

4-1 1968年十勝沖地震における盛土の被害

1968年5月16日に稚葉岬南南東約150kmの地点を震源として発生した十勝沖地震は、マグニチュード7.9という大規模なもので、さらに同日中にマグニチュード7.5にも及ぶ余震があり、これらの地震により北海道、東北地方で多数の死傷者が出たほか、公共施設、建築物、その他にかなりの被害が発生した。盛土の被害については、開発局管内では鶴川及び十勝川の下流部堤防を中心に堤体の沈下や亀裂、のり面の膨れ上がりといった報告がなされている。このうち、特に十勝川下流部の堤防については、泥炭地盤上に位置するものであり、泥炭地盤の地震被害に関する貴重な資料となっている。被害調査報告⁹⁾によれば、被害地区の泥炭層厚は無被害地区に比べてかなり厚く、基礎地盤(0~3m, 0~5m, 0~10m)の平均コーン支持力で比べても、被害地区は無被害地区の1/4~1/2程度であるとしている。

この十勝川下流部の堤防については、その後河川施設の整備に伴いボーリング調査を始めとする多くの地盤調査や堤防の耐震性検討調査が実施され、被害地区、無被害地区ともに詳細な地盤構成を知ることが出来るようになってきた。そこで、次にこれらの地盤資料と当時の盛土被害記録を用いて本研究で提案している泥炭の動的変形特性に関する実験式の検証を行った。

4-2 検証の方法

検証の方法としては、まず十勝川下流部の泥炭地盤上の堤防から無被害箇所と被害箇所をそれぞれ

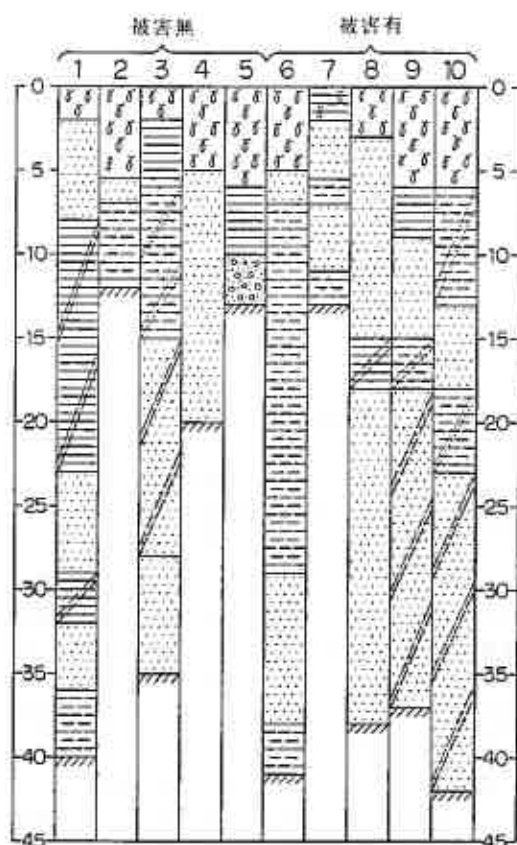


図-16 検討対象箇所の地盤概要

5箇所ずつ抽出する。そして、既往の地盤資料から土層構成を把握し、各層のモデル化を行う。さらに基盤に当該地域の推定基盤波を入力して地震応答解析を行い、地表部における加速度やせん断ひずみ等を算出して被害発生との対応関係を調べた。

4-3 検証対象箇所の地盤概要

検証対象箇所の地盤概要を図-16に示す。これらの10地点は、無被害箇所、被害箇所ともに泥炭層を含むことのみを条件として川の下流からある程度距離をおいて無作為に抽出したものである。なお、被害調査報告では被害地区の泥炭層厚が無被害地区に比べてかなり厚くこれが被害の原因であるとしているが、今回の事例で見るとそれだけでは説明出来ないものがあるように思われる。

4-4 地盤の動的特性のモデル化

地盤の動的特性のモデル化は、3章の方法とほぼ同様に行ったが、砂・粘土等のせん断波速度はN値から推定した。密度については北海道内の実体を踏まえ、粘性土が1.7g/cm³、砂が1.8g/cm³、砂礫が2.0g/cm³とし、泥炭は泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)により含水比から推定した。また、全地点で地下水位はGL-1.00mとした。

4-5 地震応答解析方法

解析に用いた地震波は、室蘭港の地表においてSMAC-B2型強震計で得られた波を川島らの方法⁹⁾によるフィルタで補正し、それを基盤に降ろして、建設省土木研究所で提案している最大加速度の距離減衰式¹⁰⁾により当該地域の基盤の最大加速度を推定して、その値を50galに調整したものである。

解析方法は一次元の重複反射法で、用いたプログラムはLysmer等により開発されたSHAKEである。一次元解析のため盛土の形状については何ら考慮していないが、当該盛土が十勝川下流部の平坦部の堤防であるため、その形状はあまり変わらず、どの地点も地震時の堤体高が2m程度であり、地盤だけで考えてもある程度被害の発生との対応関係を見ることが出来ると思われたので、このような方法を採用した。

4-6 解析結果と被害の関係

地震応答解析結果の内、無被害箇所と被害箇所の一例を図-17, 18に示す。解析結果より、以下の8つの値を指標として被害発生との関係について検討した。

- ① A_{max} (gal) ; 泥炭層上面の最大加速度
- ② \bar{A}_{max} (gal) ; 泥炭層内の平均最大加速度
- ③ A_B (gal) ; 泥炭層下面の最大加速度
- ④ A_{max}/A_B ; 泥炭層内の増幅度
- ⑤ r_{max} (%) ; 泥炭層の最大せん断ひずみ
- ⑥ \bar{r}_{max} (%) ; 泥炭層内の平均最大せん断ひずみ
- ⑦ d_{max} (cm) ; 泥炭層上面の最大変位
- ⑧ $d_{max}-d_B$ (cm) ; 泥炭層内での最大変位

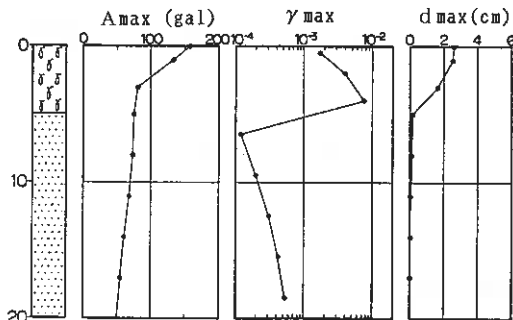


図-17 無被害箇所の解析例

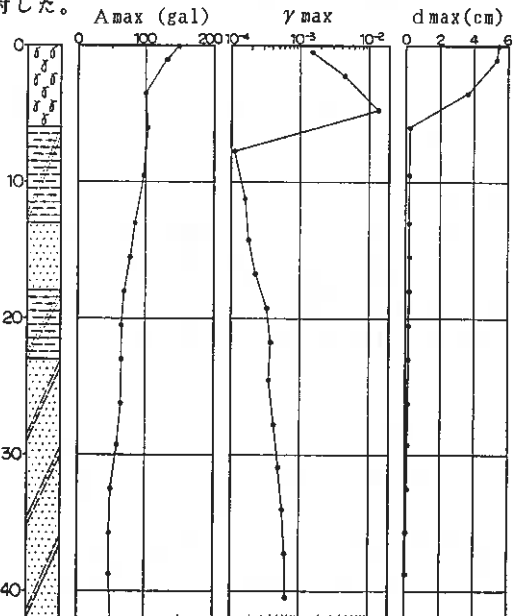
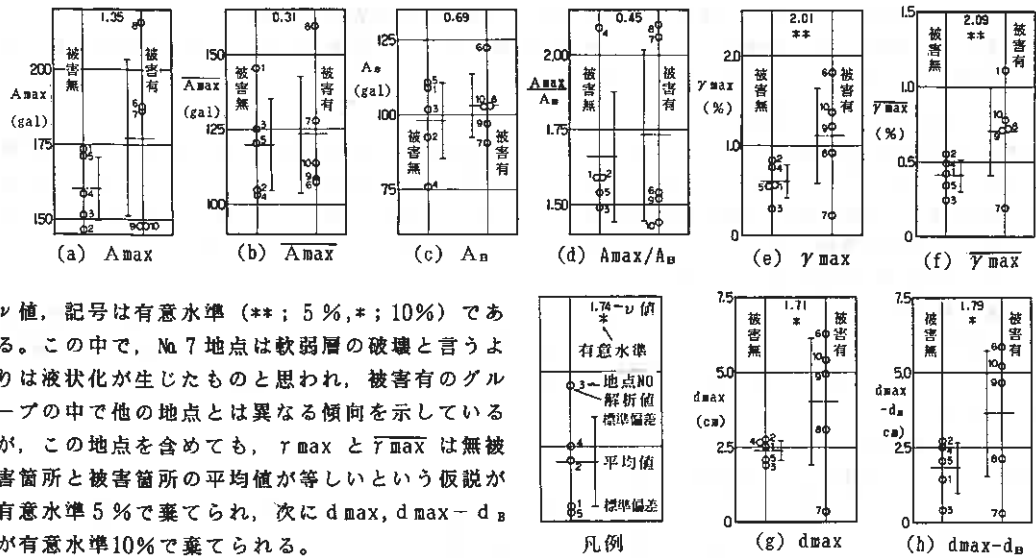


図-18 被害箇所の解析例

図-19(a)~(h)には、それぞれの指標を無被害箇所と被害箇所に区別してまとめて、平均と標準偏差の範囲を示している。図中の数字と記号は、両者の平均値の差の検定を行った結果で、数字は統計量



ν 値、記号は有意水準 (**; 5%, *; 10%) である。この中で、No. 7 地点は軟弱層の破壊と言うよりは液状化が生じたものと思われ、被害有のグループの中で他の地点とは異なる傾向を示しているが、この地点を含めても、 γ_{max} と $\bar{\gamma}_{max}$ は無被害箇所と被害箇所の平均値が等しいという仮説が有意水準 5% で棄てられ、次に d_{max} , $d_{max} - d_B$ が有意水準 10% で棄てられる。

この結果は、泥炭のような軟弱地盤上の盛土での被害の危険性は、加速度が数倍違わなければ、瞬間的な加速度よりはむしろ地盤に発生するせん断ひずみや変位によって判断できるものであることを示していると考えられる。いずれにしても、これら 4 つの応答解析値は被害発生の有無をある程度分離しており、このことはモデルがおおむね妥当であることを示したと判断される。

図-19 解析結果と被害との関係

5. まとめ

これまでの一連の研究において、以下にまとめる知見を得た。

- ① 泥炭の動的変形特性については、Hardin-Drnevich モデルの適用が可能で、含水比と有効拘束圧を用いて(1)~(5)式で表わすことが出来る。
- ② ①は 100~800%の含水比と0.8kgf/cm²までの拘束圧において適用可能である。
- ③ 以上のことは、PS検層による検証、強震観測波による検証並びに被害事例の検証により、その妥当性がおおむね確認された。

6. あとがき

一連の研究により、泥炭の動的変形特性のモデル化についてはある程度満足出来る成果が得られたと考えている。今後はこれらのモデルを実際の泥炭性軟弱地盤の耐震設計に役立てる手法について検討していきたいと考えている。

最後に、本研究にあたり、現場調査および資料調査において御協力いただいた関係各位に謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 土岐, 能登, 熊谷, 峯田(1986); 泥炭に関する研究討論会論文集, PP.51~60
- 2) 能登, 熊谷(1986); 土木試験所月報, No.393, PP.12~21
- 3) 能登, 加治屋, 峯田(1987); 技術報告集, 第27号, PP.1~10
- 4) 能登, 加治屋(1987); 土木試験所月報, No.406, PP.14~24
- 5) 足立, 龍岡; 土の力学(Ⅲ), 技報堂出版
- 6) 北海道立地下資源調査所(1963); 5万分の1地質図幅説明書"別海"
- 7) 荒川, 常田, 木全, 近藤, 高松(1982); 土研資料, 第1778号
- 8) 土木試験所報告, 第49号, 1968年十勝沖地震報告書
- 9) 川島, 高木, 相沢(1982); 土木学会論文報告集, No.325, PP.35~44
- 10) 川島, 相沢, 高橋(1985); 土木研究所報告, 第166号

登別市海岸平野の地盤特性(1)

—登別市若草町周辺の軟弱地盤の例—

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

室蘭工科大学 ○河内邦夫、後藤典俊、武藤章
室蘭工科大学 鈴木定義
室蘭工科大学生 平塚智幸、浅井弘二

まえがき

登別市域は、登別温泉を中心とする観光・札内台地を中心とする酪農・海岸平野を中心とする市街の3ゾーンに分けることができる。このなかで、海岸平野に位置する幌別地区は登別市の行政の中心地として古くから市街化しているが、近年登別市の発展に伴って幌別地区と室蘭市にはさまれた海岸平野部（ほぼ幌別川と鷺別川とはさまれた地区）の開発が進み、市街化されつつある。（図-1参照）

この地区の地盤は主に、いわゆる沖積層からなり、広い範囲軟弱地盤が発達していて、市街地開発上問題をはらんでいる。

筆者らは、登別市・室蘭市の海岸平野部の地盤について種々の調査を継続して実施しているが、その第一報として、急激に市街化し、問題が表面化しつつある登別市若草町周辺地区の調査結果について報告する。

1. 調査方法

本調査地区の地盤特性を知る目的で次のような調査を行なった。

A. 資料収集

- a. 地勢・自然環境の変遷ならびに微地形を判読するための地図（明治・大正・昭和年代に発行された陸地測量部及び国土地理院発行5万分の1、2.5万分の1地形図幅など）及び空中写真（昭和22年以降撮影分）
- b. ボーリング、土質試験結果など既存地下地質情報に関する諸資料

B. アンケート調査

- a. 家屋変状などに関するアンケート調査
- b. 日高山脈北部を震源とする地震（昭和62年1月14日、M6.9）の震度に関するアンケート調査

C. 地下地質情報把握のためのスウェーデン式サウンディングなどの現位置試験

D. 常時微動測定

2. 調査結果の概要

A. 自然環境について

空中写真及び陸地測量部発行旧版5万分の1地形図幅によって、本地区の本格的開発が行なわれる直前の昭和22年当時の微地形を判読し、地形区分を行なって図-2に示した（図-2には現在のJR室蘭本線・国道36号線・主要地方道・鷺別川を重ねて示してある）。図-2に示したように、本地区は地形的特徴から丘陵末端斜面区（以下斜面区という）、海岸砂丘区（以下砂丘区という）、砂丘の後背湿地（以下後背湿地区という）、鷺別川氾濫原区（以下氾濫原区という）の4地形区分に分けることができる。

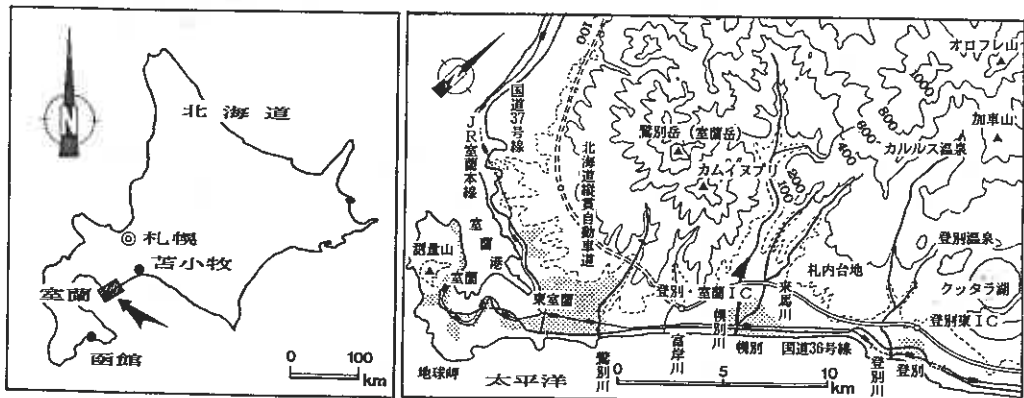


図-1 案内図

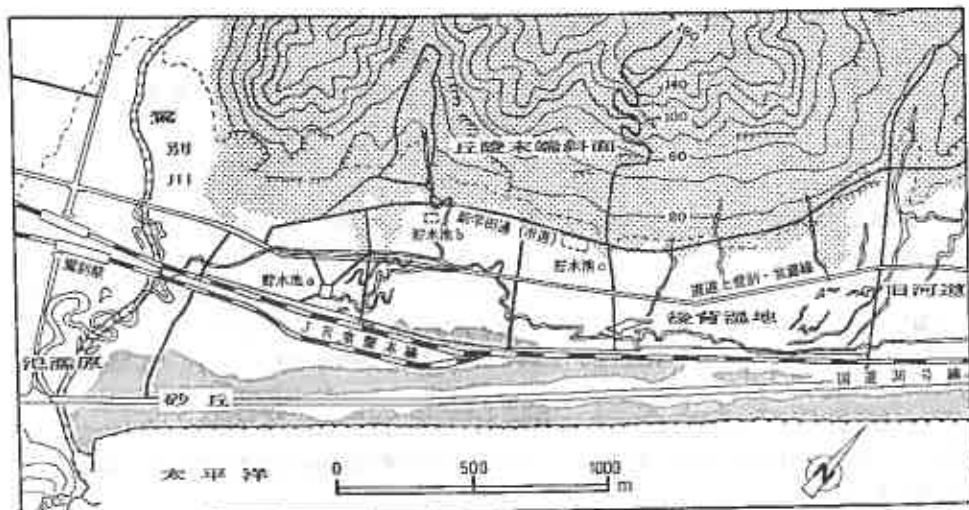


図-2 地形区分

<斜面区> 本調査地の西方に広く発達する札内台地及び室蘭岳山塊の末端部に位置し、台地及び山地と海岸平野との接点をなしている。地質的にも斜面区は台地及び山塊に分布する地質の延長部にあたり、主に台地を構成するクッタラ火山に由来する軽石質火山灰及び室蘭岳の古い火山活動に由来する火山噴出物などからなり、比較的良好な地盤を形成している。斜面は直線的な一次の浅い谷によって開析されているが開析度は低い。現在は主として住宅地として開発されており、その多くは階段状の片切・片礎式の土工によって造成されている。

<砂丘区> 明治29年製版陸地測量部5万分の1図幅とそれ以降、本調査地区の本格的開発に着手される直前の昭和30年頃までに発行された観測図幅(図-3参照)及び昭和22年の米軍撮影による空中写真をたよりに海岸平野部の地形を判読した。それによると、海岸線は時には多少変遷があったようであるが、海岸部には海岸線にほぼ平行して砂丘が発達し、その内陸部(後背地)は広く湿地沼沢地となっている。ここでいう砂丘区は上記海岸砂丘地帯の一部にあたるものである。

砂丘は、陸から海に注ぐ河川の河口位置の変化などによって時として規模や形態に多少の変遷を経てきているが、明治29年以降昭和30年頃までには大局的には大きな変化はなかったものようである。この期間における大筋での地形区分を図示したのが図-2で、砂丘は標高5m程度、幅200~300m程度の規模をもっているものとみられる。砂丘は1~2列に配列しているが、2列になっているところでは、列間に海岸線に平行した遊水池が発達しており、時によりその位置を変えている。なお、旧国鉄の鉄道線路の位置は室蘭保護区によると線路化したときに部分的に多少の変更があったとのことであるが、ほぼ現在も敷設当時の位置を保っており、海岸線や地形の変遷を読む場合の基準となっている。

現在は遊水池部分を含めてほぼ平坦に造成され、国道・鉄道・アパート群・店舗・住宅・工場・野球場・学校などの用地として利用されている。

<後背湿地> 砂丘区と斜面区にはさまれた低平地で自然状態では標高3~5mを示し、本地区より高い砂丘が、海に対して自然堤防的位置にあるために、本区は水はけが悪く、砂丘の後背湿地となっている。台地及び山地を刻む小河川は本地区で自由蛇行して時により大きく流路を変更している。ワシバツライバ川(現高岸川)は現在直接海に注いでいるが、明治年代には砂丘背後部を西流して現JR蟹別駅付近で蟹別川に合流していた。これら河川の激しい蛇行と流路の変更とによって、そのときどきに三ヶ月湖の形成と消滅とがあったようである。

昭和40年代に入っても、本地区は、図-2の貯水池a(蒸気機関車用水源)、b・c(養魚池)程度にわずかに利用されていただけであるが、現在はこれらも含めて全域は土地造成され、若草町・新生町などの市街地(主として住宅)に変化している。

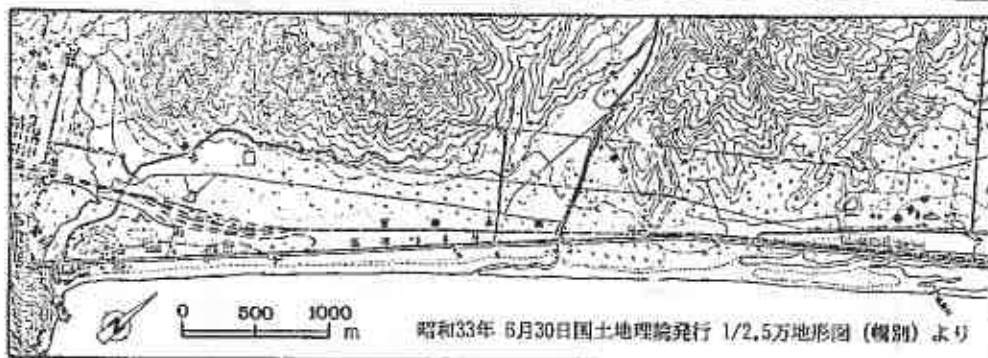
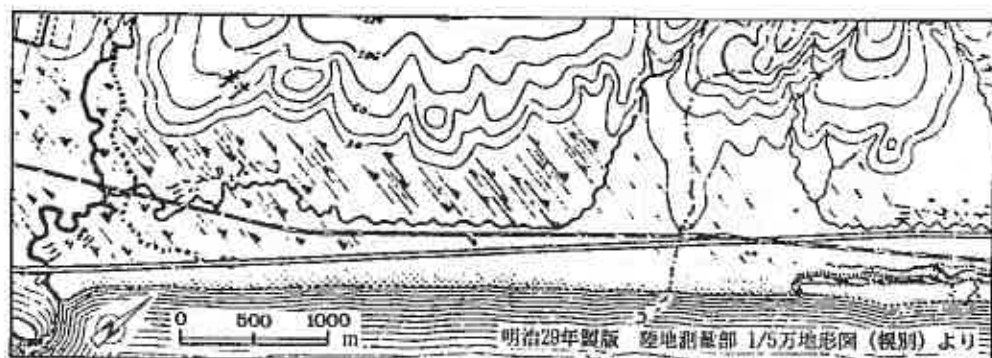


図-3 旧版地形図

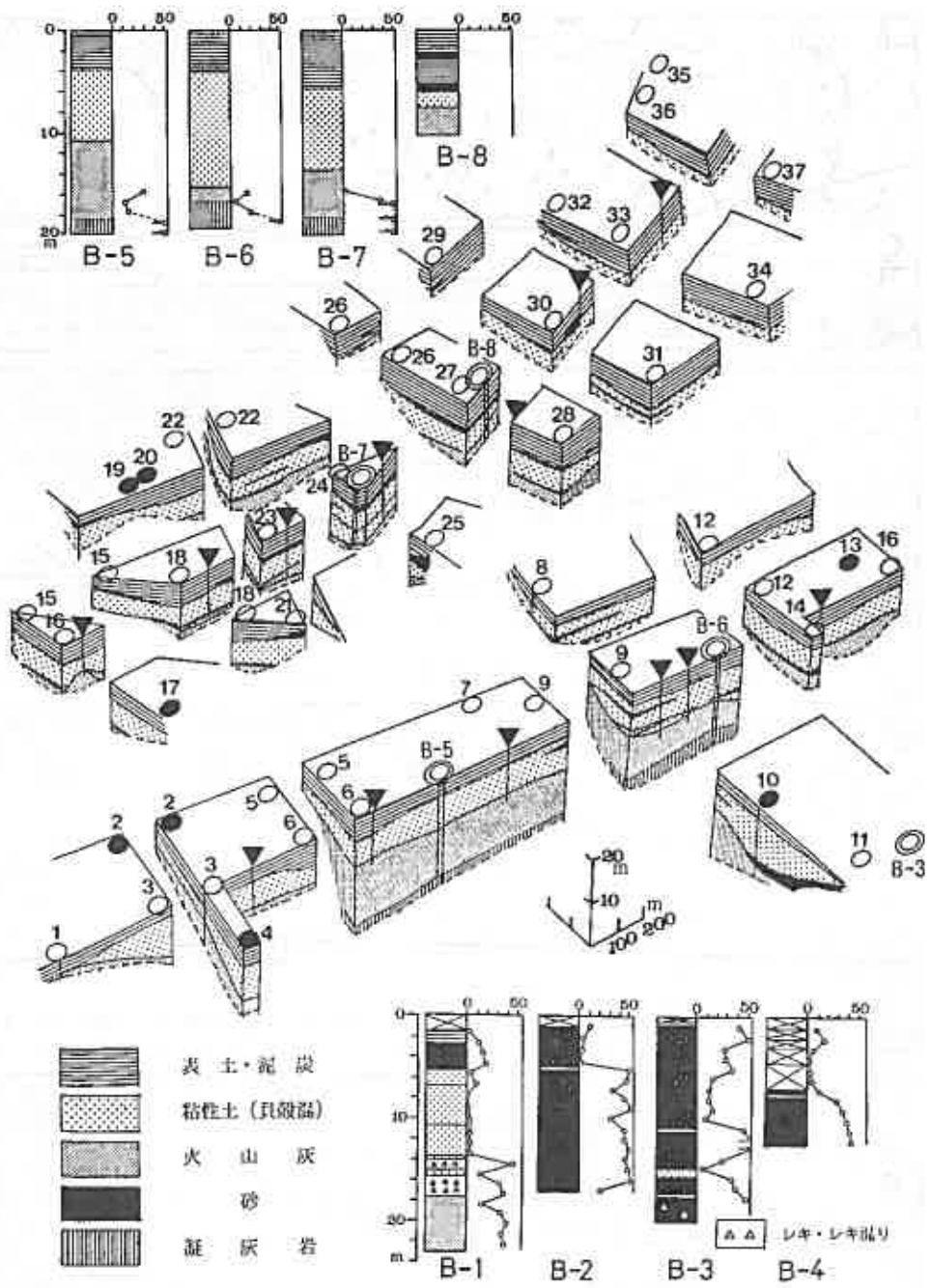


図-5 地質ブロックダイヤグラム

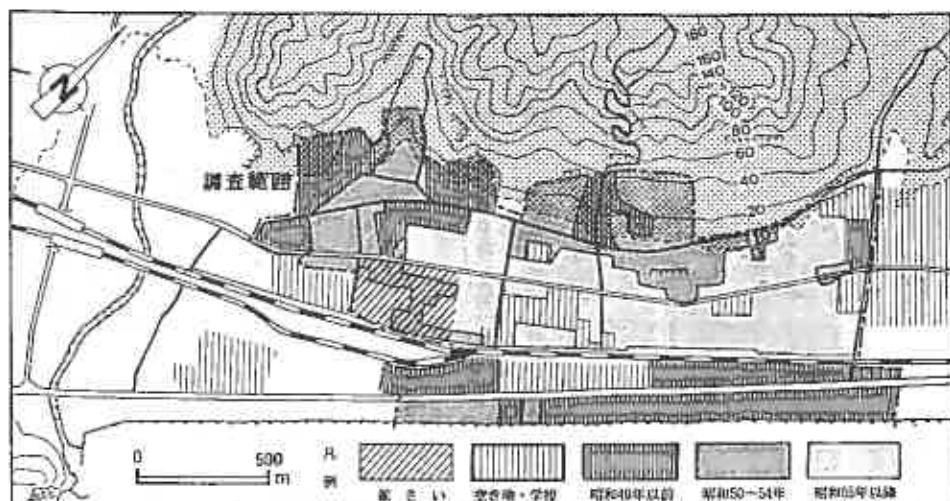


図-4 土地造成時期の概要

<氾 濫 原 区> 鷺別川河口部に位置する。鷺別川も時により細かに自由蛇行し、河道を変えている。河道に沿ってそのとときに小規模な自然堤防が断続して発達し、斯々に三ヶ月湖が形成されている。現在は兩岸を護岸して河川改修されて、旧河道部の大部分は埋め立てられ市街化している。

地盤は鷺別川からもたらされた扇状地～三角州の堆積物よりなるが、かなり泥質である。

B. 土地造成史

土地造成の順序や造成に使用した用土の種類に関する資料は、当時の造成施主、市役所などほうぼうに分散しており、詳細な記録を収集することはできないが、その概要をまとめて示すと図-4のようである。これを見ると、後背湿地区は昭和55年以降に造成され、砂丘区と丘陵区とはそれより早い時期に開発されている。(図-3参照)

後背湿地の埋め立て材料土の種類についても詳細を知ることはできないが、大部分のところでは軽石質火山灰が使用されたものようで、一部図-4の斜線部だけは昭和48年から昭和52年にかけて直径1m程度の塊状鉱さいの捨て場となっており、結果として造成されたものである。

C. 地盤構成について

既存の各種サウンディング・ボーリング資料と筆者らが行ったスウェーデン式サウンディング結果から、地質ブロックダイヤグラムを作成して図-5に示した。図-6には図-5の各点の位置を平面図に示した。図-5でみると、後背湿地区には、ほぼ全域にわたって軟弱な(N<4)泥炭・海成粘土からなる沖積層が分布し、下位には主に火山灰(N<30)からなる洪積層が分布している。沖積層と洪積層との境界面はかなりの起伏をもつ不規則面を形成していて両者は不整合関係にあると判断される。沖積粘性土及び泥炭は最大層厚10数mに達する軟弱地盤を形成している。

砂丘部の地質は主に均等係数の小さい砂丘砂よりなるが、少なくとも静的には良質な砂質地盤となっている。

D. 後背湿地区の建築物の変状について

後背湿地区は前述したように、昭和55年以降急速に市街化し、主として住宅街として発展している。この地区の建築物は比較的新しいにもかかわらず、目視してわかるほど傾斜するなどの変状を呈するものがある。このことから建築物の変状(被害)の実態を把握するために昭和62年4月から10月にかけてアンケート調査を行なった。

<調査内容・要領> アンケートは、変状に関する項目、基礎に関する項目、建築年及びその後の修繕などに関する項目など計21問の設問からなる。調査は図-4の一点鎖線部分で囲んだ地区の2894世帯について行ない、2027世帯から回答を得た。(回収率約70%) なお、今回の調査は、そこに現在居住している

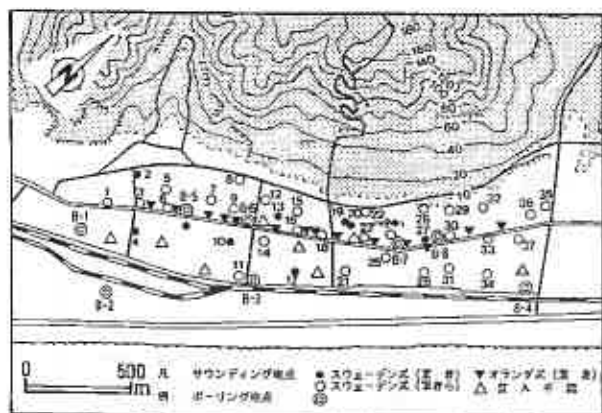


図-6 図-5の平面図

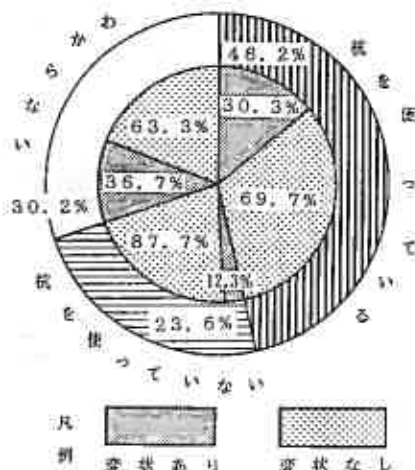


図-9 杭使用の有無と家屋の変状の関係

世帯を対象とし、家主世帯、独立家屋の借家世帯、共同住宅の借家世帯など無差別に調査したが、道宮アパートなどの大型共同住宅については調査せず、他の低層共同住宅については一階のどちらかの隣に位置する一世帯だけを対象とした。

回答数の約60%は戸別訪問・面接してアンケート用紙に回答を得たが、残り約40%は用紙を配布し、記入してもらったものを後日回収したものである。

回答を単純に集計してその結果を図-7、図-8に示した。図-8には斜面区、砂丘区、後背湿地区別に變状の有無について百分率でまとめ、變状のある例については新築後、變状が認知された時点までの経過時間内訳を併記してある。図-8を平面図に展開して図-7に示した。両図から、後背湿地区ではほぼ30%の家屋に何らかの變状が出ており、しかもその變状発生数の約50%は新築後3年以内に発生していることは注目される。

基礎に杭(2/3は木杭)を使用している建物と使用していないものについて變状の有無をまとめて図-9に示した。この結果は、アンケートで持ち家であると回答した1300件の回答より得られた結果である。これによると、杭を使用している約30%のものに變状が出ているのが注目される。

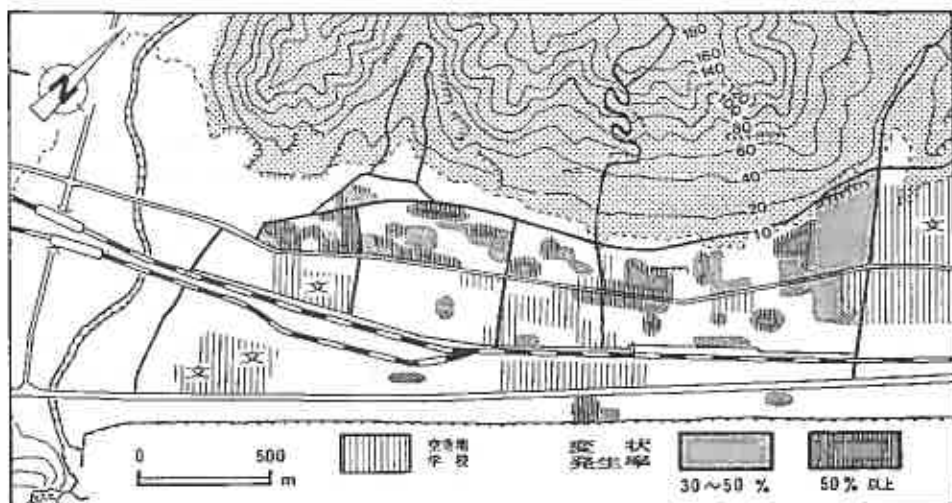


図-7 家屋の変状発生地区の分布と変状発生の割合

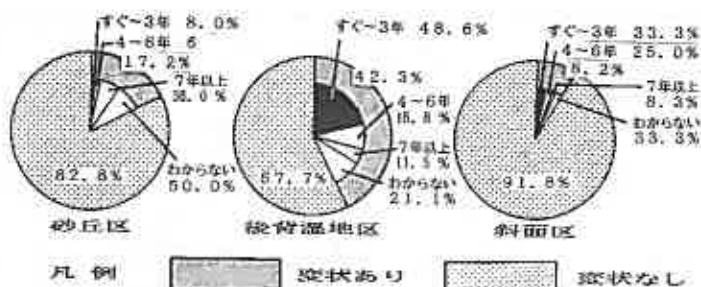


図-8 地区別の家屋変状の有無と変状発生までの経過時間の実態調査結果

E. 高密度アンケート調査による震度分布について

昭和62年1月14日に発生した日高山脈北部を震源とするM6.9の地震(以下日高北部地震という)による室蘭での気象庁発表の震度はⅢであった。この地震の直後に、局所的な詳細震度分布を知る目的で、太田・後藤・大橋(1979)³⁾によるアンケート調査を登別市の協力を得て登別市全域について実施した。調査にあたって、同市各町内の防災協力員約100人に依頼して、それぞれ10部づつのアンケート用紙を配布し、回収していただいた。それとは別に各事業所にも用紙を配布し、回収した。アンケートの回収率はほぼ80%に近いが、本調査地域に限れば約250部を回収した。⁽⁴⁾

回答結果をまとめて図-10に示した。

この種の調査では、得られるデータは全地区にわたって均質な分布を示さないことが多く、データの空白地帯が生じがちで、図-10の空白部はデータの空白地である。本調査地はほぼ海岸線に平行した街路とそれに直交する街路とによって細長い区画分けがなされており、そのうえ前述したように、地盤の構成も海岸線に平行な方向性をもって変化していることなどを考慮して、得られた回答数が複数個で、かつできるだけ均等化されるような範囲を一つの楕円で代表させて、そのグループ内のデータの相加平均値をもって楕円範囲内の代表震度とした。得られた全データの平均震度は3.46で、平均値 ± 0.10 の幅を基準にして5段階に震度分けして示したのが図-10である。なお、数字だけを示したものはグループ化できないようなデータである。

図-10でみると大局的に3.57以上の震度を示す地帯は、ほぼ後背湿地区及び氾濫原区に重なり、斜面区及び砂丘区はそれよりかなり低い値を示している。

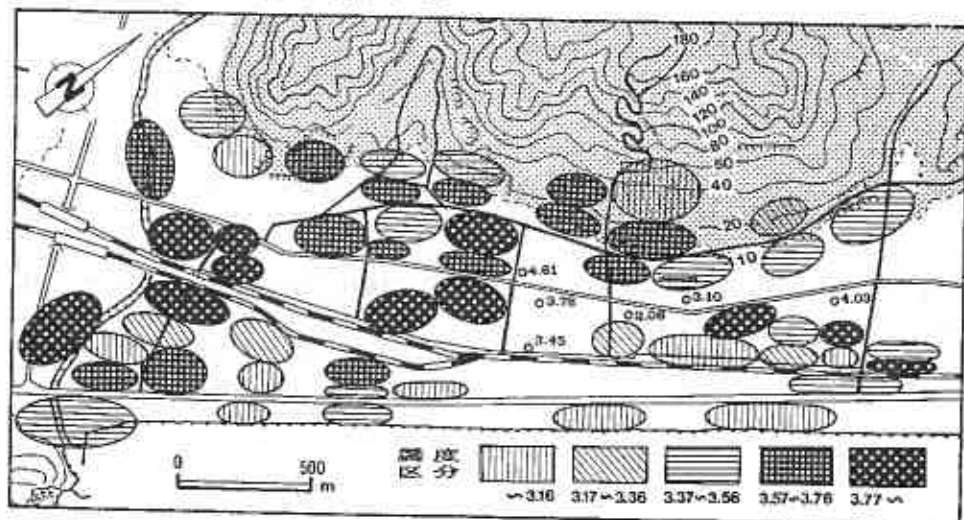


図-10 震度のアンケート調査より求めた震度分布図

(注) 筆者らは、調査を登別市・室蘭市全域で行っており、全域の解析結果については別に発表する予定である。

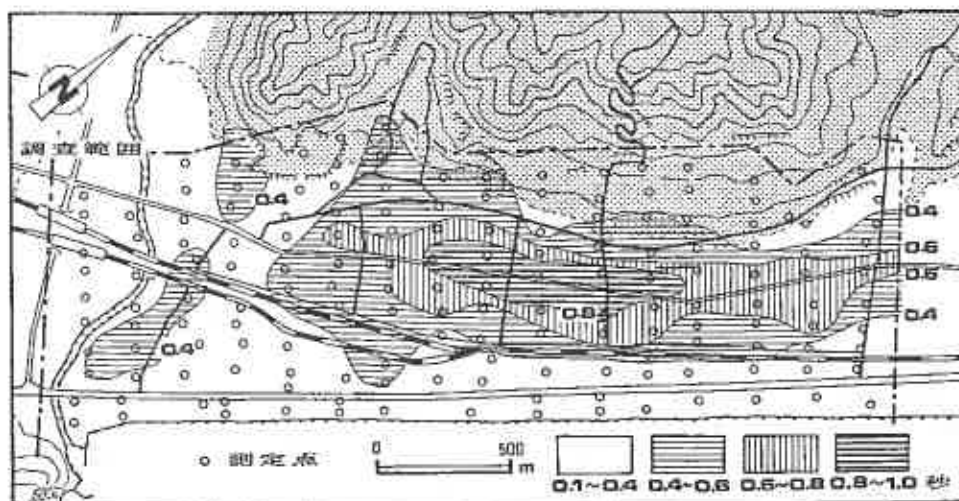


図-11 常時微動測定より求めた等周期線図

F. 常時微動測定結果からみた地盤振動について

図-11に示した約150地点で、深夜から早朝にかけての擾乱の少ない時間帯を選んで常時微動を測定した。^(注)測定は上下動と水平動2成分、計3成分の速度型換振器(固有周期1秒、測定範囲0.1~1.0秒)を1組として行なった。測定記録から各測点で求めたパワースペクトルを用いて卓越周期を算出し、等周期線図を作成して図-11に示した。図-11によると、後背湿地区は相対的な長周期帯にほぼ重なっており、その両側の砂丘区と斜面区とはそれよりも短周期帯となっている。

3. 調査結果に関する考察

A. 地盤構成について

前述したように、斜面区は山地及び台地を構成する地質と同質の地質からなり、比較的良質地盤となっている。これと同質の地質は海岸平野の地下にも沖積層の基盤をなして分布している。

砂丘区は主に均等係数が小さく、あまり締まっていない砂質土によって構成され、地震時の液化化などに疑問があるが、静的応力条件化では比較的良質地盤となっている。

後背湿地区は場所によってその層厚に差があるが、泥炭及び海成粘性土からなる軟弱地盤となっており、砂丘区と対照的な地盤構成をなしている。

参考に主に施行側からの情報によって得られた杭基礎建物の杭長を図-12に示した。全ての杭が支持杭なのかどうかかわからないが、多くは先端支持杭であることから、杭長は軟弱層の厚さにほぼ相似していると考えられる。図-12と図-5とから判断すると、後背湿地区の中央部よりやや海洋寄りのところで、18mもの厚さの軟弱地帯が海岸線にほぼ平行して帯び状に分布している。

斜面区及び平野部地下に分布する洪積層~第三紀層と砂丘区及び後背湿地区を構成する沖積層とは、平野部地下では、起伏に富む不規則な境界面をもって不整合関係にあり、斜面と平野との境界部では沖積層が下位層にアバットしていると考えられる。いずれにしても両者は土性的にかなり明瞭な境界面をもって接していると考えられる。しかし、砂丘区と後背湿地区とは他の日本の海岸平野と同様、弥生海退期に離水、陸化したものと考えられ、両者はほぼ同時代に形成され、指交的同時異相~漸移関係にあり、両者の間には明瞭な境界面は形成されていないものと考えられる。

(注) 測定は彦根市西部から室蘭市東部にかけての海岸平野域について行っており、その結果については、別に投稿する予定である。

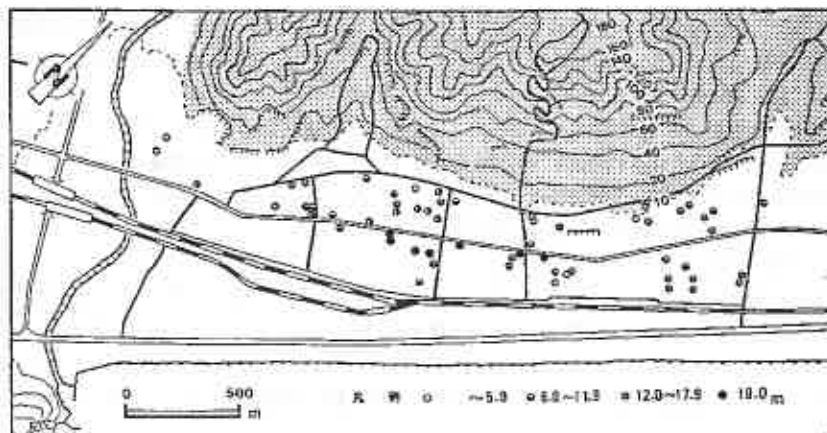


図-12 杭の長さ と 分布

地形的に後背湿地区は海側をより標高の高い砂丘区によってさえぎられて内水の吐けが悪く、湿地に往く河川水の自由に遊びまわるにかっこうな大規模な遊水池状環境にあって、全般に湿地・沼沢地となっていた。のちに、海岸線に平行して鉄道線路及び国道が盛土によって建設されたために、さらに海側への自然排水がきまにくくなり、市街地化した棚別地区西部海岸平野部の所々に水害常習地帯を形成するに到った原因となっている。

本調査地区の開発は砂丘区、斜面区、後背湿地区の順に進んだが、地盤性状からみるとより良質地盤がまず開発され、のちに軟弱地盤地帯に及んだことになる。

B. 建築物の変状について

アンケート調査は前述したように現在そこに居住している全世帯を対象とし、世帯の種類を区別していない。従って、自ら新築した持ち家世帯以外の世帯からの基礎構造や建築年代に関する回答には信頼性にやや問題があると考えられる。また、本地区の家屋の大部分は平屋木造建築物であるが、二階建ての木造あるいは鉄骨建築、低層共同住宅など異質の構造・材料の建物が混在しているので、変状の様相や基礎構造に差があると考えられる。これらのことから、得られた全ての回答を単純一律に整理しても正確な実態を反映していることにはならないが、現にそこに居住している人達の回答である点で変状の有無に関する回答はかなり高い信頼性を持ち、変状発生傾向を把握するのに十分な信頼度をもつものと考えられる。

建築物の変状発生原因としては建築物の老朽化、凍害（主に凍上）、不完全基礎、不完全土地造成などが考えられる。図-8に示したように、比較的良質地盤と考えられる斜面区及び砂丘区にも変状が発生している。この2地区は前述したように比較的早い時期に開発され、特に砂丘区の建築年代不明と考えたものの中には後の現地でのチェックによってかなりの老朽家屋があることが判明している。また、斜面区では片切・片盛式によって土地造成がなされている上に、切土部（かなり固結しているが）を含めて粘性土分をかなり含んでいる点で凍結・凍上の影響がでている可能性が考えられる。これらのことから、変状発生原因を全て地盤問題としてとらえることはできないと考えられる。砂丘区及び斜面区は良質地盤であり、そこで発生した変状は凍害や老朽化など地盤問題とは異質な問題に属する原因によって発生したと仮定し、さらに後背湿地区の家屋の大部分は昭和55年以降に建築されているから両地区に比べて変状発生率は両地区と同率ではないと考えられるが、両地区と同率で同質の原因による変状が後背湿地区にも発生すると仮定しても、砂丘区に老朽家屋が多いことを考慮すると約10%程度は地盤問題以外の原因による変状と仮定できるから、後背湿地区の40%余りの変状例のなかで、少なくとも約30%は後背湿地区特有の原因によって生じたことになる。

この特有の原因として有力なのは造成盛土などによる軟弱層の圧密現象であろう。しかし、沈下量は造成後建築施工までの経過時間、造成盛土厚及び盛土材料の単位体積重量などによって局所的な差が出るであろう。また、変状として捉えられるのは不均等上載荷重や軟弱層厚変化などによる不同沈下によるもので、建

物全体が等量沈下しているために変状として捉えていない例もあるものとみられる。しかし、この問題を詳細に検討することはできなかったため、今回のアンケート調査結果はかなりの確からしさをもちながらも一般傾向を示すに過ぎないのかもしれない。

後背湿地区はもともと湿地帯で軟弱地盤であることは以前からかなり広く知られているのに30%程度の建築物に変状が生じていることは軟弱地盤対策の難しさを示すのであろう。また、杭基礎の件については前述したように回答を鵜のみにすべきではないが、杭を使用していながら変状が出た例が相当数あることは否定しにくかろうと思われ、今後のために忘れるべきではないであろう。

C. 地盤の振動特性について

常時微動測定結果から求められる地盤の卓越周期の分布(0.1~1.0秒の範囲)(図-11)、高密度震度調査による日高北部地震時の震度分布(図-10)及び地盤・地形区分とを対応すると、後背湿地区は相対的に長周期の卓越周期を示し、相対的に大きな震度値を示している。大局的に、最も軟弱層の厚いところと長周期・高震度帯の中心とは位置的に重なっている。このことは地震動が地盤特性によって増幅したことを示すものと解される。

一般に常時微動特性は実際の地震時の地盤振動特性を反映しているといわれることから、砂丘・斜面区に比べて、後背湿地区及び氾濫原区は地震時に相対的に長周期の振動で、より激しい揺れに見舞われる可能性が大きい。

4. 調査結果のまとめ

前章までに述べてきたことをまとめて結論にかえる。

a. 本調査地区は地形的に斜面区、後背湿地区、砂丘区及び氾濫原区に区分される。

b. 砂丘区は主に砂質土からなる。斜面区は新旧の火山噴出物からなる。いずれも静的応力条件下では比較的良質地盤となっている。これに対して後背湿地区は海成粘土及び泥炭からなる軟弱地盤となっている。また、氾濫原区は三角州～扇状地性氾濫原堆積物からなり泥質である。

c. 地盤振動特性からみると、砂丘区及び斜面区は相対的に短周期・低震度帯となっており、後背湿地区及び氾濫原区は相対的に長周期・高震度帯となっている。

d. 本調査地区には、何らかの変状を生じている建築物が全域にわたって分布するが、特に後背湿地区に目立って分布していて、軟弱地盤の不同沈下に原因があるものとみられる。

上述の諸点は、本調査地区と地盤事情が類似し、現在造成が進められていて近い将来市街化するであろう他の地域(例えば登別市富岸地区)にも共通していえるものと考えられる。

おわりにあたって

この報告では紙面の制約上、常時微動測定及び高密度震度調査に関する事項について十分に説明できなかった。これらのことについては、他の学会誌に報告する予定であるが、説明のいたらなかったことについておわびしたい。

本調査に当たって、各種資料の収集に登別市役所、室蘭土木現業所、越智建設(株)、元上建設、(有)小山重機の関係者の方々に御高配をいただいた。また、震度に関するアンケート調査に当たって登別市をはじめ各町内の登別市防災協力員の多くの方々に御助力をいただいた。さらに、常時微動の測定にあたって関係地区住民の方々に御迷惑をおかけした。これら多くの方々に心からお礼申し上げる。また、家屋変状に関するアンケートに御協力をいただいた若草町・新生町・栄町の方々にもお礼申し上げます。

常時微動の測定には室蘭工業大学開発工学科地盤工学講座に院生・学生として在籍した諸君に多大の協力を得た。心から感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 太田 裕・後藤典俊・大橋ひとみ(1979);アンケートによる地震時の震度の推定、北海道大学工学部研究報告、第92号、pp.117~128。

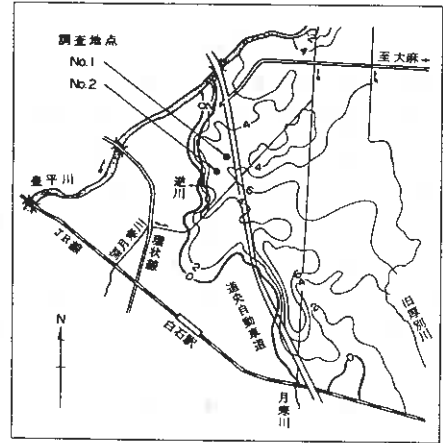
1. まえがき

泥炭地における軟弱地盤対策工は、北海道の建設事業において、在来から引き続く重要な課題の一つである。また近年都市周辺部において、都市化に伴う広域的な地盤沈下現象が泥炭地に集中するという、新たな問題が生じている。

米里地区は札幌市東部の泥炭性軟弱地盤地帯である。図-1に示すように、西側は豊平川の旧流路である逆川に限られ、東側は北郷・厚別地区の厚い泥炭地へと続く。米里地区の泥炭厚さは東側地区ほどに厚くはないが、約4~6m、平均で5mの厚さである。

昭和57年から7年間に亘って、当地区における区画整理事業が札幌市の手で進められた。土木工事の主な内容は道路建設と下水道布設であり、その主要部分は昭和55年から昭和59年の5年間で施工された。盛土載荷工法(余盛り工法)による軟弱地盤対策工は基本的に成功したが、建設後の道路や素地の宅面地盤の沈下が続き、広域的な地盤沈下との関連性が検討された。図-2に示す調査地点で、地盤沈下と水位観測を実施するとともに、室内でのくり返し圧密試験を行った。この報告は盛土載荷工法の主な特徴について触れ、広域的な地盤沈下の特性と対策工への影響について考察するものである。

図-1 米里泥炭地の泥炭等厚線図



2. 泥炭の工学的特性

米里地区泥炭の工学的特徴を図-2に示す。素地地盤の泥炭は含水比が $w = 200 \sim 900\%$ の広い範囲でばらつきがあり、平均 $w = 500\%$ であるが、盛土下で圧縮された泥炭は含水比が 500% を超える事はない。一般に地下水位が高い自然地盤の泥炭は、強熱減量比との相関において $w = 1.0Lig$ の関係があるが、圧密に伴って脱水し $w < 1.0Lig$ となる。図によると素地地盤の泥炭は明らかに前者の相関関係と一致するが、盛土下の泥炭は $w =$

5 Lig 程度まで含水比が低下する。ここで素地泥炭は昭和59年以前の資料であるが、今回室内試験用に採取したNo.1・No.2資料は地区内の地盤沈下現象が進行した昭和62年の試料である。後者の試料が素地泥炭の中ではやや脱水気味である点が注目される。

標準圧密試験(JIS-A-1217)による圧密降伏応力 P_c の分布と、土の密度から計算

図-2 泥炭の含水比、強熱減量比相関図

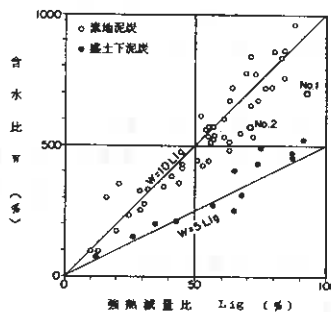
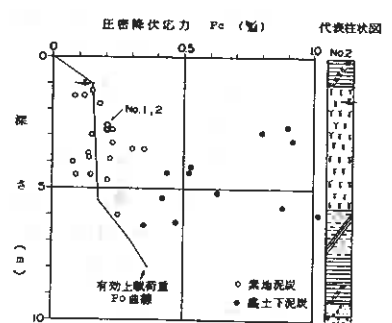


図-3 圧密降伏応力分布図



した有効上載荷重 P_o （積雪荷重含む）との対比図を図-3に示す。素地泥炭では P_c の平均が P_o とほぼ一致しており、現在の有効上載荷重に対して正規圧密状態にある事を示す。盛土下泥炭は盛土荷重によって圧密された結果 P_c が増大しており、その増分は平均 0.45Kg/cm^2 (4.5t/m^2) である。同図においてもNo.1・No.2試料は素地泥炭の中では圧密降伏応力が上限値付近に位置する点が特徴である。即ち昭和62年の採取試料は、素地地盤の平均的な有効上載荷重と比してやや過圧密気味である。

いわゆるCc法による圧密沈下量の計算式は

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

で表わされ、式の第一項は圧縮比 n （テルツァギー）と呼ばれる。

泥炭の圧縮性は初期間隙比の大小や圧縮指数によって評価されがちであるが、上式から明らかなように圧縮比で評価するのが正確である。含水比と圧縮比の関係を図-4に示すが、泥炭の含水比の変化にかかわらず $n=0.5 \pm 0.05$ の範囲でほぼ一定値となる。特に素地泥炭と盛土下泥炭においても、その差はまったくない。「含水比200%以上の泥炭では、近似的に圧縮比 $=0.5$ として、より簡便に沈下量を予測することができるようである」（1986、若松幹男）との指摘のとおりである。沈下量を決定する重要な要因は、式の第三項 P_o 及び ΔP の設定のし方にあるように思われる。盛土下泥炭も盛土荷重によって圧密降伏応力は大きくなっているが、これを越える荷重領域では、素地泥炭と同等の高い圧縮性を保っている。

3. 盛土載荷工法の目標と成果

道路建設工事の概要は次のとおりであり、その大部分は盛土載荷工法で施工された。

都市計画道路（巾員16～25m）： 3路線、延べ約2Km

区画道路（巾員8～10m）： 40路線、延べ約5Km

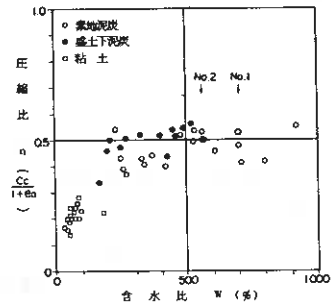
道路建設の設計目標は、1) 供用開始後に許容する残留沈下量を、都市計画道路10cm、区画道路30cmとする、2) 舗装時における路床CBR=3%を確保する、の2項である。以上の目標を達成すべく、盛土載荷工法の施工目標は次のように設定された。

- ① 限界盛土高を4.5mとし、より高い盛土は2年間の段階施工とする。
- ② 試験盛土の結果から、載荷期間は2年以内とし、所要圧密度90%とする。
- ③ 将来の路盤および交通荷重よりも盛土荷重が大きくなるよう、盛土高を決定する。
- ④ 圧密に伴う強度増加により、路床部CBR3%を確保できるよう、盛土高を決定する。
- ⑤ 圧密沈下の結果として、路床部1m程度を良質盛土材で置換する。

強度増加によるCBR確保を施工目標とした点が、当地区の盛土載荷工法の特徴である。残留沈下量を許容値以内とするのに理論上必要な盛土高は、CBR確保に必要な盛土高の60%程度にとどまり、主に④と⑤の目標から設計盛土高が決定された。設計盛土高は都市計画道路4～5m、区画道路3～4mである。従ってこの盛土高は残留沈下量規定に対しては十分な余裕を持っていた。

盛土の施工管理として102箇所に沈下板を設置し、述べ載荷期間5年間に亘る沈下観測を行った。双曲線法で解析した最終沈下量（実測沈下量）と計算沈下量との関係及び盛土高との関係を、図-5、図-6に示す。図-5の計算沈下量は、若松の簡便法を応用してCc法により計算したものである。実測沈下量は計算沈下量に対して $\pm 50\text{cm}$ の範囲でばらついている。同時にmv法やeo法により計算沈下量との対比も行ったが、計算方法による沈下量の違いよりも、実測値と計算値の間のばらつきの方がはるかに大きかった。図-6には沈下量と盛土高の関係を示すが、両者は比較的良い直線関係にある。しかし計算上は、両者の関係は上に凸な曲線関係である。以上の特徴を見ると、泥炭地盤での沈下計算と実際の沈下は、十分な精度で一致する

図-4 泥炭圧縮比、含水比相関図



とは言い難い。むしろある程度、精度に巾を持たせて運用の方が実用であると言えよう。

載荷時間に伴う圧密度の変化を図-7に示した。実際の最終観測日は約730日であり、この直後に余盛り分は除去されたが、この時点で平均圧密度は87%、9割以上が圧密度75%以上となった。図の平均圧密度と時間の関係は、テルツァギーの時間係数曲線又は双曲線に近似するようである。また「泥炭の初期圧密度は極めて早く、1年で80%あるいはそれ以上となる」(1974、河野文弘)という点も、この現場で確認できる。

以上のことから、泥炭の沈下を推定する時、計算法による誤差や二次圧密を問題とする場合もあるが、若松の簡便法などにより、実用的な精度で検討する事が妥当なようである。また圧密度についても施工実績などを基に、実用的な推定法を検討する事が求められていると思う。

盛土載荷工法の施工目標に対して、原地盤のCBRが3%に達している事を現場試験で確認した。また図-6に示すように、大半の盛土は1m以上沈下し、路床部置換の目標を達成した。一部1m未満の沈下にとどまる場所は、原地盤の砂質な表土が厚い箇所であり、CBRに関する問題はない。圧密度は所定の90%よりやや低いが、理論上残留沈下量をゼロとするに必要な沈下は、余盛土の除去時点で十分達成していると判断した。従って当初の施工目標は基本的に達成していると思なせる。

4. 施工後の沈下と広域的地盤沈下

盛土の圧密度が目標より低い点を検討する中で、図-8に示すように、観測期間が長いほど、双曲線法で解析する最終沈下量が大きくなる傾向が認められた。図より1年経過後の解析値に対して

$$S_2 = 1.08S_1 \quad (\text{2年経過解析値})$$

$$S_3 = 1.10S_1 \quad (\text{3年経過解析値})$$

の関係となる。実際の解析図を図-9に示す。

双曲線解析法では直線勾配 α によって最終沈

下量が決まるが、経年とともに勾配はゆるくなる。即ち最終沈下量が年々大きくなり、その結果として圧密度が予想より低くなるのである。しかも勾配の変折点は必ず冬期に表われる。

道路が竣工し、供用後の沈下量を測定した例を図-10に示す。載荷盛土端部の民地界石部分では沈下量が最も大きく10~20cmを超える。載荷盛土は巾員の一杯まで施工されているが、両側の法部分は応力が小さく、プレロード効果が十分に発揮されない。端部に比べ中心部の沈下は4~11cmと少ないが、許容沈下量に比べると無視し得ない沈下である。この観測は昭和59年~61年の3年間に亘って測定した結果であるが、沈下が止まる傾向は見られなかった。既に59年の時点で地区内の載荷盛土は大半が撤去されており、このような沈下の原因は載荷盛土自体には考えられない。また別の原因で荷重が作用したとしても、事前の載荷盛土によって十分過ぎるほどの荷重をかけ、沈下も終了しているはずである。冬期の沈下が

図-5 計算沈下量、実測沈下量相関図

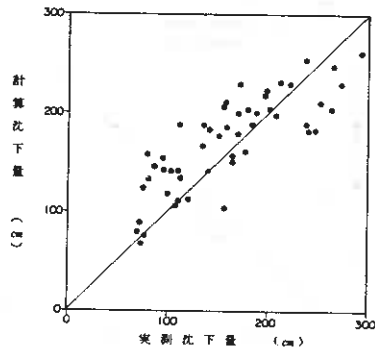


図-6 盛土高と実測沈下量相関図

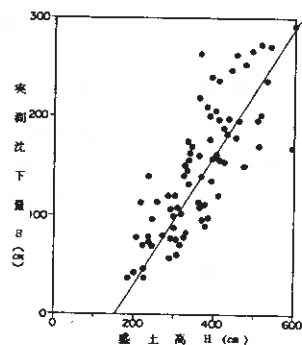


図-7 載荷時間と圧密度へん度分布図

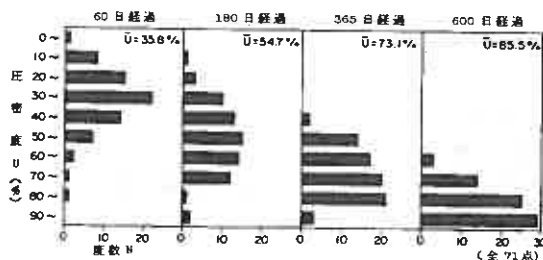


図-8 観測時間のちがいにによる推定最終沈下量対比図

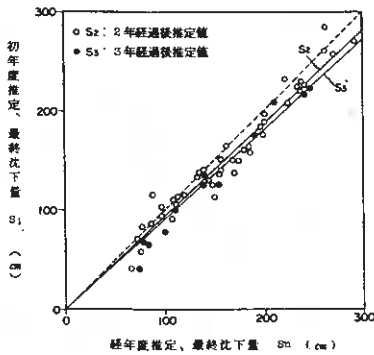


図-9 双曲線法による沈下解析の例

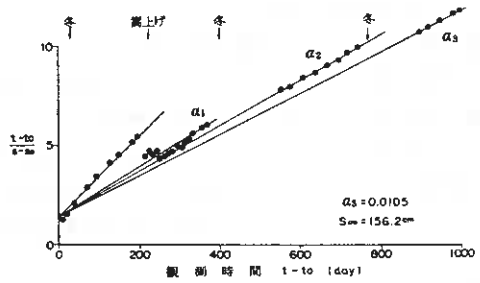
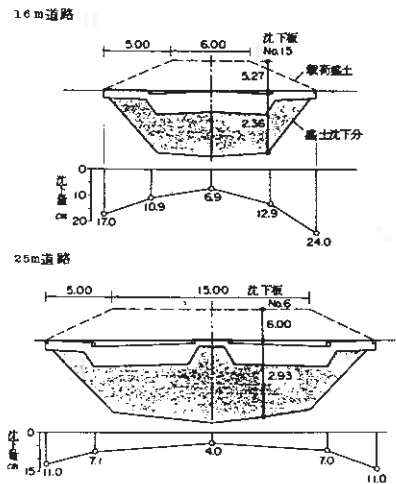


図-10 路盤施工後の道路沈下形状



進行する事と、完成後の道路が少量ではあるが毎年沈下を生ずる事は、載荷盛土工法の問題点として残された。

盛土の施工と併行して地区内家屋（延べ68戸）の沈下観測を実施した。その代表例を図-11に示す。図中のNo.23の家屋は地区中心部で最も泥炭の厚い所に位置するが、6年間の累計沈下量は50cmを越える。家屋の位置によって沈下量が異なるのは、主として地盤の泥炭の厚さの差による。家屋沈下の特徴点をまとめると次のとおりである。

- ① 工事の行われない冬期に沈下し、夏期には沈下が少ない。
- ② 57年冬期から沈下が増大している。
- ③ 59年夏期に異常に大きな沈下が発生している。
- ④ 59年以降沈下は減少したが、56年以前と比べると大きな沈下が継続している。

これらの特徴を更に詳しく検討すると、59年夏期に著しい沈下を生じた原因は、道路及び下水道工事と密接な関連が見られた。当年度工区では環境条件から載荷盛土工法の採用が不可能であり、止むを得ず表層路床改良工法や止水矢板工法などの対策工を併用して道路・下水道工事を進めたが、圧密先行荷重の小さな地盤では微小な荷重変動であっても、その後の沈下への影響は大きかったようである。しかし、①、②、④の特徴は必ずしも工事との直接的な関連を裏づけるものではなく、むしろ①などは逆現象である。しかも地区全体の工事がピークを過ぎた59年冬期にも大きな沈下があり、56年以前に比べて大きな沈下が引き続いている。

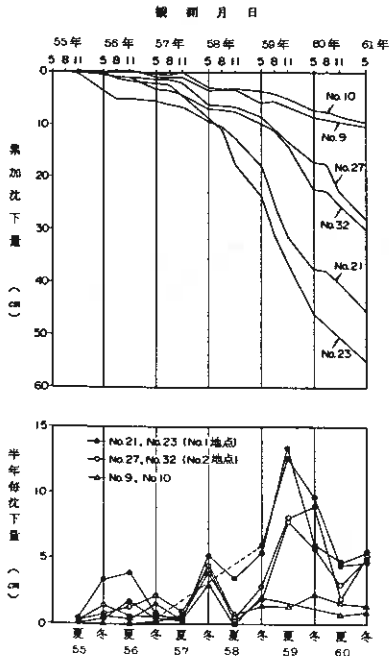
米里地区でこのような沈下が確認された同時期に、当地区に隣接する東米里地区や川北地区で同様の沈下現象が報告された（1984.札幌市）。この報告では「東米里などの泥炭地においては、地下水位の低下が見られないにもかかわらず、大きな沈下が認められる」「両地点とも冬期間に大きく沈下している」と指摘している。

載荷盛土の圧密度が低い点、完成後の道路の沈下、地区内家屋の沈下などの現象は、このような広域的な地盤沈下現象と密接に関連する事が予想された。

5. 地盤沈下観測の結果

地区内で沈下が著しいNo.1及びNo.2地点（図-11の家屋位置と対応する、場所は図-1参照）に、地盤

図-11 地区内代表家屋の沈下観測図



沈下と水位観測孔を設置し、2年間に亘る旬間継続観測を実施した。観測結果を図-12にまとめて示す。なおこの間地区内の工事は既に完了している。沈下の特徴は次のとおりである。

- ① 夏期において、地盤は地下水位の変動に追隨して上・下しながら、次第に沈下を累積している。
- ② 夏期の水位上昇時及び春の融雪時に地盤のリバウンドが見られるが、沈下が残留する。特に融雪時の水位上昇が顕著である。ただし10日間程のタイムラグがある。
- ③ 61年度の7～11月にかけて大きな水位低下がある。特にNo.2地点に集中的な水位低下と沈下がある。
- ④ 12月過ぎの冬期に水位は低下し始めるが、1～2月には若干上昇し、厳冬期の水位は必ずしも低くない。特に61年度12月には逆に水位が上昇し、地盤のリバウンドもある。
- ⑤ 地盤沈下は12月過ぎに加速的に増え、1～2月に水位が上っても沈下の一途をたどる。61年度は12月にリバウンドがあるので1月から沈下が急増する。

⑥ 沈下が急増する期間は、積雪深のある期間と完全に一致する。

まず①、②の特徴から結果的に水位が低下しなくても、水位が変動する事自体で沈下を促進する事がわかる。すなわち地盤が1度経験した範囲内の水位変動であっても、リバウンド時に残留沈下量が累積していく。特に60年度の水位変化はごく自然的であるにもかかわらず、61年春には7～12cmもの沈下が残留した。既に地盤の沈下とリバウンドの関係については、東米里の例で報告があり(1986, 梅田安治)、沈下とリバウンドの関係から地盤変動をシュミレーションできる可能性も指摘されている。月間単位の水位変化・積雪深変化と、地表面変化との関係を図示したのが、図-13である。全体的に両者に正比例の関係は認められるものの、有意の相関性を求めるほどきれいな関係ではない。両者はより複雑な関係にあり、地盤に作用する応力履歴として詳しく検討する必要があるように思われる。

ここで問題なのは単純な水位変動のくり返しでも沈下が累積するとした場合、道内のどこの泥炭地でもその種の現象が生じているのかと言う点である。近年泥炭地の沈下報告は多い(前出、梅田など)が、長期的に見た場合、このような累積沈下が泥炭地における一般的な現象とは考え難い。泥炭地盤が累積沈下を始めきっかけとして次のケースが考えられるであろう。

- ・ 短期的にでも地盤がかって履歴した事のない範囲(処女荷重領域)の応力を受ける時
 - ・ 背景となる平均水位がわずかづつ低下し、最大応力時(例えば積雪時)には処女荷重領域となる時
- 何れにしても、泥炭地盤が地質学的な時間をかけて経験した応力履歴を越える時、累積沈下をはじめるきっかけとなるように思われる。例えば61年の、最大50cmに達する水位低下は、自然的変動の領域を越えている(当地区に隣接する場所での排水工事の影響が想像された)。また60年と61年を比較した場合、背景としての年平均地下水位は明らかに低下している。残念ながら当地区で施工前から継続観測した水位記録はないが、ボーリング調査による水位の対比や、東米里地区での年平均水位変化(前出、札幌市)を見ると年間で10cm程度平均水位が低下している。都市化の影響を直接受ける深層地下水のように顕著な変化ではないが、泥炭層中の地下水位はごくわずかづつ、確実に低下している可能性が強い。

图-12 地盤沈下観測記録

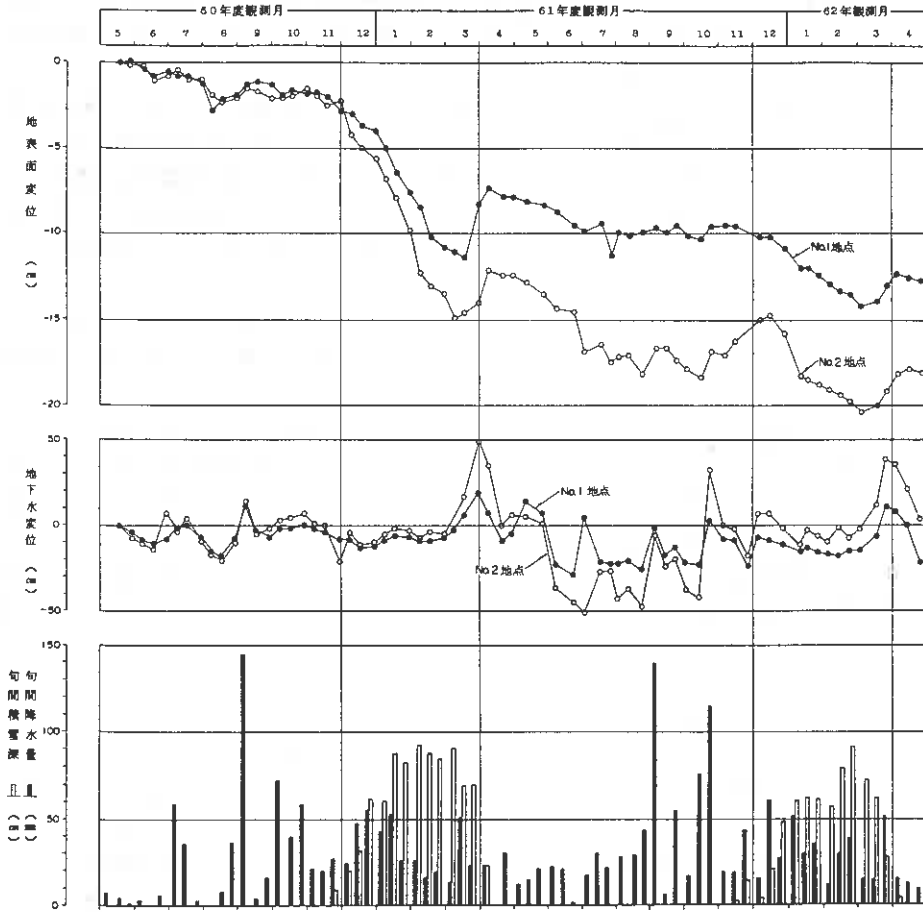


表-1 平均水位と地盤応力

観測時期		60年夏	60年冬	61年夏	61年冬
No.1	平均水位 (m)	1.65	1.69	1.75	1.75
	平均積雪深 (m)	—	0.80	—	0.65
	上載荷重 (t/m ²)	1.73	2.25	1.84	2.23
No.2	平均水位 (m)	1.45	1.45	1.68	1.44
	平均積雪深 (m)	—	0.80	—	0.65
	上載荷重 (t/m ²)	1.52	2.00	1.76	1.90

計算条件：泥炭 $\rho_t = 1.05 \text{ t/m}^3$ 、雪 $\rho_s = 0.6 \text{ t/m}^3$

图-13 地下水、積雪深変位と地表面変位

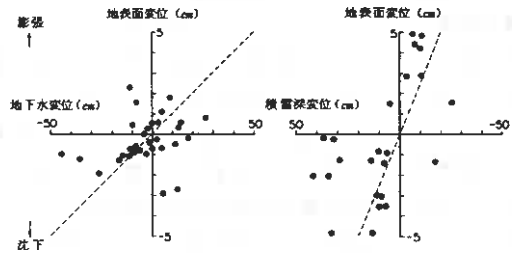


表-1は水位低下と積雪深を上載荷重として計算した結果であるが、泥炭地盤内の有効応力は同表の計算値にほぼ等しいと見なせる。冬期間の地盤内有効応力は夏期に比べて明らかに大きい。④、⑤、⑥の沈下の特徴は明らかに積雪荷重が原因である。先の図-4に対比すると、冬期間の有効応力 $P_0=0.2\sim 0.22\text{Kg/cm}^2$ は、素地地盤における圧密降伏応力の上限值である。現状における冬期の有効応力は、わずかとはいえ当地区の泥炭がかって履歴した荷重を越え、処女荷重領域に達していると判断される。

盛土を施工していない宅面地盤で沈下が累積するのは、背景としての年平均水位が低下する事が主要原因となっている可能性が高い。載荷盛土を行った地盤では、短期的とはいえ明らかに処女荷重領域に及ぶ荷重を載荷しており、これが累積沈下を生むきっかけとなったものと思われる。もちろん宅面地盤と言えど排水などにより一度大きく水位を低下させると、累積沈下のきっかけとなる可能性は強いであろう。

6. くり返し圧密試験の結果

荷重強度とくり返し載荷による沈下の関係を調べるために、図-1に示す地点から乱さない試料を採取し、くり返し圧密試験を実施した。

採取試料の自然条件と標準圧密試験の結果を表-2に示す。圧密降伏応力は表-1で計算した、現状における冬期の地盤内有効応力と完全に一致しており、素地地盤における上限値に近い事は前述のとおりである。地盤沈下の結果として、含水比と強熱減量比の相関は、図-2に示すように脱水した傾向にある。しかし、圧密降伏応力を越える荷重領域においては、初期の地盤と変わらぬ高い圧縮性を示す事は、先の図-4に示した。

くり返し載荷のサイクル毎の荷重段階は表-3に示す。最大荷重として、L荷重は泥炭の履歴荷重以内（擬似弾性領域）、H荷重は履歴荷重を越える範囲（処女荷重領域）、M荷重は現状の有効応力（圧密降伏応力に等しい）とした。試料の形状は直径75mm、厚さ25mm、各荷重段階の載荷時間はゼロ荷重時も含め24時間とした。くり返しサイクル数は、11サイクルまで実施しているが、未だ明瞭な収束値が得られていないため、くり返し試験を継続している。既にこの種のくり返し載荷試験について報告があり「長期的な地下水位の低下がない場合にも、泥炭地盤が沈下挙動を示すのは、初期には乾燥による沈下の影響が非常に大きい、長期的には水位変動に起因する有効土被り圧の変化によるくり返し圧密の影響が多い」（1987、神谷光彦）との指摘がある。しかしこの試験の特色は、くり返しによる累積沈下が初まる荷重領域を求めようとする点にある。

初期間隙比からの空隙比の減少量とサイクル数の関係を図-14に示した。同図によるとNo.1とNo.2の試料で初期間隙比に有意な差がある。つまりNo.1試料の方が初期間隙比、含水比とも大であるのに対し、空隙比の減少量そのものはNo.2試料の方が逆に大きい。この結果からも、泥炭の圧縮性そのものは、初期の空隙比や含水比とかならずしも対応しない（図-4に明瞭に表われる）ことがわかる。以上の点も考慮してここ

表-2 試料の自然条件

試料番号	No.1	No.2
採取深度 m	280	280
含水比 W %	697	563
湿潤密度 $\rho_t \text{ g/cm}^3$	0.94	1.00
空隙比 e_0	1.240	1.010
強熱減量比 Lig %	925	71.0
圧縮指数 Cc	6.98	5.38
圧密降伏応力 $P_c \text{ kg/cm}^2$	0.205	0.210
圧縮比 n	0.524	0.494

表-3 くり返し荷重

試料記号	L	M	H
最大荷重 kg/cm^2	0.1	0.2	0.4
1サイクルの 荷重段階 kg/cm^2	0.025	0.025	0.025
	0.05	0.05	0.05
	0.1	0.1	0.1
	0.05	0.2	0.2
	0.025	0.1	0.4
	0	0.05	0.2
		0.025	0.1
		0	0.05
			0.025
			0
所費時間	6日	8日	10日

図-14 初期間隙比 e_0 からの減少量

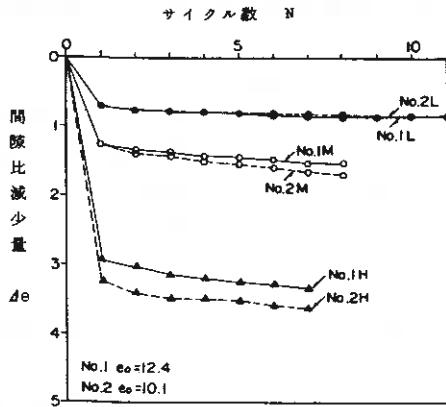
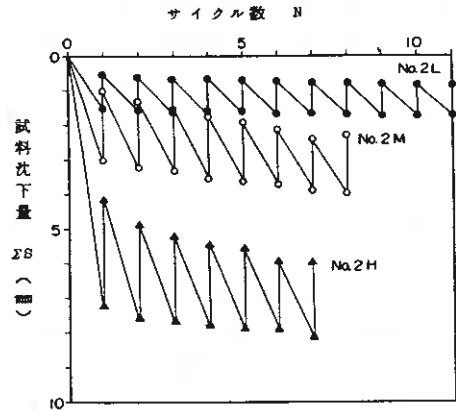


図-15 累計沈下量の変化図



では試料の変化を厚さ2.5mmの供試体に対する沈下量として表記する。またNo.1試料とNo.2試料で有意の差がないため、No.2試料の結果のみを代表例として示す。各サイクルの累計沈下量(ΣS)の変化を図-15に示した。L荷重試料はサイクルの後半部で沈下が取束する傾向を示すのに対して、M荷重試料とH荷重試料は沈下が取束する傾向が見られない。同時にL荷重では、サイクル毎の最大沈下時と膨張時の沈下量の中が始めから一定であるのに対して、M・L荷重試料では初期の中が広く、サイクルを追うに従って一定の中(従って上限線と下限線が平行になる)となる傾向がある。このことは1サイクル毎の残留沈下量は少なくなるが、新しいサイクルに移った時の増加沈下量は一定のまま引き続けている事を示している。

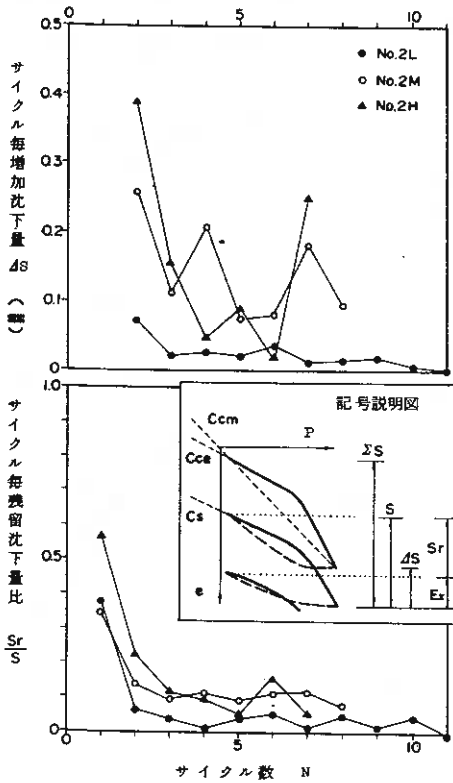
この傾向を確かめるため図-16にはサイクル毎増加沈下量(ΔS)及びサイクル毎全沈下量(S)と残留沈下量(Sr)との比率の変化図を示した。サイクル毎の増加沈下量はL荷重試料が少なく、10サイクル程度でゼロとなる。M・L荷重試料は3サイクル目で減少するが、その後ゼロに近づく傾向は見られず、しかもサイクル毎のばらつきが非常に大きい。

残留沈下量については、L荷重試料が7サイクル付近からほぼゼロとなる。M・L荷重試料は3サイクル付近から減少すると共にゼロに近づいているが、まだしばらく残留沈下量ゼロにはなりそうもない。ここで重要な特徴は、第一に、L荷重試料は10サイクル付近で増加沈下量、残留沈下量がゼロとなる事である。第二に、M・L荷重試料の累計沈下量が引き続き大きくなるのは、主として新しいサイクルに移った時の増加沈下量が減らないためであり、現時点ではその傾向が取束する見通しはない。

サイクル毎の沈下曲線の形状を見るために、圧縮指数の変化を図-17に示した。ここで C_{cm} は最小荷重(0.025kg/m²)から各試料最大荷重までの平均圧縮指数であり、 C_{ce} は擬似弾性領域と考えられる低荷重域(0.1kg/m²まで)の圧縮指数である(図-16参照)。L荷重試料は最大荷重が0.1kg/m²であるから両者の値は同じ値である。なお膨張指数は0.025kg/m²から最大荷重までの平均値をとった。同図の第一の特徴は、L荷重試料の圧縮指数が、わずかではあるが直線的に減少している点である。第二に平均の圧縮指数 C_{cm} で見ると、M・H荷重試料の値は明らかに大きく、L荷重の値に近づく傾向はあるものの、未だ一致する見通しはない。第三に弾性域の圧縮指数 C_{ce} については、L・H・Mのどの試料も初期から非常に近い値であり、5サイクル以後はほとんど有意な差が認められない。最大荷重の大きさにかかわらず弾性域の圧縮指数は一定であるという特徴は重要である。

弾性域の圧縮指数に対する最大荷重域までの平均圧縮指数の比率、及び平均圧縮指数に対する膨張指数の比率を図-18に示す。平均圧縮指数は弾性域圧縮指数に対して、M荷重試料で1.3倍、H荷重試料で1.6倍程度にとどまっており、その比率が1.0となる(両者が一致する)ことはしばらくありそうにない。

図-16 増加沈下量，残留沈下量の変化図



このことはM・L荷重試料で、サイクル毎の増加沈下量がいつまでも減少しない事を裏づける。膨張指数は平均圧縮指数に対して、早いサイクルで0.75程度の一定比率に収束し、それ以後の変化はない。更に最大荷重による変化もほとんど見られない。このことは全沈下量に対する残留沈下量の比率はほぼ一定であり、サイクル数によっても、また最大荷重の大きさによってもその差は少ない事を示す。

以上の事から累計沈下の現象を考える場合、単純な荷重のくり返しによって残留沈下が生ずる事が主な側面ではなく、載荷時に増加沈下量が生ずる事が問題である。地盤の沈下観測記録において、冬期に加速的に沈下が増大する傾向は、このような特徴を反映しているものであろう。そしてサイクル毎の増加沈下量が長期に亘って残るのは、M・L荷重など処女荷重領域と考えられる試料においてのみである。

以上の特徴を図-19に模式図として示した。低荷重域でのくり返しの場合、一定サイクルで増加沈下量 ΔS と残留沈下量 S_r はゼロとなるが、図-17の特徴から、圧縮指数はわずかずつ小さくなる。即ち図-19において C_{ce} が次第に小さくなる(直線 ab の勾配がゆるくなる)ことによって、 Δabc と原点で囲まれる四角形の面積が次第に小さくなる事を示す。この段階ではくり返しによる沈下はまったく生じないが、泥

図-17 圧縮指数の変化図

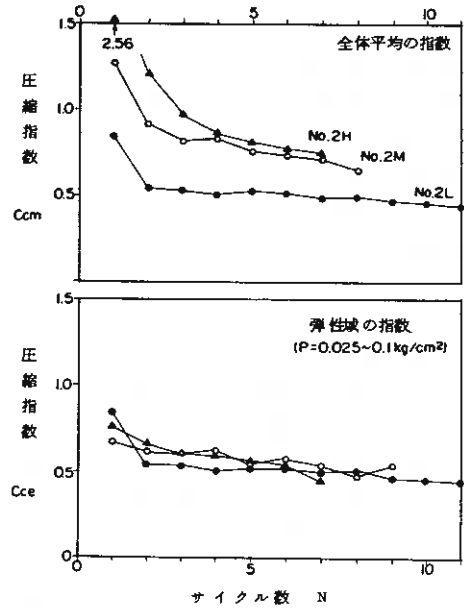
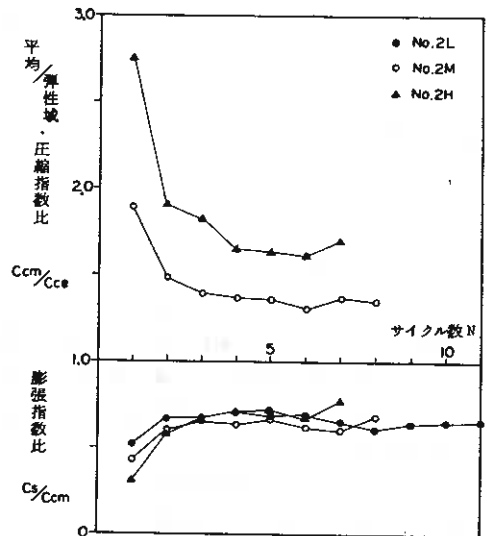


図-18 圧縮，膨張指数の比率変化図



炭の内部構造は変化しており、このような構造が安定するのは地質学的な長い時間を経た時であろうと思われる。

高荷重域でのくり返しの場合、最大荷重までの平均圧縮指数 C_{cm} と弾性域の圧縮指数 C_{ce} が一致すれば、 $\triangle ABC$ は $\triangle abc$ と相似形となり、 $\triangle S \cdot S_r$ ともゼロとなる。即ちくり返しによる沈下はなくなる。しかし C_{cm} は C_{ce} に対して高い一定の比率を保っており（図-18）、一致する見通しはない。従って図では $P = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ を越える領域においてのみ増加沈下量 $\triangle S$ が生じ、一定の比率で残留沈下量（ S_r ）が残る事となる。

7. むすび

泥炭地盤の沈下現象について要約すると次のとおりである。

- ① 泥炭の圧縮性は初期の間隙比や含水比に左右されるものではなく、圧縮比をもって評価される。
- ② 地盤沈下を生じている泥炭地の圧密降伏応力は、冬期に想定される最大応力とほぼ等しく、素地の地盤における応力履歴の上限値を示す。
- ③ 年間平均水位がわずかでも低下すれば、冬期間には地盤内応力が処女荷重領域に達している可能性が強く、非可逆的で大きな累積沈下が生ずる。
- ④ 短期間であっても、地盤内応力が処女荷重領域に至る事は、累積沈下を生ずるきっかけとなる。
- ⑤ くり返し載荷による累積沈下は、圧密降伏応力と等しいか又はそれを越える荷重領域においてはじめて生ずるものである事が、くり返し圧密試験において確かめられる。
- ⑥ 従って、泥炭地では微小な水位変動であっても累積沈下を生ずる場合がある。
- ⑦ 載荷盛土工法で十分な余盛荷重をかけても、広域的な地盤沈下に追隨して、長期に亘る沈下が続く場合がある。

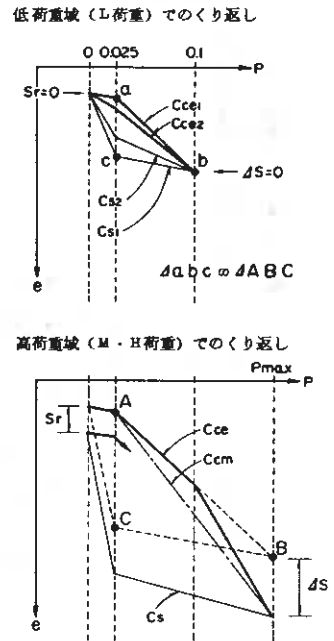
圧縮比や圧密降伏応力で表現される泥炭の力学的構造は、地質学的な長い時間をかけた自然史を通して形成されたものであり、そのバランスは極めて微妙なものであろう。わずかな外力が一度そのバランスを崩してしまうと、泥炭地盤は思わぬ変化を示すようである。一見自然的な水位変動によって泥炭地盤に累積沈下が生ずるのは、どこの泥炭地にも共通した一般的現象ではなく、都市化・農地化などによる微妙な変化を受けた泥炭地に生じている現象と見るのが妥当と思われる。

以上の調査・施工資料は、札幌市建設局区画整理部が長年に亘り検討したものである。研究資料として発表の許可を与えていただいた関係諸氏に対し、記して感謝の意を表する。

（参考文献）

- 若松幹男（1986）泥炭性軟弱地盤の簡易な沈下予測、泥炭に関する研究討論会論文集、土質工学会道支部
 河野文弘ほか（1974）日本の特殊土第4章泥炭、土質工学基礎ライブラリー、土質工学会
 札幌市（1984）札幌市の公害の現況と対策、昭和59年度版
 梅田安治（1986）都市化に伴う泥炭地の地盤沈下、泥炭に関する研究討論会論文集、土質工学会道支部
 神谷光彦（1987）泥炭の繰返し載荷および乾燥繰返しによる圧縮特性、技術報告集第27号、土質工学会道支部

図-19 くり返し圧密の模式図



日本道路公団 札幌建設局 荒 厚
 同 上 高田 保
 応用地質株式会社 ○藤岡雄二

1. まえがき

昭和58年11月に供用を開始した道央自動車道（札幌～岩見沢間）約32kmのうち、野幌台地を除いた約27kmは高含水比、高圧縮性の泥炭や厚い粘性土層が分布する超軟弱地盤地帯を通過しており、このうち、17kmが高さ5～6mの盛土で建設されている。この区間は当初から、盛土に対する地盤の支持力不足や長期にわたる沈下が懸念され、3箇所の実験工事を経て、軟弱地盤対策工として押え盛土、サンドドレーン工、盛土の緩速施工を基本とし、盛土施工中は電算による沈下、安定の集中管理システムの導入により、沈下計、変位ゲイ、間隙水圧計等の多くの動態観測データを一括処理し、施工を行った。供用後は舗装の維持管理を目的として、盛土施工時に設置され、供用後も本線中央分離帯に残されている地表面沈下計等を定期的に観測している。本報告では、供用後4年を経過した道央自動車道（札幌～岩見沢間）の現在までの沈下の推移をまとめる。

2. 地質概要

札幌～岩見沢間の位置図および全線の土質縦断図を図-1および2に示す。これによると、起点側の札幌I.C～清真布川までは表層部に含水比が100%にも及ぶ泥炭が5～6mの厚さで堆積しており、千歳川から江別東I.C間のみ、この泥炭が欠如している。泥炭下位の軟弱な粘性土の層厚は最大30mに達する。清真布川から岩見沢I.C間は、粘性土層中に泥炭が挟まれ、互層状に分布する。

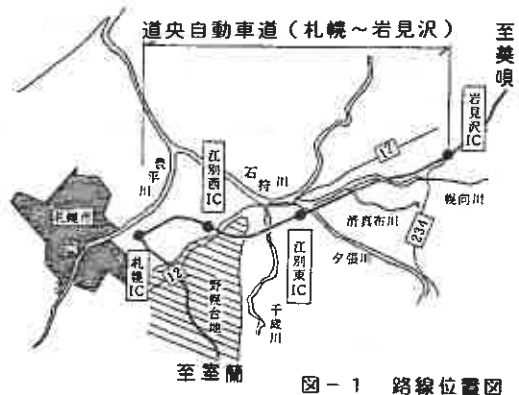


図-1 路線位置図

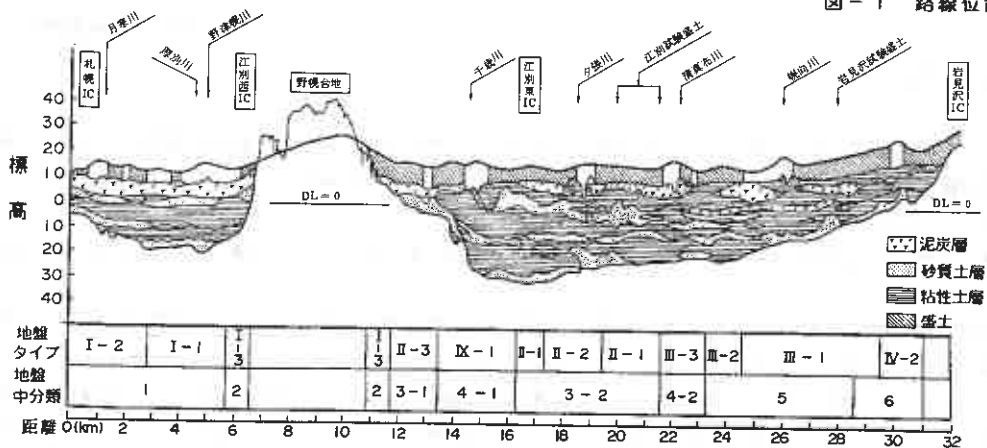


図-2 土質縦断図

この区間は地形・地質・土質構成の特徴から大きく3つの区間に分類され、さらに11の地盤タイプに細分化して設計を進めた。各地盤タイプの土質構成を表-1に示す。なお、本報告では、表中の地盤中分類の8地盤タイプに簡略化している。その特徴を整理すると以下ようになる。

- タイプ1～3-1, 3-2 --- 表層に泥炭が分布
- タイプ4-1, 4-2 --- 厚い粘性土が主体
- タイプ5 --- 粘性土と泥炭の互層
- タイプ6 --- 薄い粘性土からなる

表-1 地盤タイプの分類

タイプ	土 層 構 成		地 盤 中 分 類
	上 部 層	下 部 層	
I-1	泥炭+粘土+(薄い)+砂	凝成粘土(厚い)	1
I-2	泥炭+砂	凝成粘土(薄い)	
I-3	泥炭+砂	—	2
II-1	泥炭(厚い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	3-2
II-2	泥炭(薄い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	
II-3	泥炭+粘土(厚い)+砂	—	3-1
III-1	粘土+泥炭+粘土+泥炭+粘土	—	5
III-2	粘土(薄い)+泥炭+粘土+泥炭+粘土	砂と粘土の互層	
III-3	粘土(厚い)+泥炭	砂と粘土の互層	4-2
IV-1	粘土(厚い)+砂	粘土と砂の互層	4-1
IV-2	粘土(薄い)	—	6

3. 軟弱地盤処理の概要

本路線で採用した主な軟弱地盤処理工とその目的は次のとおりである。(図-3参照)

(1) 表層排水工法(素掘側溝)

地下水位低下による表層部の強度増加を計るとともに工事に伴う周辺地盤の変位を軽減する。

(2) 敷網工法

施工時のトラフィカビリティや安全を確保するために合成樹脂のネットを敷設した。

(3) 敷砂(サンドマット)工法

圧密層からの排水の速やかな処理と施工機械のトラフィカビリティを確保するため、泥炭地盤では厚さ1.0m、粘性土地盤では0.7mで施工した。

(4) サンドドレーン工法

主に圧密沈下による地盤強度の増加を期待して、粘性土のみからなる地盤および泥炭の薄い地盤を除いて本線盛土法尻付近までの全面打ちを採用した。ドレーンはφ400mmで三角形配置の1.5~2.5mピッチとし、打設深さは中間砂層までの約10m程度である。

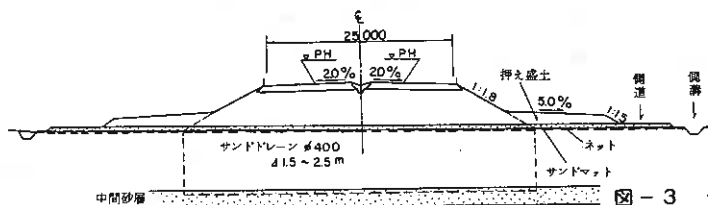


図-3 代表的な軟弱地盤処理工

4. 供用後の沈下

土工工事段階に設置した地表面および層別沈下計のうち、供用後も支障のない約180箇所(C-Box等構造物を除く)について年に2~3回の頻度で水準測量を行い、沈下量を求めている。

4-1 供用後の沈下量と盛土開始からの沈下量

地表面沈下計の供用後4年間の沈下量と盛土開始からの沈下量(サンドマット施工による沈下量は含まない)を図-4に示す。

供用から4年間経過した現在でも沈下は終了しておらず、最も沈下量が多い区間は地盤タイプ3-1の札幌方STA160~180付近で4年間の沈下量は平均30cm、最大沈下量は54cmに達している。次いで地盤タイプ4-1区間でその沈下量は20~30cmである。この両区間は表層部に泥炭が分布するかしないかの違いはあるものの、この下位に厚い粘性土層が堆積していることでは一致している。逆に沈下量が少ないのは泥炭のみからなる地盤タイプ2と下位に粘土を伴う地盤タイプ3-1で5cm前後にすぎない。他区間は部分的に大き

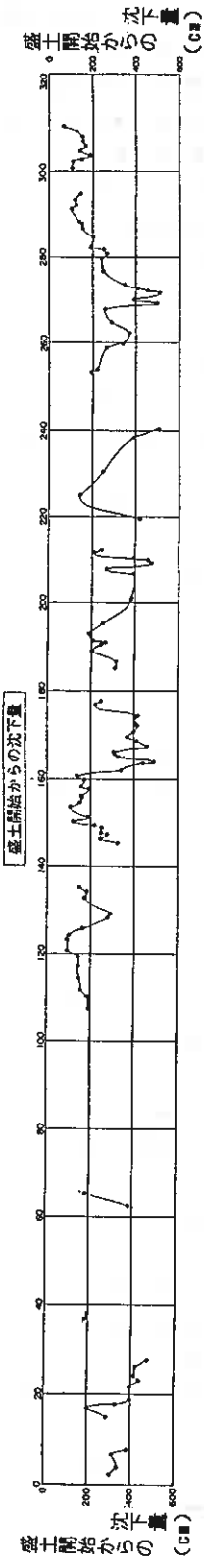
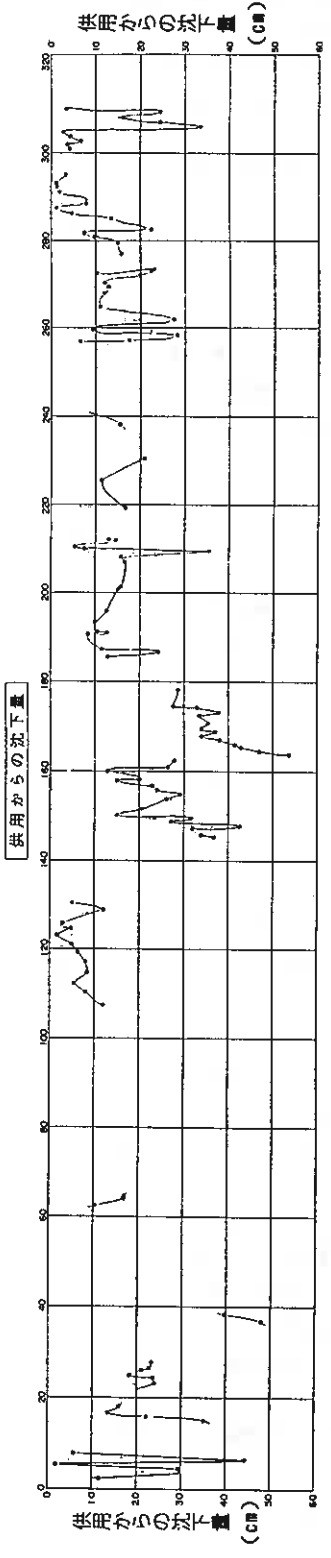
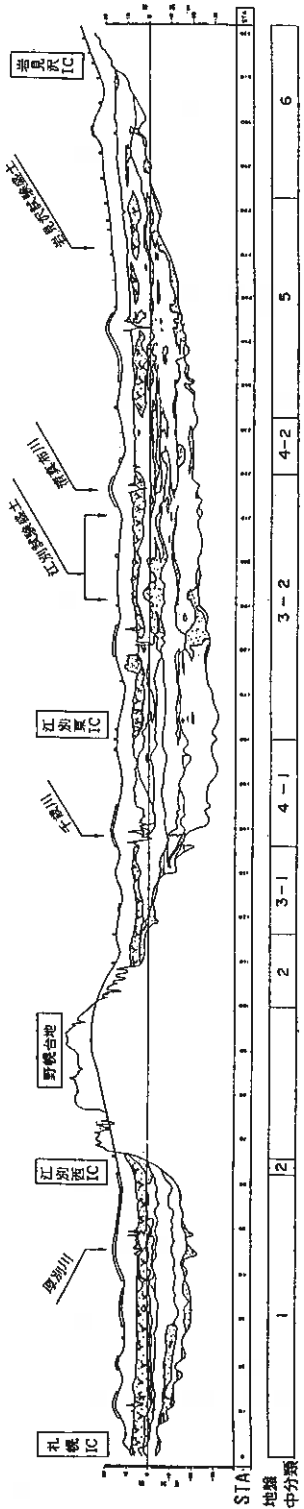


図-4 沈下量終結図

な沈下が発生しているが、概ね10~20cmで、施工開始時間が早い岩見沢方で沈下量が小さくなっている。

盛土開始からの沈下量(S)と4年間の沈下量(ΔS)との関係を地盤タイプ毎に記号を変えて表わしたものが図-5である。

各地盤タイプともばらつきが見られるが、 $\Delta S/S$ の比率は概ね次のようになる。

- 地盤タイプ 4-1 ----- 10~20%
- 地盤タイプ 3-2, 4-2 ----- 4~9%
- 地盤タイプ 1, 2, 3-1, 5 ----- 3~7%
- 地盤タイプ 6 ----- 2%前後

粘性土のみからなるタイプ4-1が極端に大きな比率を示していることが特徴と言える。

4-2 沈下の推移

(1) 地盤タイプ別の沈下量

盛土による沈下は、盛土完了後も長期にわたって継続することが知られており、この沈下は時間の対数に対してほぼ直線的に進行する傾向を示すことから、設計・施工の段階では東名高速道路の沈下追跡調査の結果をもとに盛土完了後600日以後、長期沈下(二次圧密沈下)に移行するものとして、次式で長期沈下量の推定を行った。

$$S_2 = \alpha \cdot H \log(t/600) = \beta \log(t/600)$$

S_2 : 二次圧密沈下量 (cm)

α : 二次圧密速度 (%) ..Mesri の提案値

$\alpha = 1/100 \times W_n$ (W_n : 自然含水比)

H : 軟弱層厚 (cm)

この考え方にしたがえば、供用後4年(1460日)を経過した現在、発生している沈下は二次圧密となる。

図-6は盛土立上り日を基準として、その後の地表沈下量の経時変化を表わしたもので、この図では縦軸の原点を少しずつつらしてある。

施工時期の早い岩見沢方のタイプ4-2、5、6では図中Aで示した舗装工事(路盤厚15~20cm+アスファルト合材厚20cm)による新たな荷重が加わっても、工事以前の沈下傾向がその後も継続しているが、盛土工事の遅い札幌方では明瞭な沈下増加が約200~300日間続いた後、ほぼ舗装工事前の沈下勾配に戻る傾向が見られる。供用(B)後はいずれの地点も直線的に推移している。この直線勾配 β 値(片対数グラフの1サイクル間の沈下量)の理論値 β と実測値 β' を比較してみると、供用後の沈下量が大きいタイプ3-2、4-1、4-2は β' 値が β 値を大きく上回っているが、他のタイプでは、 $\beta' \approx \beta$ あるいは $\beta' < \beta$ の関係にある。

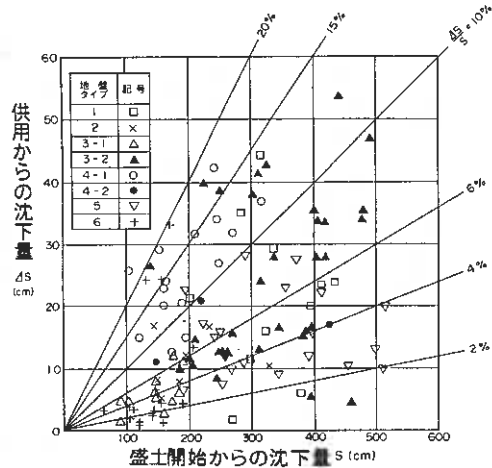


図-5 盛土開始からの沈下量と 供用からの沈下量

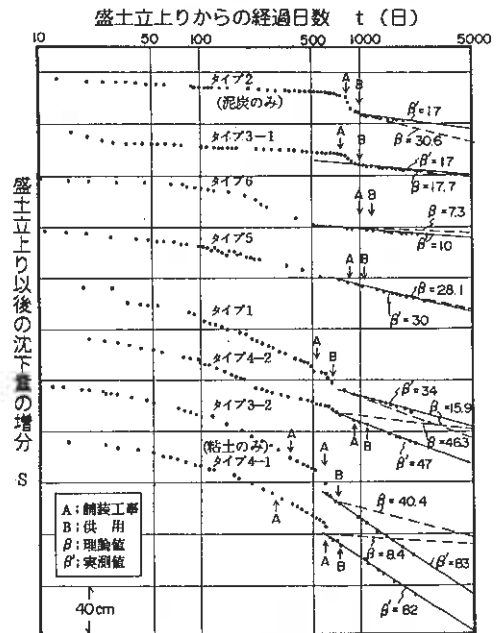


図-6 地盤タイプ別の沈下の傾向

(2) 試験盛土の沈下

本線盛土に先立って行われた江別試験盛土工事 (TF-2) では、図-7に示す無処理工区 (NF3)、サンドドレーン工区 (RF)、サンドコンパクション工区 (SCP)、混合処理工区 (CMC) の4工法を施工した。この各工区の盛土開始からの沈下量 S と供用後の沈下量 ΔS および β' 値は次のとおりである。

NF3... $S=482\text{cm}$, $\Delta S=35.5\text{cm}$, $\beta'=106$ RF... $S=461\text{cm}$, $\Delta S=7.6\text{cm}$, $\beta'=31$
 SCP... $S=396\text{cm}$, $\Delta S=5.3\text{cm}$, $\beta'=25$ CMC... $S=211\text{cm}$, $\Delta S=14.6\text{cm}$, $\beta'=59$

NF3とRFの盛土開始からの沈下量はほぼ同程度であり、SCP、CMCはパイルへの応力集中から、沈下量の低減が現われている。供用後の沈下量はNF3では放置期間中に約3mの盛土が行われ、その影響を受けて、最も大きな35.5cmの沈下が発生しており、次いでCMCの約15cmとなっている。CMCは盛土荷重がパイルを介してパイル下の厚い粘土層に伝わり、この層の沈下を増加させている可能性がある。

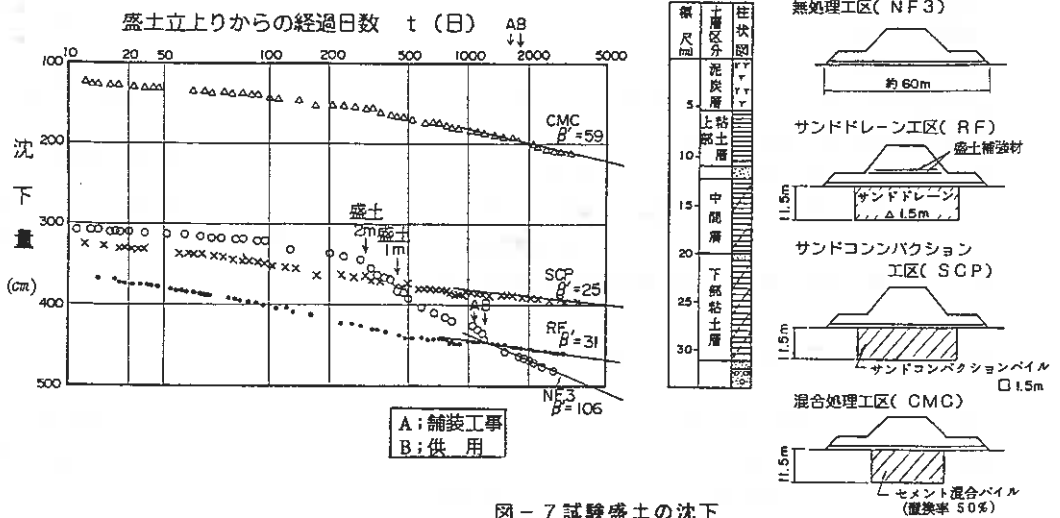


図-7 試験盛土の沈下

(3) 層別の沈下

試験盛土工事のうち、サンドドレーン打設工区における層別の圧縮量の経時変化を図-8に示す。これによるとドレーンによる改良範囲内にあると考えられる①、②は供用前までのデータではあるが、沈下はほぼ収束状態にある。しかし、ドレーン下の厚い粘土層はまだ大きな沈下が発生している。 β' 値は泥炭層では理論値の約1/10に対し、粘土層は逆に10倍近い値となっており、図-7で示す地盤タイプ毎の沈下傾向とよく類似した傾向にあることから、地盤タイプ3-2、4-1、4-2の沈下の大部分はこの厚い粘土層の沈下が占めているものと考えられる。

(4) 二次圧密速度 α

供用後の沈下は地盤タイプに関係なく、 $S \sim \log t$ 曲線で直線的に推移しているが、地盤タイプによりこの勾配 β がかなり異っていることから、前述のMesriの二次圧密沈下量の計算式を用いるにはある係数 n を

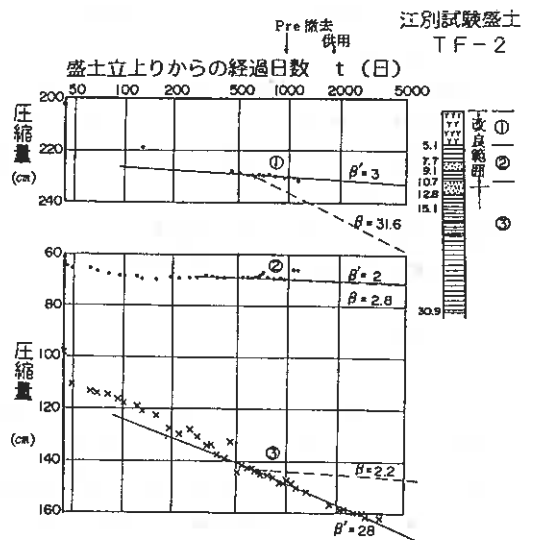


図-8 層別の圧縮量

乗じる必要があり、図-9に示す二次圧密速度 α (β/H)の理論値と実測値の相関から、係数 n を設定してみる。

泥炭のみの地盤タイプ2は $n \approx 0.3$ 、粘土のみの地盤タイプ4-1は $n = 5 \sim 10$ でいずれも相関図の両端部にあり、泥炭、粘土からなる他のタイプはこれらの中間的な値を示し、概ね係数 n は次のようになる。

- 地盤タイプ1 ----- $n = 0.5 \sim 1$
- 地盤タイプ3-1 ---- $n = 1$
- 地盤タイプ3-2 ---- $n = 1 \sim 3$
- 地盤タイプ4-2 ---- $n = 2$
- 地盤タイプ5 ----- $n = 1 \sim 2$
- 地盤タイプ6 ----- $n = 1 \sim 2$

以上のように、泥炭のみあるいは厚い粘土のみを除けばほぼ係数 n は1~2程度となる。

なお、前述のMesriの方法で沈下量を予測する場合、二次圧密開始時間を $S \sim \log t$ 曲線が直線に移行する600日に設定しているが、札幌~岩見沢間では舗装工事等による荷重変化がない限り、泥炭のみの地盤が盛土立上り後100日程度と最も早く、地盤タイプ3では300日と粘土層厚が増すにつれて遅れる傾向にあると想定している。

4-3 盛土放置期間と供用後の沈下量の関係

一般に道路等の構造物では供用後の沈下量を少なく押える方法の1つとして盛土立上り後の放置期間を長く取る方法が採用されている。当区間ではプレロード工法や水抜き工等が併用されているため、単純な比較はできないが、全体的な傾向を知る意味で図-10に放置期間（盛土立上りから供用まで）と供用後4年間の沈下量の関係を示す。

最も4年間の沈下量の大きい地盤タイプ3-2は2年間放置後1年間延びる毎に沈下量が半減し、4年位で他の地盤タイプとあまり差がなくなる。これに比べて地盤タイプ4-1は減少の割合が小さく1年間長く放置しても5cm程度の差にすぎず、長期間の放置でも大きな沈下が残ることを意味している。他の各地盤タイプは図-5に示すように盛土による沈下が速やかに進行していることから、放置期間を長くとっても、4年間の沈下量に大きな変化は見られない。

5. あとがき

道央自動車道（札幌~岩見沢間）で行っている本線盛土の沈下測定結果の中から、一部を紹介した。供用後すでに4年を経過した現在でも、一部区間で年間10cm近い沈下が継続しており、これは厚い粘土層の圧密沈下の遅れが主な原因との想定のもと、間隙水圧測定、地中変位測定等の調査に着手したところである。沈下計の測定については道路の維持、管理上不可欠のもので今後も定期的な測定を継続して行く予定であり、これらの結果から長期にわたる沈下の原因を解明して行きたいと考えている。

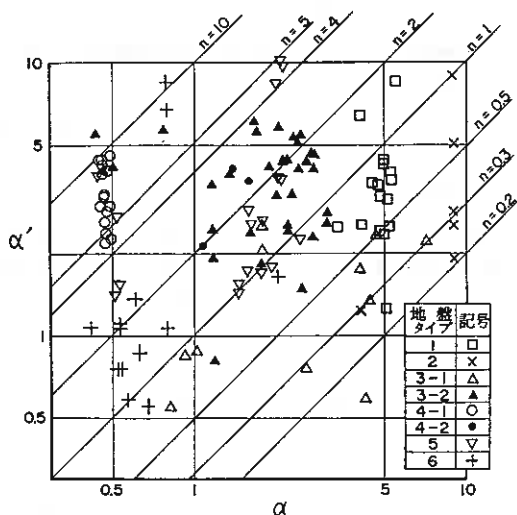


図-9 α と α' 値の相関

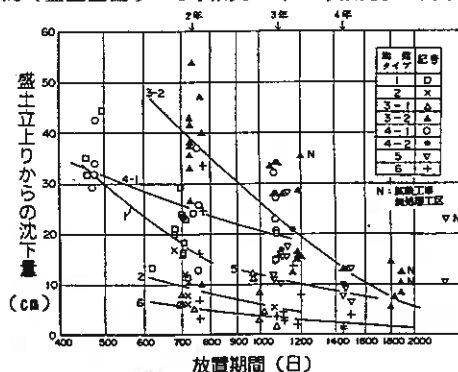


図-10 放置期間の供用後4年間の沈下量

道央自動車道(三笠～滝川間)の

地すべりについて

土木学会 北海道支部
技術報告集 第28号
昭和63年2月

日本道路公団札幌建設局

中嶋 将博、○ 荒 厚

1. はじめに

道央自動車道の岩見沢～美唄間は昭和62年9月すでに供用が開始され、美唄～滝川間も昭和63年秋の供用開始を目指す段階に入っている。

本ルートの上三笠I・C～滝川I・C間は、工事中に数多くの地すべり・崩壊が発生したが、小文では、これらの地すべり・崩壊事例を4つのタイプに区分し、地質状況や対策工の検討手法についてとりまとめたものである。

とくに古第三紀層の切土工に伴う崩壊は、古第三紀層の分布自体が全面的にも限られているため、土木・地質技術者にとって興味深いものと思われる。

2. 地質の概要

ルート付近の地質を図-1 概略地質図に示す。

東側の山地と石狩低地帯との地形境界付近には、赤川断層、豊平断層とあり、この断層を境に東側の古第三紀層と西側の新第三紀層、第四紀層とが接している(図-2 地質構造概念図)。

豊平断層の北側は第四紀層に被われるために、断層の延長は不明である。これらの断層は、「活断層の疑いのあるリニアメント(複安定Ⅲ)」として文献に示されている。

ルートは、この断層に並行する形で北上し、美唄市光珠内付近から奈井江町までは古第三紀層が切土の対象となっている。この区間以外は主として新第三紀層が切土の対象と切土対象となった。

古第三紀層は、全体としては砂岩、泥岩が主体であるが、かつて石狩炭田の採炭対象となっていた地層であり、頻りに石炭層をはさむのが特徴である。

またルートの近くでは断層の影響で破碎されていることがあり、とくに炭質層が選択的に破碎されている場合が多い。

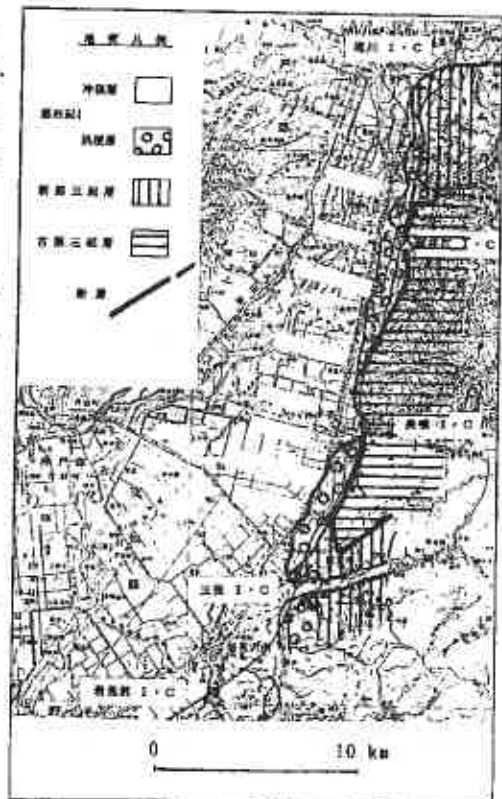


図-1 概略地質図

新第三紀層は、三笠～光珠内間では中新世～鮮新世の泥岩、砂岩の互層で、西向き斜面では急傾斜(60°前後)の流れ盤となる。この区間の新第三紀層は風化に対する抵抗力が小さく、掘削後1年程度で地表から約10mの深さまで風化が進行する。全体に潜在クラックが発達している。

一方、美唄～滝川間では鮮新世の泥岩、砂岩細互層が8～15°の緩い勾配で分布する。全体にブロック状の亀裂が発達するほか、泥岩中に厚さ数mm程度の薄いすべり粘土状の粘土をはさむことがある。

これら新第三紀の岩石は比較的軟質であり、一般的には亀裂などは目立たないことの多い岩相であるが、ルート付近ではかなり亀裂が見られ、のり面崩壊発生の地質的素因となっている。この亀裂の生成は活断層などの活構造に起因している可能性がある。

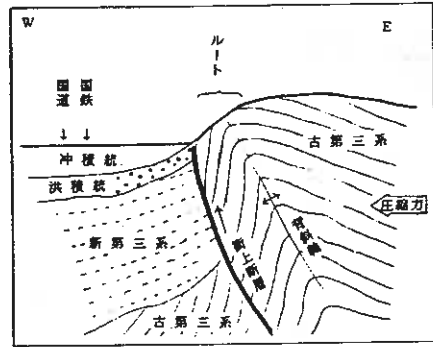


図-2 地質構造概念図

3. 地すべり・崩壊の事例

3.1 古第三紀層の地すべり・崩壊

● 炭質層に関連した地すべり(地すべり型)

奈井江土取場で典型的な事例が見られた(図-3)ほか、光珠内トンネル、奈井江の大日浄水場付近などでも同種のすべりが発生している。

このタイプは炭質層(または凝灰岩層)がすべり面となり強風化岩や崩積土が崩壊するもので、崩壊土塊は軟質、時には泥流状を呈し、すべり粘土が見られることが多い。

崩壊土量は5,000～20,000㎡と大規模な崩壊になることが多い。

対策工は、土取場では押え盛土、のり面では鋼管抑止杭工、排土工、のり枠アンカー工が採用され、いずれも地下水排除工(集水井、水抜きボーリング)が併用された。

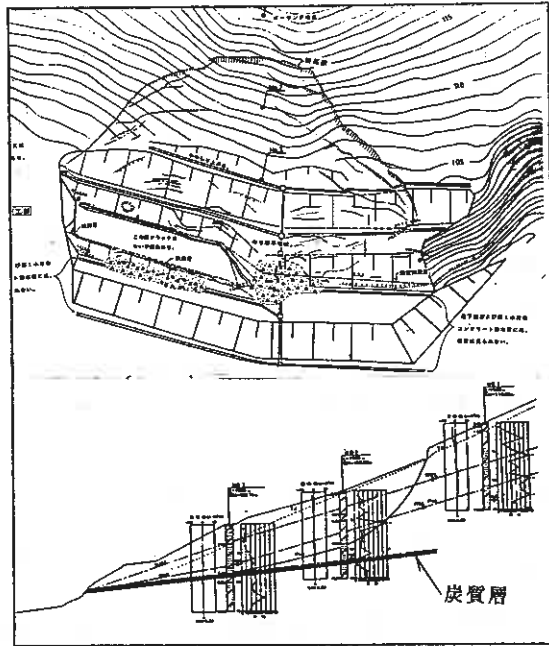


図-3 奈井江土取場の崩壊状況

● 急傾斜岩盤の変形・崩壊(トップリング型)

美唄市山の手地区(図-4)、東明地区などで事例が見られた。

層理面、炭質層、亀裂、破碎帯などの地質的弱線が急傾斜(60～80°)で分布する岩盤のり面に、比較規模の大きい変形(数10cmオーダー)がおこるタイプで、トップリング的な挙動を示すこ

とがある。

このタイプでは変形量は大きいものの急激な崩壊には至らないこともあり、変形後の2次的な風化や間隙水圧の作用で崩落することも多い。

3.2 新第三紀層の地すべり・崩壊

● 緩傾斜流れ盤のブロックすべり

(ブロックすべりⅠ型)

砂川市付近に分布する鮮新統の軟弱層で数件発生している(写真-1)。

崩壊岩塊は比較的原始形を保ち8~12の緩い直線的なすべり面上を、水平距離8~10m滑動した。

地質的な要因として、ブロック状の不規則な亀裂の発達と厚さ数m単位の軟弱粘土の介在があげられる。

これらは、大阪層群中の層状破砕帯の形成と同様に、第四紀に入ってからの構造運動によって形成された可能性もある。

この崩壊は初生的なブロックすべりであることと、地山の亀裂やすべり面となり得る軟弱層の把握が難しく、事前にすべりの発生とすべりブロックの大きさを予測するのは極めて困難である。

発生した事例でも、移動土塊の土量は200~18,000m³と非常にばらつきが大きい。

対策工は崩壊規模と地形的な要素を考慮して、排土工と抑止杭(鋼管、H鋼)およびアンカー工が採用されている。

● 急傾斜流れ盤のブロックすべり

(ブロックすべりⅡ型)

美唄市峰延付近で2件の事例がある。

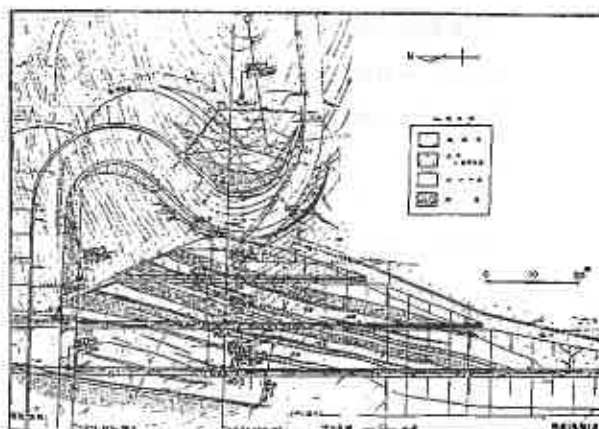


図-4 (1) 山の手地区の地質平面図

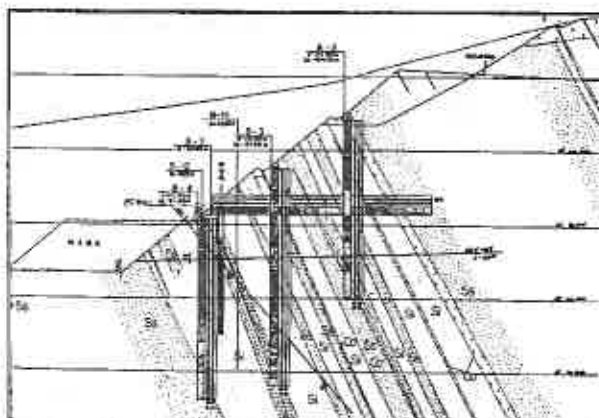


図-4 (2) 山の手地区の地質断面図



写真-1 新第三紀層のブロックすべり

中新統追分層のシルト岩と砂岩の互層が、50～60°の勾配で分布し、変状の発生したのり面では急傾斜の流れ盤となっている(図-5)。

追分層のシルト岩は極めてスレーキングしやすく、掘削後1年程度の時間経過で掘削面から約10mの深さまで風化による強度低下が進行する。

図-5のような地質構造は、一般的にはすべりが発生しにくいとされているが、この事例では互層中の砂岩層に間隙水圧が作用して、スレーキングで強度低下した地山をブロック状に押し出し、ブロックすべり状の変状を発生させたと考えられる。

対策工としては非土工が採用され、これに伴って構造物(跨道橋)の一部を改築した。このほか、水平ボーリングによる地下水排除が行われている。

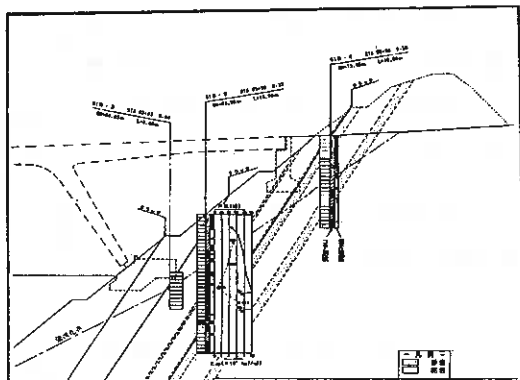


図-5 急傾斜流れ盤のブロックすべり

5. まとめ

道央自動車道の三笠I・C～滝川I・C間の切土工事中に発生した地すべり・崩壊は、仮設掘削も含めるとかなりの件数にのぼるが、崩壊形態で整理すると6～7のタイプにまとめられる。

小文ではこのうち代表的な4タイプについて、それぞれ典型的な事例を紹介した。

古第三紀層の事例では石炭層に関連した地すべりと、トップリングと思われる特異な変形・崩壊があったが、古第三紀層の分布自体が全国的にも限られているために、大規模土工の実績としても貴重なものと考えられる。

新第三紀層の事例では、岩盤内に潜在する多数のブロック状の亀裂や軟弱層の存在と、活構造との関係が注目される。

これら個々の事例については今後も検討を進め、別に詳しく紹介する機会を持ちたい。

なお小文をまとめるにあたり、データを提供された地質コンサルタントならびに工事関係者に謝意を表します。

—参考文献—

1. 松野久也ほか(1964); 5万分の1地質図幅説明書「岩見沢」, 北海道開発庁
2. 小林 勇 ほか(1957); 5万分の1地質図幅説明書「滝川」, 北海道開発庁
3. 松井 寛 ほか(1965); 5万分の1地質図幅説明書「砂川」, 地質調査所
4. 藤田和夫ほか(1980); 日本の活断層, 活断層研究会 編
5. 西垣好彦(1983); 大阪近傍の新生代層に見られる層状破碎の生成, 「応用地質」24巻2号
6. 新津 誠 ほか(1981); 応用地質学, 応用地質学研究会 編
7. 吉中龍之進ほか訳(1979); フック、ブレイ 岩盤斜面工学, 朝倉書店

道央自動車道 美唄市山の手地区の トッピング解析について

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第 28 号
昭和 63 年 2 月

日本道路公団札幌建設局 中嶋 将博、後藤 英一
基礎地盤コンサルタンツ(株) ○ 生川 淳一

1. はじめに

道央自動車道岩見沢～美唄間は昭和 62 年 9 月に供用が開始されたが、この区間の工事中に美唄市山の手地区ののり面でトッピング(TOPPLING)と思われる特異な変状が発生した。

トッピング崩壊についてはいくつかの研究結果が発表されているものの、解析手法や対策工の検討手法はまだ確立しておらず、設計外力は便宜的に「すべり」におきかえて算出するなどの方法がとられていることが多い。

筆者らは、山岳地での切土に伴うトッピング崩壊が近い将来増加することを予想しており、トッピング崩壊に対する事前予測と対策工の検討手法としての FEM の可能性について、山の手地区などの事例を対象に検討を進めている。

今回はその中間報告として現場でののり面変形の現象を FEM によってシミュレートした解析の事例を紹介するものである。

2. 地盤モデル

図-1 のような地盤モデル図を作成した。この地盤モデルの主な特徴は次のとおりである。

- ① 地質構造(急傾斜の受け盤)、岩種岩質(互層、風化状況など)、亀裂の発生位置など、現場の状況を忠実に反映している。
- ② トッピング崩壊に特徴的な、開口クラックやトッピングブロック間の食い違い変形を再現するために、JOINT要素を用いている。

地層区分		記号
表	土	1
炭	質層	2
軟質シ	風化	3
ルト岩	新鮮	4
軟質シ	風化	5
ルト岩	新鮮	6
砂岩	風化	7
	新鮮	8
JOINT	風化	9
	新鮮	10
	限界深度	11

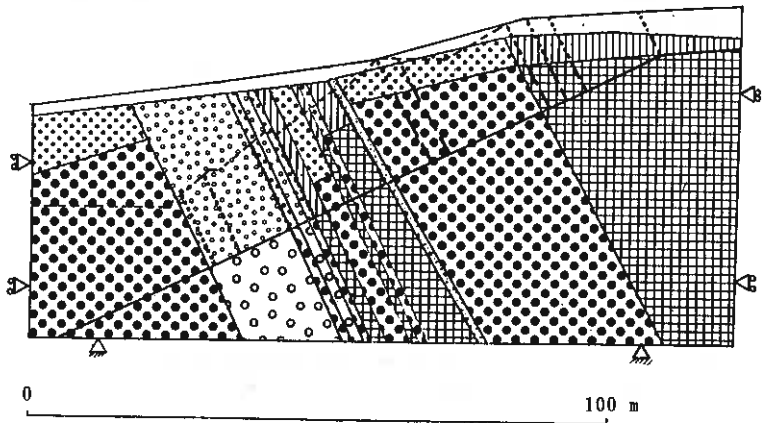


図-1 解析用地盤モデル

3. 入力物性値

各要素の強度定数は室内の多段階三軸試験(UU)のC, φを、変形係数は孔内水平載荷試験のEを原則として用いたが、データのないものについては一般的な値を推定した。

各要素の入力用物性値を表-1に示す。

4. 解析ステップおよび解析条件

現場で発生した現象を再現するために、解析ステップと解析条件を表-2のように設定した。

使用したプログラムは次の2つである。

応力～変形解析 …………… SOIL2N

浸透流解析 …………… SOIL2F

境界条件は次のように設定した。

左側 …………… 水平方向変位固定

右側 …………… 水平方向変位固定(STEP④のみ変位自由)

底面 …………… 水平、鉛直方向とも変位固定

なお、計算方法はBi-linearとした。

表-1 入力物性値表 { 上段 ピーク時
下段 破壊時

	盛土	表土		炭質層		軟質シルト岩		硬質シルト岩		砂岩		JOINT要素		
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	
粘着力 C(kgf/cm ²)	(0.05)	(0.5)	1.1 0.2	1.1 0	2.6 0	4.4 0.7	19.7 8.3	5.7 0.2	8.6 2.2	0.5 0.5	1.1 0.5	2.6~ 19.7 0~ 8.3		
内部摩擦角 φ(deg)	(30)	(15)	23 3.2	23 14	14 14	34 30	54 54	11 11	27 27	15 15	23 14	14~ 54 14~ 54		
変形係数 E(kgf/cm ²)	(250) 0.1	(250) 0.1	(100) 0.1	500 0.1	1000 0.1	1000 0.1	3000 0.1	(1000) 0.1	(2000) 0.1	250 0.1	1000 0.1	1000~ 3000 0.1		
引張り強度 σ _t (kgf/cm ²)	0.01	0.1	0.2 0	0.2 0.1	0.5	0.8 0.1	2.0	1.1 0.04	0.9	0.1	0.2 0	0.3~ 2.0 0~ 0.8		
ポアソン比 γ	0.40	0.45	0.45 0.49	0.45 0.49	0.40	0.40 0.49	0.30	0.35 0.49	0.30	-	-	-		
単位堆積 重量 γ _t (tf/m ³)	1.8	1.8	1.9	2.3	2.3	2.4	2.4	2.3	2.3	-	-	-		
備考												層理面に平行 トップリ ング限界 深度線		

*1 () は推定値

*2 $\sigma_t = \frac{1}{5} C$ として算出

表-2 解析ステップと解析条件

解析ステップ	施工段階	現場での現象	解析条件	使用プログラム
STEP①	掘削前	-	自重解析、 $K_0=0.5$	SOIL2N
STEP②	当初設計のり面掘削後	数cmオーダーの小変形おこる	掘削解析、 $K_0=0.5$ JOINT 9 破壊	
STEP③		水道管破損し、のり面の亀裂から水が噴出する 数10cmオーダーの大変形おこる	JOINT 面に $100t/m^2$ の等分布荷重 JOINT 10 破壊	SOIL2N SOIL2F
STEP④	当初設計のり面掘削後押え盛土施工	変形止まる	JOINT 面に $20t/m^2$ の等分布荷重作用	SOIL2N
STEP⑤		融雪期の水位上昇により数cmオーダーの小変形おこる	SOLID 要素に動水勾配0.35の水平力作用	
STEP⑥	切直し後、押え盛土撤去	20~30cmの変形おこる	軟質シルト岩破壊	
STEP⑦	再度押え盛土施工	変形止まる		

5. 解析結果について

FEMによる変形解析の結果を図-2に示したが、各ステップの変位パターンと変位量は全体として現場の現象をよく再現し得た。

変位のパターンについては、トップリングによるのり面変形の特性がJOINT要素の特性によくマッチしていたため、パターンがよく再現されたと見えよう。

変位量については、数10cmオーダーの変形を再現するために、外力として $100t/m^2$ の動水圧を導入しており、この外力の設定が妥当なものか否かについては検証するデータがない。しかし、破損した導水管の送水圧が $200t/m^2$ 程度であったことから、 $100t/m^2$ の動水圧は想定の許される範囲内にあると考えられる。

このように今回の解析事例では、変形量に対しては動水圧による外力の影響が極めて大きく、純粋な意味でのトップリングが重力による岩石ブロックの“倒れかかり(TOPPLING)”であるとすれば、今回の事例は“トップリング的な崩壊”と言うべきものと考えられる。

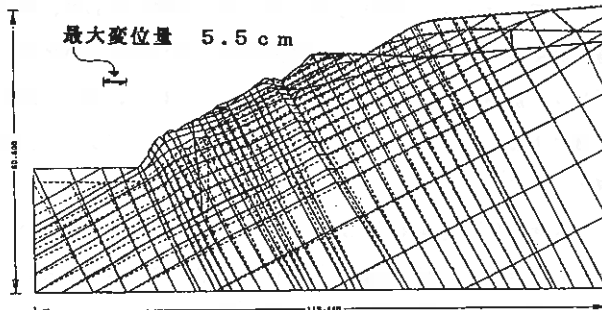


図-2(1)
変形解析図(STEP②)

掘削による応力開放で数cmオーダーの小変形おこる。

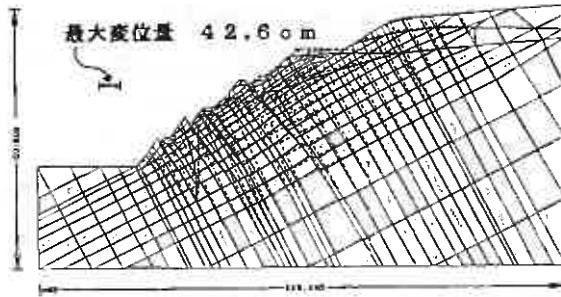


図-2(2)
変形解析図(STEP④)

埋設水道管の破損により
地山に500t以上の水
が浸透。
数10cmオーダーの大変形
おこる。

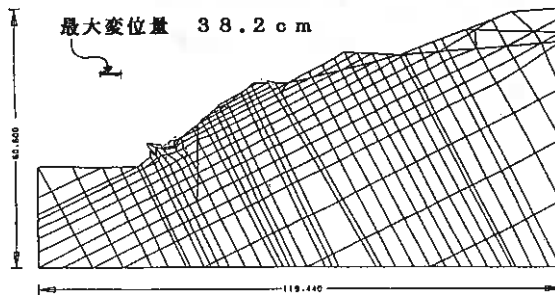


図-2(3)
変形解析図(STEP⑤)

切直し後、盛土撤去。
30cm程度の変形おこる。

6. 今後の課題と展望

トッピング解析の目的は、究極的には①トッピング発生の事前予測と、②対策工設計のための設計外力の算定、の2点に集約される。

今回の解析事例では、入力物性値と解析条件を適切に設定できれば①のトッピング発生の事前予測は十分に可能なことが示されたと言える。むしろ、地質、試験データの充実と大局的な地質的判断など、数値解析以前の段階の重要性を改めて認識させる結果となった。

また②のトッピング崩壊における設計外力は、トッピングの進行を止めて崩壊に至るのを抑止する力を対策工設計外力と考えるべきと思われる。

また、トッピングの進行によってトッピングブロックが崩落する状態に至れば、従来の「すべり」と同様に極限平衡論の立場で破壊後の力のバランスから設計外力を考えればよいと思われる。

このように考えれば、トッピング崩壊における対策工設計外力の算定には、地山の応力状態の把握が不可欠であり、今回のFEMによる現象のシミュレーションは有効なトッピングの検討手段としての展望を示したものと位置づけている。

しかし応力～変形解析の結果に大きな影響を与える、地山の初期応力の測定法の検討など今後に残された課題も山積しており、筆者らは今後も地質的素因や物性値の設定、調査手法などにも大きな関心をもって、徒に数値解析のみに固執せず総合的な視点から検討を進めたいと考えている。

側方流動の杭基礎に及ぼす影響について

開発局土木試験所 ○黒川 国夫
 根岸 正充
 木村 誠一

1. まえがき

軟弱地盤の上に盛土を行うと地盤の沈下とともに側方流動を生じることが多い。このため、橋台、擁壁などではその背面の盛土の影響により基礎杭に過大な側方変位が生じ、構造物の安定性を損なうことがある。これは、通常、基礎杭の設計において荷重に対する抵抗力とみなす基礎地盤が、軟弱地盤で側方流動を生じた場合は、構造物基礎に水平方向の外力として作用するためである。この外力、すなわち側方流動の大きさは、盛土高や地盤強度などの種々の要因によって異なり、その解析法にも不明な点が多い。

このため、軟弱地盤で無処理地盤と対策工施工地盤の基礎杭の挙動を把握する目的で、野外実験、工事現場での計測、室内模型実験などを実施した。本報文では、これらの結果に基づき検討した側方流動地盤中の杭に作用する流動圧の推定法とその適用性について述べる。

2. 調査、試験概要

(1) 野外実験（無処理地盤）

実験は、広く泥炭性軟弱地盤が分布する石狩川中流域、美門市大曲の河川敷で実施した。地盤に試験杭（H形鋼杭 300×300×10/15mm、 $\ell = 12\text{m}$ ）を打設後、杭の背面の地盤上に高さ 4m の台形状の盛土を行い、偏載荷重として作用させた（図-1）。盛土は 1m ごとの段階施工とし、各段階ごとに杭の変位と曲げ応力、杭に作用する流動圧、地盤反力および盛土下の沈下、杭位置における地盤の水平変位の分布などを測定した。

実験箇所の土質柱状図とオランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン支持力 q_c の分布を図-2に、側方流動が最も卓越して起こる 4.8m 以浅の土質試験結果を表-1に示す。また、挙

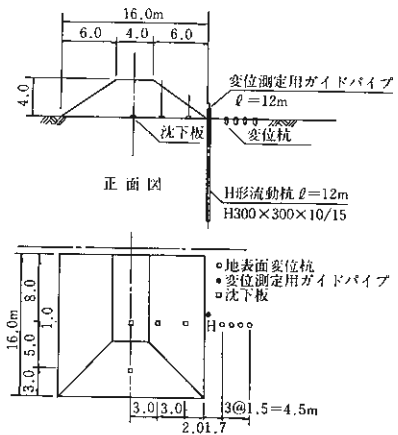


図-1 野外実験配置図

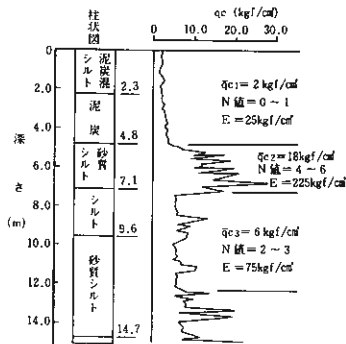


図-2 土質柱状図（野外）

表-1 土質試験結果（野外）

	単位	泥炭層 シルト	泥炭
含水比	%	140~145	335~340
比重		2.425	1.916
液性限界	%	142.0	—
塑性限界	%	42.0	—
塑性指数		100.0	—
単位体積重量	ρ / cm^3	1.295	1.051
一軸圧縮強度	ky / cm^2	0.31	0.37

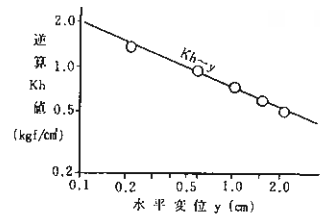


図-3 逆算 K_h 値（野外）

動解析時に必要な水平方向地盤反力係数 K_h に関する資料を得るため、試験杭の水平荷重試験も実施し、荷重 Ph と変位 y の関係から求めた逆算 K_h 値を図-3に示す。この逆算 K_h 値は、深さ5mに境をおく2層系地盤として求めたものであり、同図には上部軟弱層の逆算 K_h 値を示す。

(2) 工事現場での計測 (D J M工法施工地盤)

計測は、札幌市郊外の泥炭性軟弱地盤の分布する国道工事個所で実施した。図-4のように、擁壁工の基礎杭の背面には、対策工として粉体噴射攪拌 (D J M) 工法が施工され、その上に4~5mの盛土が行われている。土質柱状と q_c 分布を図-5に示す。上記個所において高精度地中傾斜計により、地盤と杭の水平変位を測定した。

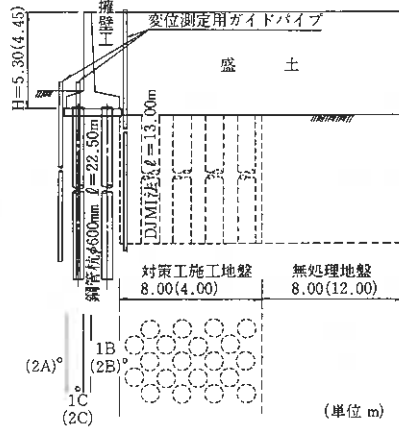


図-4 測定箇所図 (工事)

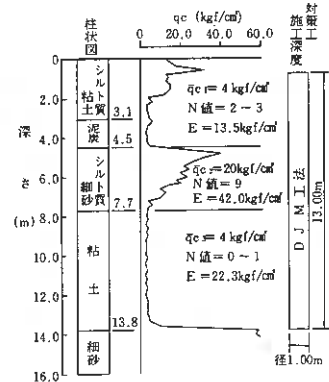


図-5 土質柱状図 (工事)

現在、D J M工法など混

合処理工の設計強度は、一般に一軸圧縮強さ q_u を基準にしているが、当現場の目標強度(28日)は $q_u = 2 (kgf/cm^2)$ である。今回施工した杭体の実際の強度を確認するため、ボーリングにより採取した試料の q_u を求めた。調査の結果、バラツキが大きいものの平均的な値は $q_u (28) = 4 (kgf/cm^2)$ であった。

(3) 室内模型実験 (砂杭打設地盤)

実験は、図-6に示す規模の実験槽により無処理地盤 (二層系、三層系)、砂杭打設地盤 (二層系) の各ケースについて行った。本報文では主として砂杭打設地盤の単杭について示す。

砂杭打設地盤の実験では、偏荷重により側方流動を起しやすい軟弱粘土層50cmと、杭の変位を拘束する働きをもつ砂層70cmからなる二層系地盤とした。土質試験結果を表-2に示す。砂杭 ($\phi = 5.1 cm, \ell = 50 cm$) は、軟弱粘土層の荷重側に対策工として40本 (置換率5.1%) 打設した。模型杭はアルミニウムパイプ ($\phi 19 mm, \phi 38 mm$) を使い、試験地盤造成後所定の位置に圧入した。

表-2 土質試験結果 (室内)

	単位	軟弱粘土	砂 杭
含水比	%	62.2	12.8
比重		2.769	2.650
液性限界	%	55.9	
塑性限界	%	25.2	
塑性指数		30.7	
粘着力	kgf/cm ²	0.012	0.030
内部摩擦角	度	0.13	35.29

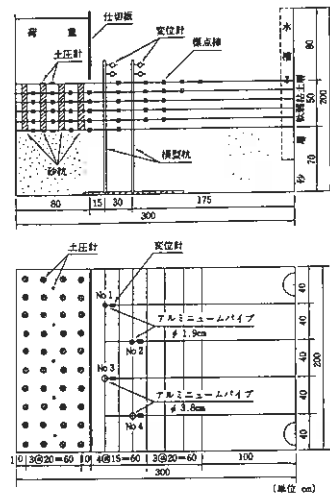


図-6 実験配置図 (室内)

実験では、荷重面 $80 \times 200 cm$ に偏荷重 $300 \sim 1200 kgf$ まで $300 kgf$ ごとに4段階に分けて荷重した。各荷重段階ごとの測定項目は、荷重荷重面の地盤沈下量、地中部各点の標点移動量、杭に作用する流動圧、杭の曲げ応力、杭頭の水平変位など解析に必要な諸項目である。

実験終了後に軟弱粘土層に対して、ポータブルコーン貫入試験を実施し、深さ方向の q_c 値を測定した。また、

同一地盤で模型杭により、単杭の水平載荷試験も行った。

(4) 組杭の模型実験

本実験槽により(3)と同一条件で組杭の実験を行った。

3. 解析と考察

側方流動地盤中の杭の挙動解析は、図-7(1)に示す解析モデル¹⁾により、流動荷重を作用させ、弾性床上の梁として実施した。また、流動荷重が作用した杭は、同図(2)に示すように変位し、地盤には反力が生じる。

結果として、杭表面には同図(3)に示す流動圧が作用することになる。流動荷重および流動圧の計算は次式による。

$$P = \delta g \cdot Kh$$

$$Po = (\delta g - \delta p) \cdot Kh$$

P ; 流動荷重

Po ; 流動圧

δg ; 地盤の水平変位 δp ; 杭の水平変位

Kh ; 水平方向地盤反力係数

流動圧 $Po = (\delta g - \delta p) \cdot Kh \leq$ 極限流動圧 $Pmax$ の場合は上式によった。また、図-7(4)のように、 $Po \geq Pmax$ となる範囲が生じた場合は、その範囲では $Pmax$ が作用し、 $Kh = 0$ となる突出杭として計算を行った。 $Pmax$ については種々の考え方があるが、Bromsの方法に基づき地表面で $2Cu$ 、 nD ($n = 1.5$) 以深では $10Cu$ とした。せん断強度 Cu は、コーン支持力 qc の値の $1/14$ ²⁾ として求めている。

(1) 現場実験 (無処理地盤)

地盤の深さ方向の水平変位 δg 分布は、地中傾斜計による実測値が得られているので、FEMにより地盤変位を計算し、実測値と対比して図-8(1)に示す。計算は図-2に示した土層構成を勘案し、深さ12mまでを3層に分け、線形弾性体として平面ひ

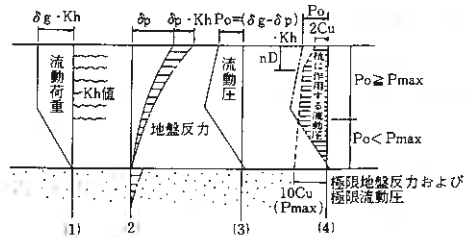


図-7 解析モデル

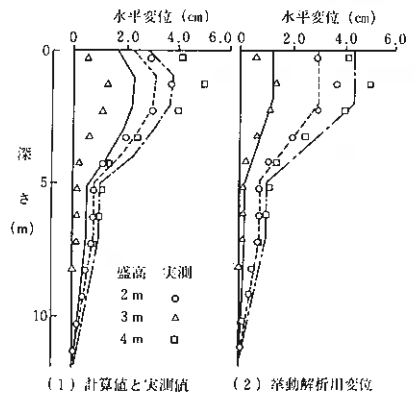


図-8 地盤の水平変位分布 (野外実験)

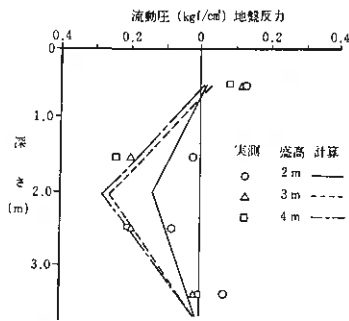


図-9 流動圧の対比 (野外実験)

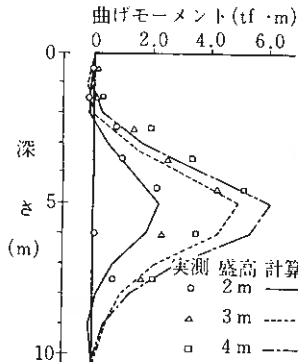


図-10 曲げモーメントの対比 (野外実験)

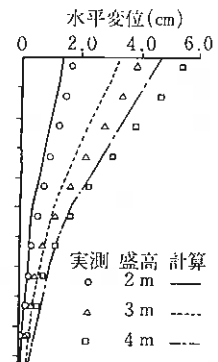


図-11 変位の対比 (野外実験)

ずみ条件下で行った。各層の変形係数Eは、最上部軟弱層の三軸圧縮試験結果から $E=25 \text{ kgf/cm}^2$ が得られているので、これを基準として各層ごとにqcの比(1:9:3)で変化するものとし、図-2に示す値を用いている。なお、ポアソン比 ν は三軸圧縮試験結果から0.45とした。図によると盛高2mの実測値と計算値はやや異なる値となっているが、他は比較的よい結果の得られることがわかる。

Khは、水平載荷試験によって得られた図-3のKh~yの関係から推定することとし、 $y=\delta g-\delta p$ に対応するKh値を用いた。H形杭の流動圧は杭体の前面と側面で分担するが、文献3)によるとその比はほぼ6:4である。このため前面の流動圧は $0.6P_0$ として計算し、杭前面に設置した土圧計による計測値と対比して図-9に示す。

杭の挙動解析に必要な杭位置の δg は、図-8(1)の実測値によるが計算上の繁雑さを考慮して図-8(2)に示す台形分布に近似させて用いることとした。 $\delta g \cdot Kh$ を流動荷重として作用させ、杭軸方向の曲げモーメント分布、水平変位分布を実測値と対比して図-10、11に示す。対比結果によると実測値の点数が少なく、バラツキもあるが、計算値と実測値の比は0.8~1.2前後の範囲にあり、総じてよい対応を示しているものと思われる。

(2) 工事現場での計測 (DJM工法施工地盤)

δg の算出はFEMによることとし、計算モデルを図-12に示す。同図の(1)~(3)は無処理地盤、(4)はDJM工法施工地盤である。無処理地盤のEは、ボーリング孔によるLLT試験結果をもとに図-5に示す値とした。DJM工法施工地盤のEは後述する室内模型実験の検討結果から換算変形係数⁴⁾Eにより求めた。今回のDJM工法による杭体のEは、文献5)により一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係式 $E_{50}=130 q_u$ から求めた。

以上の結果から、FEMにより地盤変位を計算し、実測値と対比して擁壁高 $H=5.30 \text{ m}$ の場合を図-13に示す。計算値と実測値は地表面で4.0~5.0 cmの差があるが、これは機械施工により発生した地盤と考えられる。

Kh値はLLT試験結果から求めたEから『道路橋示方書』⁶⁾式

$Kh = \alpha E D^{\frac{1}{2}}$ により求めた。

図-13 地盤の水平変位 (工事)

地盤変位の実測値から杭頭部分を補正した δg とKh値から流動荷重を求め、杭の水平変位の計算値を算出した。実測値と計算値を対比して図-14に示すが、良く合致したものとなっている。

(3) 室内模型実験 (砂杭打設地盤)

δg を算出するFEM計算モデルを図-15に示す。無処理範囲(イ)層のE、 ν については、軟弱粘土層の三軸圧縮試験結果から無処理地盤(二層系)の解析結果を参考に決定した。砂杭範囲(ロ)層のEは、次式により無処理地盤で求めた E_1 と砂杭に用いた

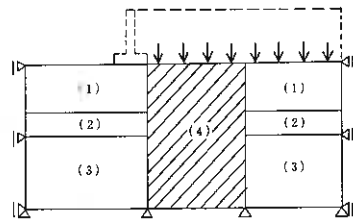


図-12 FEM計算モデル (工事)

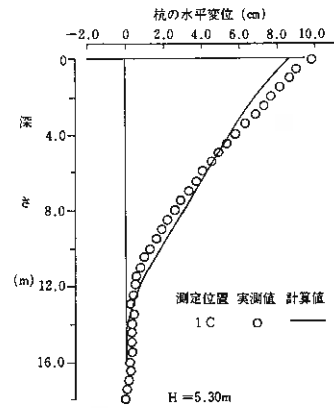
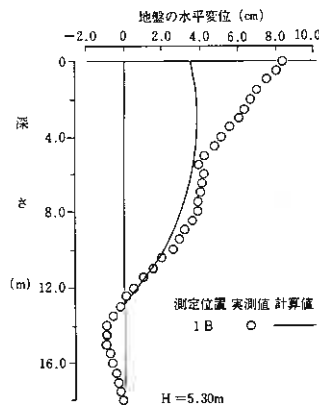


図-14 杭の水平変位 (工事)

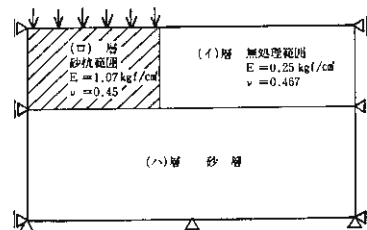


図-15 FEM計算モデル (室内)

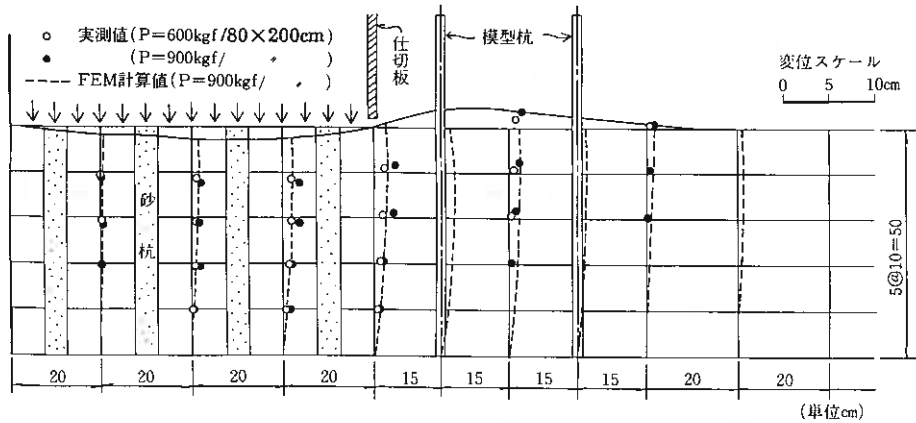


図-16 地盤の変位状況(室内)

砂の三軸圧縮試験結果得られた E_s 、置換率 a_s の比により求めた。

$$E = a_s \cdot E_s + (1 - a_s) E_1$$

E ; 換算変形係数

E_s ; 砂杭に用いた砂の変形係数

E_1 ; 素地地盤の変形係数

a_s ; 砂杭による置換率

以上の結果から、各標点位置の変位を FEM により計算し、実測値と対比して図-16 に示す。なお、杭位置の実測値は室内実験上の種々の制約から測定できないため前後の標点位置から求めた。

Kh 値は水平載荷試験の結果得られた逆算 Kh 値から求めた。逆算 Kh 値は軟弱粘土層と砂層の二層系地盤として求めたものである。

杭の挙動解析は、図-7 に示す解析方法により行い、杭軸方向の曲げモーメント分布および流動圧を求め、実測値と対比して図-17、18 に示す。図-18 に示した計算流動圧は杭体の前面の流動圧であり、文献 3) より、円型のため 0.6 P_0 とし、実測値と対比したが比較的合致したのものとなっている。

今回の模型実験は、図-6 に示した砂杭打設地盤をはじめ、無処理地盤(二層系、三層系)の各ケースについて、杭径を 19 と 38mm の二種類採用し、杭剛性の違いによる影響および杭の設置位置を変化させることによる解析方法の適合性を検討した。図-19 は、各ケースについて最

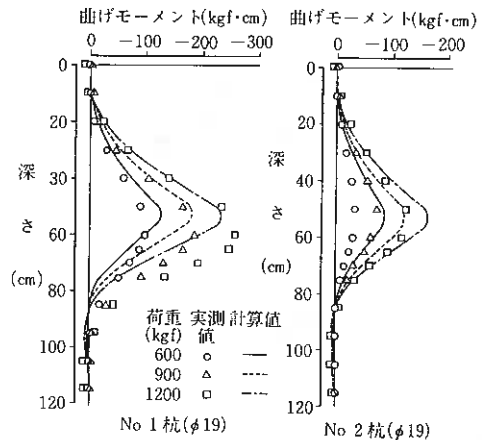


図-17 曲げモーメントの対比(砂杭打設地盤:室内)

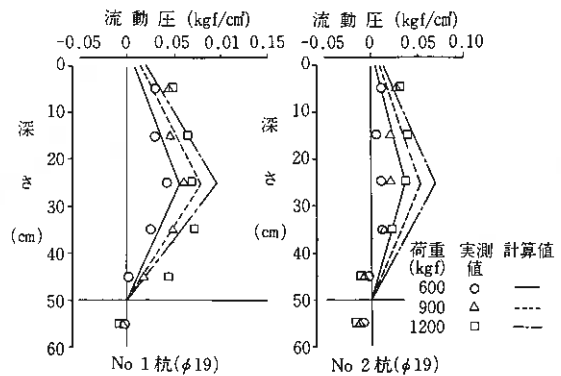


図-18 流動圧分布図(砂杭打設地盤:室内)

大曲げモーメントの実測値 M と計算値 M' の比を示したものである。偏載荷重が大きくなると、 M/M' の比は増加し、地盤側の杭 (No. 2、No. 4 杭) は、載荷重側より小さい値を示している。これは、地盤を弾性体としてFEMにより水平変位を計算しているが、実際の地盤は弾性、塑性、粘性などの性質があり、荷重と水平変位の関係は非線形なためと考えられる。今後の課題として種々の地盤要素を取入れたFEM解析手法の確立が望まれるが、図-19によると M/M' は0.5~1.2の範囲にあり、側方流動予測のむずかしさを考えると、実測値と計算値はほぼよい対応を示していると言える。

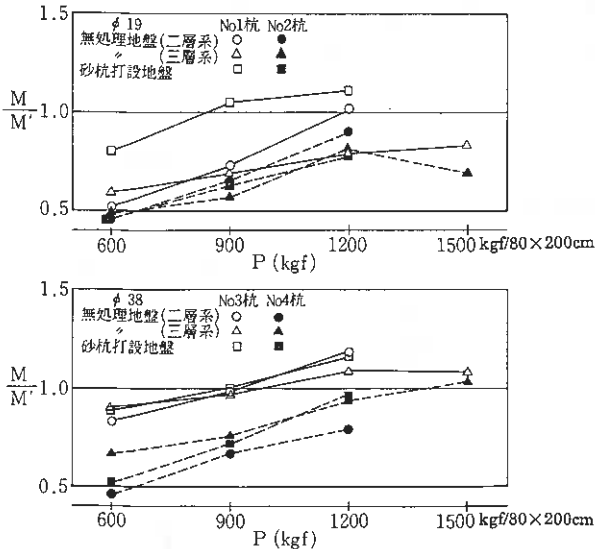


図-19 実測値 M と計算値 M' の最大曲げモーメントの比較(室内)

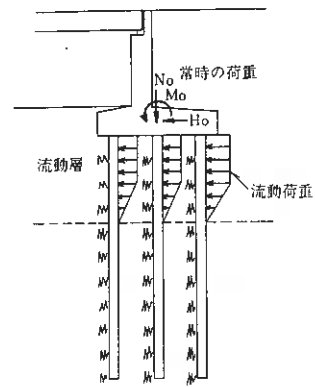


図-20 杭基礎の設計モデル

(4) 組杭の室内模型実験

側方流動中の杭基礎の設計は、図-20に示す、常時の荷重に流動荷重を加えた計算となり、フーチングと基礎で構成されるラーメン構造として解析⁷⁾することになる。

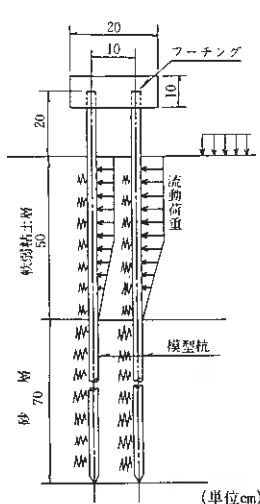


図-21 組杭模型実験(室内)

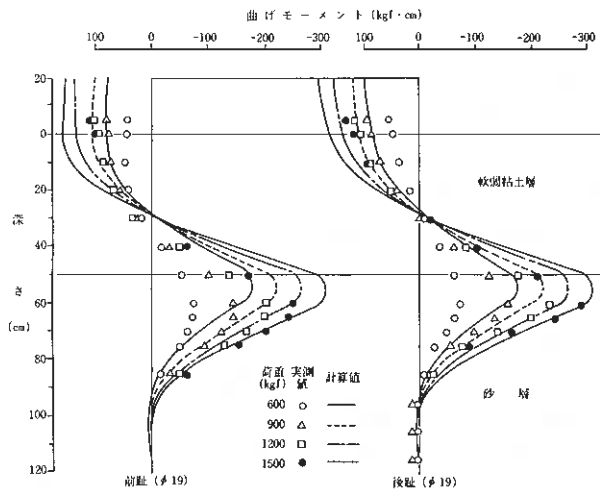


図-22 曲げモーメントの対比(室内)

このため、解析手法の確立を目的として、組杭による模型実験を行った。実験規模は図-6に示した地盤構成で無処理地盤である。図-21に示す組杭を設置し、載荷重は $300\sim 1500\text{ kgf}/80\times 200\text{ cm}$ まで $300\text{ kgf}/80\times 200\text{ cm}$ ごとに5段階とした。

解析は杭位置の地盤変位をFEMにより算出し、前趾、後趾それぞれの流動荷重を求め、ラーメン構造として計算した。水平地盤反力係数 K_h 算出のため組杭の水平載荷試験を行ったが、逆算 K_h 値は単杭とほぼ同一の値となったため、単杭により求めた K_h 値を用いている。杭径 19 mm の場合の曲げモーメント解析結果を実測値と対比して図-22に示すが、載荷重 $600\text{ kgf}/80\times 200\text{ cm}$ で実測値と計算値は離れた傾向を示し、 $900\sim 1500\text{ kgf}/80\times 200\text{ cm}$ ではよい対応をしている。

(5) 側方流動と円弧すべり安全率について

構造物の偏載荷重により発生する側方流動現象の有無を判定する方法は種々提案されているが、その一つにすべり破壊に対する最小安全率により判定する方法がある。このため、現場実験と室内実験について円弧すべり安全率の検討を行った。

野外実験（無処理地盤）の盛高による円弧すべり安全率と地盤の水平変位の関係を図-23に示す。地盤の水平変位は安全率の減少に応じて増加している。盛高 $2.0\sim 3.0\text{ m}$ の間で安全率は $F_s=1.5$ 前後であり、地盤の水平変位は大きくなっている。

図-24は大型実験槽による模型実験の円弧すべり安全率を示したものであるが、いずれのケースも載荷重 $600\sim 900\text{ kgf}$ 以上から地盤の水平変位が大きくなり、そのときの安全率は $F_s=1.2\sim 1.6$ の範囲となっている。

また、DJM工法施工地盤の円弧すべり安全率は、対策工を施工しない場合 $F_s=1.0$ であるが、DJM施工後 $F_s=1.5$ として設計されている。しかし、このように設計された現場でも図-13、14に示すように、地盤と杭の水平変位は最大で $8\sim 10\text{ cm}$ 程度の比較的大きな実測値となっている。

野外実験（無処理地盤）と室内模型実験で側方流動現象は $F_s=1.5$ 付近から顕著に現われており、すべり破壊に対する最小安全率は 1.5 以上が妥当と考えられる。しかし、工事現場でのDJM工法施工地盤の測定結果は、安全率 $F_s=1.5$ でも側方流動による影響を受け、地盤と杭に大きな水平変位が発生し流動荷重を考慮した杭応力の照査が必要なことを示している。なお個所の擁壁工基礎杭の場合は、杭頭の水平変位が大きくなっているが、常時の荷重に流動荷重を加えた杭応力の計算結果は許容範囲内にあり、擁壁工本体の変状も確認されていない。

4. まとめ

側方流動地盤の杭の挙動について以下に要旨を述べる。

- 1) 側方流動における杭の挙動は、無処理地盤、対策工施工地盤のいずれについても、流動荷重 $P=\delta g\cdot K_h$ の作用する弾性床上の梁とする図-7の解析モデルで解析可能である。解析において地盤の水平変位 δg は、

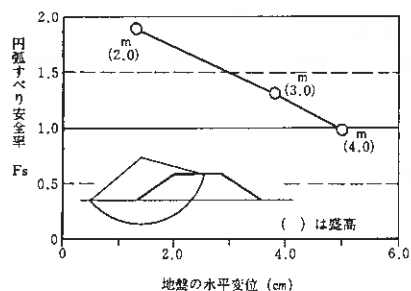


図-23 円弧すべり安全率（野外実験）

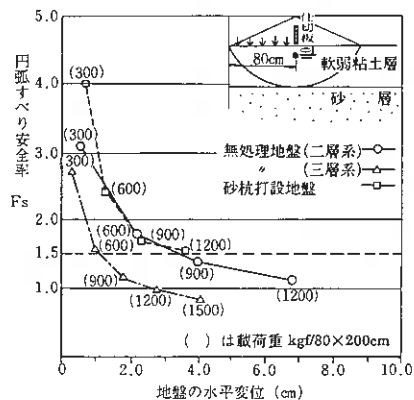


図-24 円弧すべり安全率（室内）

実測値によるのが最も望ましいが、実測値のない場合はFEMにより求める。また、Khは、道路橋示方書による水平載荷試験や地盤の調査結果から求めた水平方向地盤反力係数Kh値を用いて実用上さしつかえないと考えられる。

- 2) 流動荷重を考慮した基礎杭の設計は、フーチングと基礎で構成されるラーメン構造として解析するのが妥当である。
- 3) 側方流動を生じる地盤においては、円弧すべり安全率 $F_s \leq 1.5$ で地盤変位が増加する傾向がある。このため、側方流動現象を円弧すべり安全率で判定する場合は、最小安全率を1.5以上とし、重要構造物においては最小安全率による判定のみならず、流動荷重も考慮した杭の計算を行い、杭応力や水平変位量など杭の挙動を精査することが望ましい。

5. あとがき

側方流動を受ける基礎杭の挙動解析法を室内模型実験や野外実験、工事現場の計測などから、実用的な精度である程度明らかにできたものとする。

杭の水平変位量（基準変位量）は、常時10mm程度を標準として設計されているが、軟弱地盤の場合、側方流動により大きい変位を生じることが多い。しかし、10cm程度の大きな変位でも上、下部の構造によっては不都合が生じていない場合もある。

側方流動の対策工は、杭頭における水平変位量の設定の仕方により工事費に大きく影響するので、構造物に応じた適切な水平変位量の設定も重要と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 森 康夫，黒川国夫，木村誠一：側方流動と杭の水平挙動、地盤の側方流動に関するシンポジウム発表会論文集、土質工学会、昭和61年10月。
- 2) 北海道開発局：泥炭性軟弱地盤対策工指針（案）、昭和56年3月。
- 3) 富沢幸一，森 康夫，黒川国夫，菊地 実：基礎の水平抵抗と形状効果、土質工学会北海道支部技術報告書集第26号、昭和61年2月。
- 4) 建設省土木研究所：橋台の側方流動に関する研究、昭和55年12月。
- 5) 小熊利正，能登繁幸，島谷 登：粉体噴射攪拌（DJM）工法による軟弱地盤改良、第28回、北海道開発局技術研究発表会論文集、昭和60年2月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編、昭和55年5月。
- 7) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、昭和61年1月。

樋門側方移動係数の提案と適用について

北海道開発局石狩川開発建設部 近藤 幸雄
北海道開発コンサルタント備 高安 隆郎
同 上 ○佐々木元茂

1. はじめに

道内では、気候と地形、地質条件から泥炭性軟弱地盤の発達が著しく、特に平地部の主要河川流域に広く分布する。このような軟弱地盤上に施工される河川堤防は、堤体の沈下、すべり破壊、側方塑性流動などの変形が発生しやすい。したがって、堤体下を横断して設けられる樋門もまた、堤体変形に伴って何らかの変形を生じやすいことは当然予想される場所である。

当報告では、石狩川中下流域の600あまりの樋門の中から、杭基礎（木杭は除く）を有する樋門282ヵ所を対象に、樋門継手部の目地の開き、翼壁の移動、躯体内破損等の変形の実態を調査し、この結果の中から最も相対的な変形として確認しやすい継手部目地の開きと地盤、基礎構造、堤体規模などの各条件との相関から、樋門側方移動係数（D値）を提案した。このD値によるとD=7を境に変位3.0cm以上と以下を有意に判別することができ、今後の軟弱地盤における樋門設計の有効な指標となり得ることが認められるため、D値の検討方法を示すとともに、その適用上の考え方及び樋門変形の実態をまとめたものである。

2. 樋門の現況

個々の樋門の変形は完成年次、堤体規模、基礎構造、地盤条件等が千差万別である。したがってここでは調査対象樋門がどのような条件下にあるかを示す。

現在の樋門設計は、昭和60年度に設定された標準設計に基づいて設計されているが、設計手法からは次のように大別される。なお（ ）内にはそれぞれの分類に含まれる樋門数と百分率を示した。

【躯体設計にかかわるもの】

- ① 昭和46年までの樋門；この時代は標準設計が整っておらず道路橋のカルバート設計手法に基づく（132樋門,46.8%）。
- ② 昭和47年から昭和59年までの樋門；昭和47年に制定された標準設計に基づく（150樋門,53.2%）。
- ③ 昭和60年以降の樋門；昭和60年に改訂された標準設計に基づく。

【基礎杭の設計にかかわるもの】

- ① 基礎杭の考え方は地杭の要素が強く上載荷重に見合った配置がとられていない（93樋門,33.0%）。
- ② 躯体は標準設計であるが、基礎杭は個々の樋門に対し別途設計（82樋門,29.1%）。
- ③ 基礎杭の標準設計に基づいている樋門（107樋門,37.9%）。

以上、調査対象樋門を完成年度別で見ると図-1のようであり、基礎杭の種別で示すと図-2のようで、鋼管杭、PC杭で各々40%ずつ全体の80%を占めることがわかる。

これらの種別を杭長でみると図-3,4,5,6のようで、鋼管とPC杭は20mを境に使い分けられ、RC杭では10m以内のものが多く、又、PHC杭は杭長にとらわれず採用されていることが判る。斜杭については図-7に各年の構築に対して斜杭を有した樋門の比率で示してあるが、昭和54年以降の樋門では7割以上に対し採用されているのに対し、それ以前では採用比率がまちまちである。本来斜杭は樋門上載荷重の偏載荷に対処したものであるが、昭和60年度の樋門標準設計書では、全て鉛直杭で考えるものとなっている。

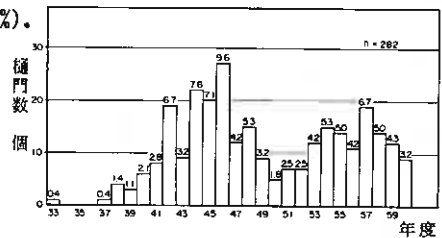


図-1 完成年度ヒストグラム

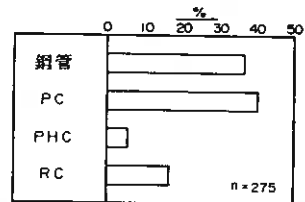


図-2 杭種のヒストグラム

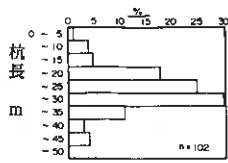


図-3 鋼管杭

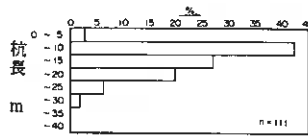


図-4 PC杭

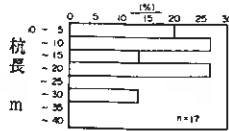


図-5 PHC杭

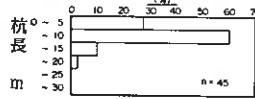


図-6 RC杭

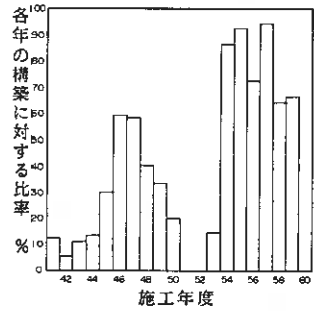


図-7 施工年度別斜杭の採用比率

次に地盤の状況について示す。

石狩低地帯の軟弱地盤層厚は杭長のヒストグラムに代表されるところであるが、樫門直下の土層分類を示すと図-8のようであり、泥炭上樫門は24%の65樫門、粘土上樫門52%の144樫門で、残り7樫門はルーズな砂あるいは火山灰上の樫門である。軟弱層の規模を示すものとして図-9に粘土層、泥炭層の層厚に対応する樫門の比率を示してある。

築堤規模については図-10に盛土高さを示す。

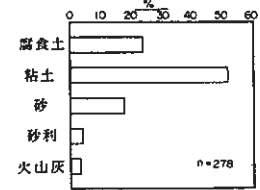


図-8 床版下土質のヒストグラム

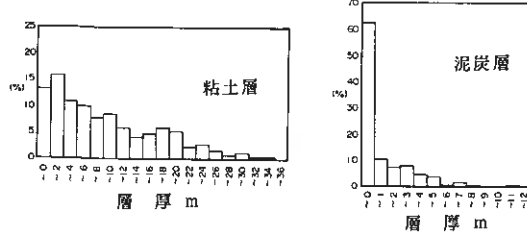


図-9 粘土層・泥炭層層厚別の比率

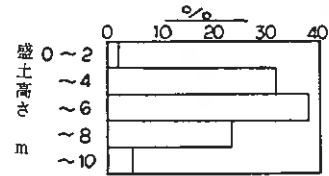


図-10 盛土高さのヒストグラム

今回とりあげた調査対象樫門は全て杭基礎であるが、杭基礎を設計する場合の横方向地盤反力係数は、昭和60年度標準設計では0.3、0.6 kgf/cm²の2通りが示されており、これを外れる極軟弱な地層では別途検討するよう示されている。ここでは横方向地盤反力係数とN値がある程度の相関を有していることから、床版下5.0m間の平均N値のヒストグラムを図-11に示してある。これによると、N値5回以下の土層を有する樫門は全体の約6割を占めることがわかる。さらにN値5回以下の層厚をみると図-12のように全体の30%が10m以上を有する。

以上のように設計方法、地盤状態、上載荷重の違いなど、様々な異なった条件下の基礎樫門が設計、施工されていることに加え樫門全体の変形としては樫門の動き、樫体内継手部のヒラキ、胸壁部と翼壁部の離れ、樫体壁部の破損、翼壁部背面土砂

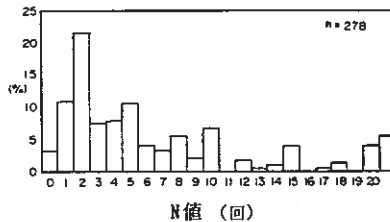


図-11 床版下5.0mまでの平均N値ヒストグラム

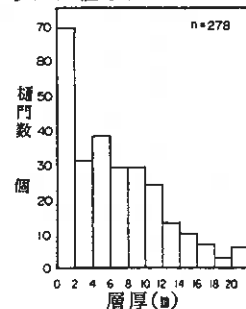


図-12 N値5回以下の層厚と樫門数

の沈下、築堤全体の動きなど様々のヶ所に発生している。しかしそれぞれの変形に対しては樫門の機能上から考えられる許容値は部位により異なり、又、現在のところ許容値の決定方法も明らかでない。

したがって、次章では樫門の変形を初期値からの絶対量として最も判断しやすいヶ所として樫体内継手部のヒラキに着目して検討した。

3. 樋門の動き

検討対象樋門数282樋門中1スパン(継手無し)を除く155樋門の内13%にあたる20樋門は全く変形が確認されていないが、87%にあたる135樋門は何らかの変形が生じている。図-13に5cmごとの開きに対するヒストグラムを示す。図中最大60cmと非常に大きな変形を示す樋門もあるが10cm以内の変形を生じているのは全体の86%に及ぶ。図-14に10cmまでの動きに対するヒストグラムを示すが、3cm以内の変形を有する樋門は60%、3cm以上は40%という結果が示され、平均値で示すと3.7cmの開きとなる。

継手部には、構造上、止水板が入り、カラーにより保護されているが開きの大きなものは止水板に亀裂が生じているものも見受けられる。

止水板は塩化ビニール製がほとんどで、この伸び率はメーカーにより異なるものの、一般的には概ね250%と考えられる。図-15に止水板の亀裂と継手部の開きの関係を示すが3.0cmの開きを境に止水板の亀裂の有無を分けることが出来そうである。

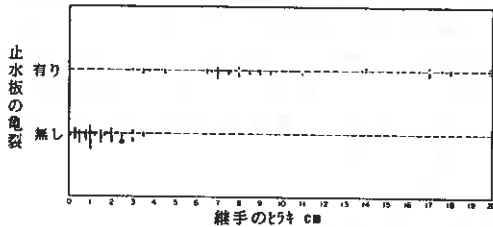


図-15 止水板の亀裂とヒラキの関係

前章に示したように、昭和47年以降、以前のいわゆる標準設計での樋門と、そうでない樋門に対し、継手部の開きに変化があるかをみるため、図-16,17を示した。これらによると、3.0cm以内のヒラキは47年以前で56%、47年以降で71%という結果が示され、結果のみをみると3.0cm以内の動きは47年以降の方が多いたことが示される。しかし1.0~3.0cmの動きはいずれも26~28%とほぼ同じであることから、47年以降の樋門では、変形を生じる数は多いものの、動きの絶対量は小さいことが伺える。

次に、地盤との関連を見るため、図-18に泥炭層厚との関係、図-19に粘土層厚との関係、図-20にN値5回以下の層厚との関係、図-21に床版下土質との関係、図-22に床版下5.0m間の平均N値との関係、図-23に床版下5.0~10mの平均N値との関係をそれぞれ示してある。

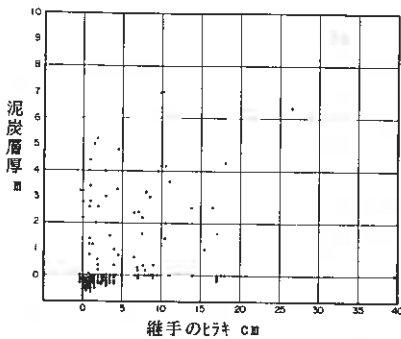


図-18

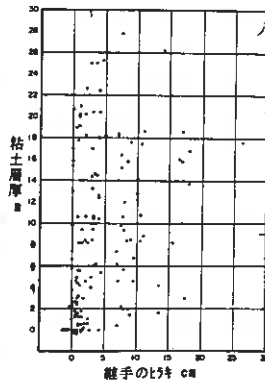


図-19

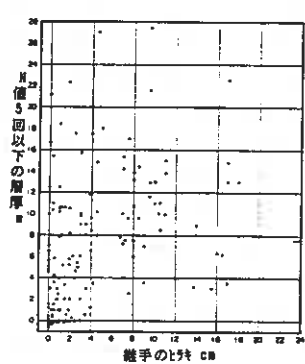


図-20

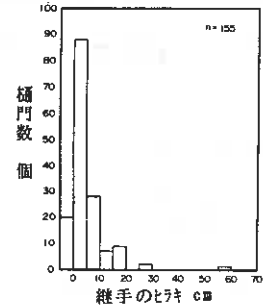


図-13 継手のヒラキと樋門数

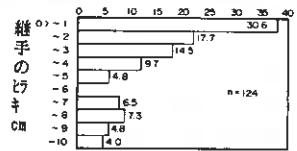


図-14 継手のヒラキ10cm以内のヒストグラム

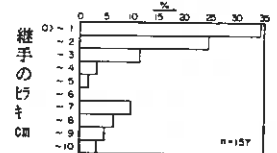


図-16 継手のヒラキ10cm以内のヒストグラム (昭和47年以降の樋門)

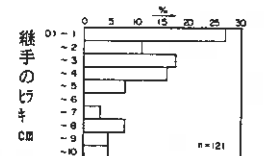


図-17 継手のヒラキ10cm以内のヒストグラム (昭和47年以前の樋門)

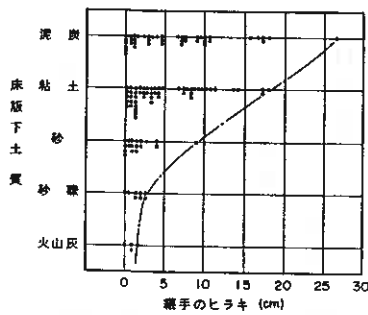


図-21 床版下土質と継手部のヒラキの関係

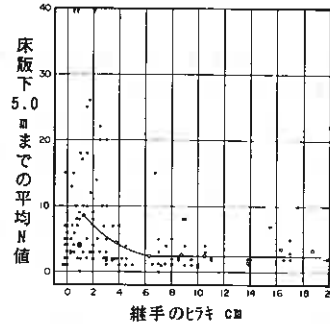


図-22

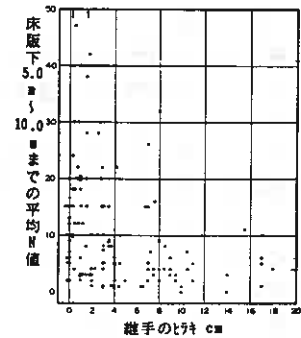


図-23

以上示してきたように現在石狩川水系に設置される600あまりの樋門中282ヶ所の杭基礎を有する樋門が、設計、地盤、構造的にどのような現況であり、その中での変形がどうなっているかを示してきた。この結果、条件は異なるものの86%のおおよそ9割の樋門に対し変形（継手のヒラキの大小はともかく）が生じていることが示される。もちろん、これらの変形が樋門としての機能を損なうか否かを考えなくてはならないが、軟弱地盤上の樋門は何らかの変形が生じるということが示される。

躯体内継手部のヒラキの発生原因が何かの判断要因を見出すことが出来、しかも数値的検討が出来るならば、当初より（設計時における）対策を考えることが出来る。したがって本章では、前述した種々の相関から躯体を動かす要因を大きく3つに分け、それらに關係する項目を抜き出してまとめた。

- ① 基礎地盤にかかわる項目；軟弱層の厚さ、軟弱層の性状
- ② 基礎の内容にかかわる項目；杭長、杭径、杭種
- ③ 築堤にかかわる項目；盛土材の重さ、躯体上土被りの高さ、築堤形状

しかし、本来の変形は種々の条件が複合して発生するため、各々の項目と継手部のヒラキとの關係は顕著な相関を示すものとはならない。

4. 樋門側方移動係数D値の考察

躯体内継手部が開く現象は図-24に示すように、上載荷重によって基盤が横方向へ動こうとする力（側方流動圧）によって発生する。この力を基盤あるいは基礎部分の剛性が抵抗するわけであるが、これらの抑止する力が水平力を上回るならば樋門は動かないことになる。

前章で示した各々の要因の中から一応相関のありそうな項目を拾うと、・床版下の土質、・床版下10m程度までの軟弱性の度合い、・基礎に関する項目で鋼管、PC、RC杭を採用するために關係する条件、・その他の継手のヒラキを助長する、項目である。

床版下の土質では図-21にみられるように、泥炭、粘土のヒラキに比べ砂とは全く異なる相関がみられる。又、泥炭、粘土で同一のN値であっても、その意味合いは異なると判断出来るが、杭に対する横方向地盤反力係数として考える場合（N値とK値は相関ありとして考えてN値で考える）顕著な差は無いと思われる。したがって、床版下の土性の違いは軟弱度合いで示すものとしてN値で評価する。さらに、N値のとらえる範囲としては、図-22からN値5回以下の継手部のヒラキは値に無關係な動きとして表されていることから、N値5回の層厚で考える。

基礎に関する項目は第一に上載荷重の値と杭長に代表されると考える。したがって、杭配置、杭径、杭本数などの基礎部分の剛性に関するものと、上載荷重で考えるものとする。

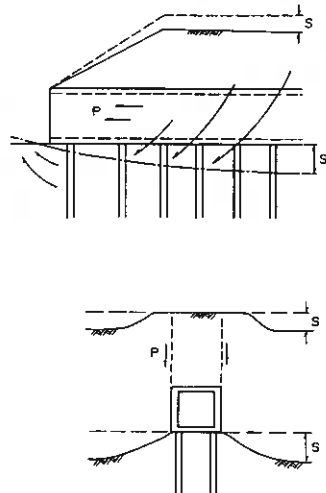


図-24 樋門移動の説明図

3章に単項目とヒラキとの相関が良くないことを示したが、複合要因で判断するため、以下のような項目を考えた。樋門の変形は築堤を盛土することで軟弱地盤が堤内あるいは堤外方向に沈下を伴って移動しようとするのに対し、基盤内の杭が樋門軸方向に引きずりこまれる現象として考えるのが判断しやすい。この場合、当然杭回りに働く側方流動圧に対し杭全体で抵抗するわけで、このことから1スパン当りの杭本数の比率として考えた。すなわち $(n \cdot \phi / L)$ という1スパン長を杭幅が占める割合である。この値と継手のヒラキとの相関をとると、図-25 のようであり、結果としては、相関の無いものとなった。

そこで、基盤の軟弱度を考慮する意味から $(n \cdot \phi / L)$ にN値を乗じた値で考えると図-26 に示されるように $(n \cdot \phi / L) \times N = 60$ をもって、継手のヒラキ3.0cmをよく分けることができる。継手のヒラキ3.0cmに対しては、図中から単純に線引きした結果であるが、図-15の止水板の亀裂を考えると3.0cmで分けることができる意味合いは非常に大きい。図-26中各々の範囲に入る樋門数の百分率を示しているが、 $(n \cdot \phi / L) \times N = 60$ とヒラキ3.0cmの相関に乗らない樋門数はわずか14%であることはこの考え方の有意性を示すものと判断される。

しかし、この考え方では、躯体の変形を生じさせる主要因である上載荷重の項目、あるいは軟弱層の厚さといった一般的に考えられる重要な要因が無視されているため、前述した考え方に、さらに軟弱層厚の項目として $1/d$ を乗じた。すなわち、 $(n \cdot \phi / L) \times N \times (1/d)$ であり、同一N値の場合、軟弱層厚 d の値が大きいほど全体の値は小さくなり、逆に d が小さくなれば全体の値は大きくなり動きずらくなる。したがって、工学的な意味合いは満足する。この値を採用して判断すると図-27 に示すようであり、図-26 に比べ若干有意性が落ちるものの、軟弱層厚の項目を加味した分だけ現実を示すと考えられる。したがって、この値を変形し、再度上載圧の項目を組み入れてみた。この結果は図-28 に示す相関となり、非常に有意な結果を示すことがわかる。すなわち、継手のヒラキ3.0cmとD値=7の境界からはずれる樋門はわずか3%程度と非常に有効であることが示される。そこで、この値について示すことにする。

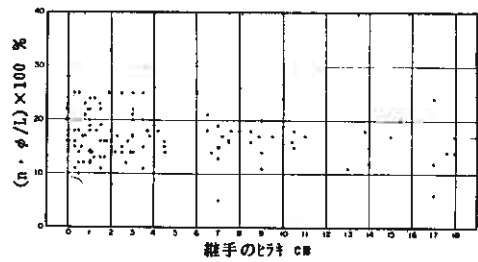


図-25

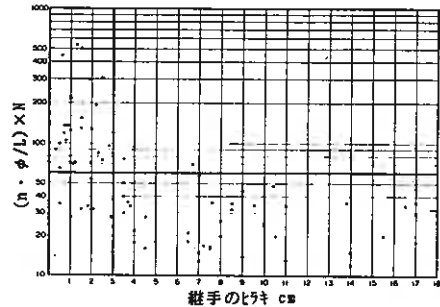


図-26

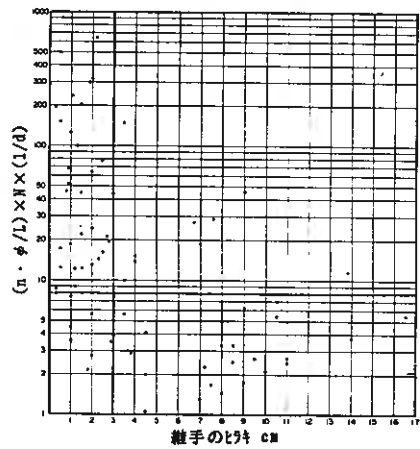


図-27

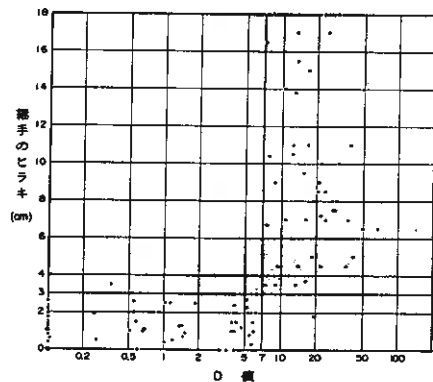


図-28 D値と継手部のヒラキの関係

使用した値には以下の項目を取り入れてある。

- ① 基礎地盤に関する項目；・軟弱層厚，・軟弱層のN値
- ② 基礎に関する項目；・杭配置と杭径，・杭長に見る軟弱層厚
- ③ 築堤に関する項目；・盛土材，・土被り圧

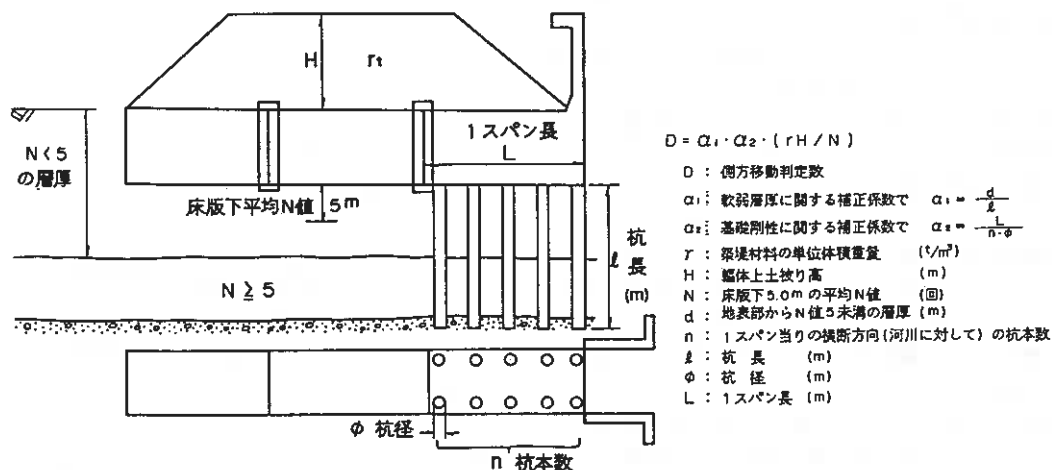
これらの項目から樞門側方移動係数として次式に示すD値を提案することができる。

$$D = \alpha_1 \times \alpha_2 \times (r \cdot H / N)$$

$r \cdot H / N$ ；内部摩擦角が零とみなせる均質な粘土の場合，テーラーの安定図表が良く知られるところで，ここで示される安定数は斜面の限界高さと同平均重量，粘着力を用いて $N_s = r \cdot H / C$ で定義され，斜面の傾斜角と粘土の深さにより N_s が一定値を越えると斜面崩壊を生じる。軟弱地盤上の築堤の安定性も基本的にはこの N_s と同じ意味合いを持つと考えられることから，移動の判定指標として，主要因である築堤の安定性を基本量として考えて良い。この考え方は，現象的に橋台の側方移動係数の考え方と同じである。ただ，安定性そのものは，粘着力 C で表現されているのに対し，ここでは構造物の調査として最も基本的な N 値を採用している。したがって，安定数として $r \cdot H / N$ として与えている。

α_1 ；基礎地盤に関する補正係数で，側方移動は軟弱層の厚さとその性状に支配される，すなわち層厚が厚いほど，又軟弱なほど変形に対する抵抗力は減じ，構造物の移動は大きくなる。したがってこの影響を評価するため， $r \cdot H / N$ の補正值として組み入れているが，この考え方も橋台の変形に準ずるものである。

α_2 ；基礎に関する補正係数で，盛土荷重（築堤）により発生する側方流動圧（偏荷重）に対し，抵抗する力は基礎により変化すると考えられる。一般に基礎に関する項目として基礎体の幅による抵抗を考慮するが，ここでは樞門の基礎幅を樞門軸方向で考え，図-26 に示すよう $(n \cdot \phi / L) \times N$ に強い相関を示すことから，補正係数として $n \cdot \phi / L$ を取り上げるものとした。すなわち， α_2 の値が小さければ1スパン長さに対する杭幅 $(n \cdot \phi)$ が大きいことを示す。



以上示したD値を算出することで，図-28 から樞門軀体継手部のヒラキを有意に分けることができる。

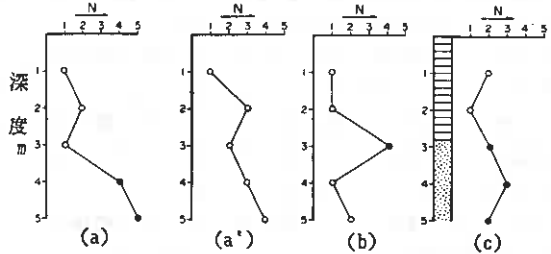
すなわち，このD値により軟弱地盤上の樞門（継手部の有する2スパン以上のもの）に対し継手部の移動の判定を3.0 cmと考えた場合，以下の判定ができるものと判断される。

- D値 ≥ 7 継手部のヒラキ3.0 cm以上発生のおそれがある樞門
- D値 < 7 継手部のヒラキ3.0 cm以内に留まる樞門

5. D値の算出にあたって

樋門の設計を行う場合、D値を考えることで当初からその対策を考えることが可能となるが、D値の算出は、基本的には4章に示す方法に基づいて行えば良いのである。しかし、細かいところでの取扱い方が異なるため、各常数の算出方法を以下に示す。

- ① $r \cdot H$ に対しては、あくまで樋門 α 所での土被り圧の荷重を考えているが、樋門の目的から考えるとおおむね築堤の盛土高さに等しいと考えられる。したがって、切土 α 所（掘込み河川）に関する樋門に対しては適用外とする。
- ② N値に対しては、基本的には床版下5.0 mまでの平均N値とするが右図に示すような土層構成の場合、平均N値の採用は○丸部分とする必要がある。
すなわち(a)の場合4、5 mの土層が粘性土であっても1、2、3 mとは非常に異なるL型の形状を示すN値の分布は上部3.0 m分の平均N値とする。しかし、(a)'のように、漸次N値が増加するような場合は全体の平均をとる。(b)のように一部だけが埋木、砂の薄層など他の要因で大きな値となっている場合、これを除いた平均値を採用する。(c)のようにN値が5以下であっても、砂あるいは火山灰の場合は層厚2.0 m以上連続する場合これを採用しない。しかし1.0 m以内の薄層であれば(b)に準じる。
- ③ dの算出は、 $N < 5$ の層厚が連続していることが必要であり、中間に砂層（N値が5以下であっても3.0 m以上）がある場合は、砂層上面までと考える。
- ④ 2連Boxの場合、杭の配置が3列となるが、あくまでも杭本数は1列部分しかとり上げない。
- ⑤ 現在の堤防を開削して樋門を造成する場合、これまでの堤防荷重によるプレロード効果（強度増加など）を考えた常数を採用する。
- ⑥ 逆に現在の堤防を拡張するような場合の樋門の挙動を検討する場合、素地盤常数で検討する。
- ⑦ 床版下土層がゆるい砂層等の場合でも、D値により判定することは、ある程度可能であると思われるが、データのここでは適用外とする。



6. まとめ

樋門の変形は樋門全体の各部分に現れてくるが、今回の報文で取り扱った継手部のヒラキは、初期値からの絶対量として取扱い易いこと、および樋門としての機能を考えた場合、止水板の破損から漏水現象を発生させ、築堤に対しても大きな問題となることなど、最も注目しなければならない変形である。いずれにしても、樋門に変形を発生させる最も大きな原因は築堤盛土荷重であり、副因として軟弱層の規模であるとか、基礎の問題が出てくる。今回提案したD値（側方移動係数） $= (D/\ell)(L/n \cdot \phi)(r \cdot H/N)$ は樋門の実態から判断した結果であり、式そのものは土質工学的にも一応満足していることなど、今後このD値により検討することで、躯体内継手部の変形（止水板に破損を与えるような変形が有るのか否か）を有意に判断することが出来る。したがって、対応策を当初から容易に判断することもできる。

現在の樋門標準設計では、継手構造に対し、直接基礎の場合は塩化ビニール製止水板を、又、杭基礎の場合にはある程度のヒラキを想定してゴム製可撓継手（取替可能）を使い分けるよう示されている。しかし、現在までに設置された石狩川水系の樋門で杭基礎を有する（2スパン以上のもの）155樋門中、1 cm以内の変位は25%、2 cmまでを含めると39%に達する。このことから、一概に杭基礎を有する樋門全てに対し大きな変位を想定する必要のないことがうかがえる。

ここに、設計段階で樋門移動に対する検討を行ってD値が7を越えた場合の対処例を示す。D値は $(D/\ell)(L/n \cdot \phi)(r \cdot H/N)$ で示されるように、式の内容から第1項のD、 ℓ は設計段階では変数として扱えない一定値、第2項は設計から決まる値、第3項は一部変数として扱えるがN、Hは定数である。このような式の内容から設計上変数として変化させることの出来る α 所は第2項の杭径、杭本数、1スパン長である。ただし、1スパン長は上載荷重（築堤形状）等から決定されるため変更

は難しく、したがって、杭径、杭本数で対応することが最も簡便である。

そこで、 $D > 7$ の樫門を取り上げて $n \cdot \phi / L = 0.3$ 、すなわち1スパン当りの杭の比率を30%に増加させることでD値の変化を検討してみた。結果は図-29に示すが、●印から○印へ移行し図中の $D > 7$ の46樫門中15樫門（約33%）が $D < 7$ となる。この結果、設計上杭径、杭本数を変化させることで十分対応できることがわかる。

しかし、対策工実施にあたっては当然工費比較の観点から、杭径、杭本数、可撻継手、盛土材料など種々場合について検討する必要がある。

以上示した樫門側方移動係数D値により軀体内継手部の変形を設計時より有意に判断することが可能であると考えられる。

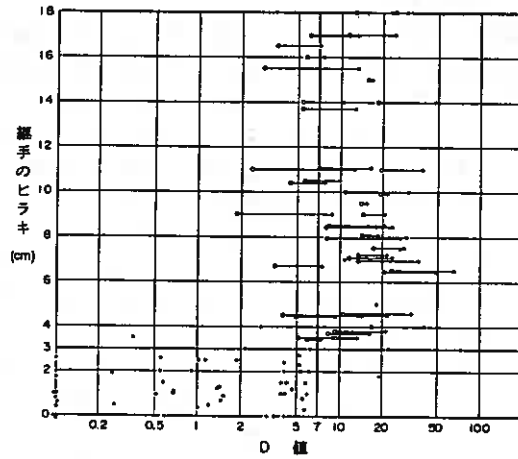


図-29

樫門の変形は、施工直後の埋戻し、あるいは築堤施工時に発生するものと考えられることから、ここでとりあげた継手のヒラキ量そのものは現在、あるいは将来的にも変化しないものとして考えている。しかし、地盤のクリープ的変形など、時間的に変形が増大するような要因の含む樫門では、当判定値はあてはまらないこととなる。

又、D値の項目を考えた場合この値が大きくなれば本来継手の変形も大きくなると考えられるが、式に見られる要因の他に、築堤盛土の施工法、盛土履歴、施工の是非なども関係するため、一概に移動量との相関にはならない。

以上、本報文で提案した側方移動係数D値は、樫門継手部の移動量を直接判定しようとするものではなく、D値で示される、ある値を越すと急激に変形が大きくなる一つの限界値を示していると判断する。

この限界値として $D = 7$ （変位量3 cm）が実態把握の中から有意な値として判別できることは軟弱地盤中におけるこの種の基礎構造のトータルとしての弾性挙動のある変化点を示すものと考えられるが、今後、さらにデータの蓄積と検討を行い、D値の信頼性を高める必要があると判断する。

- 1) 石狩川開発建設部；石狩川改修工事の内樫門実態調査解析報告書 1986.10
- 2) 建設省土木研究所；橋台の側方移動に関する研究；土木研究所資料，第1804号
- 3) 魚住，広瀬，森；樫門の現況調査結果と設計法について，第22回北海道開発局論文集，1978.2
- 4) 木村，森；橋台の側方移動の判定基準について，土木試験所月報，1984. No.371
- 5) 北海道開発局；樫門標準設計 設計計算書 1985.11

場所打ち杭を用いた 摩擦杭の鉛直載荷試験例

北海道鋼路土木現業所 遠藤 克彦
 基礎地盤コンサルタンツ(株) O 斎藤 教良

1. はじめに

試験は鋼路環状線道路改良工事に伴って計画されている「鶴見橋（橋長276.9m）」の基礎杭を対称として実施したものである。鶴見橋の橋台・橋脚は全8基で、場所打ち鉄筋コンクリート（リバースサーキュレーション工法）による杭基礎を採用している。ただ、当該地ではいわゆる支持層と呼称できるような土層は地表から約6.5mと非常に深い深度に分布しているため一般に採用されているような先端支持杭の採用が経済性・施工性ともに有益でないとの判断から前記場所打ち杭による「摩擦杭（杭を支持層まで到達させていない。φ1200mm, L=32~45m）」とした。

これまでの経験などから基礎杭が先端支持杭あるいは摩擦杭で設計されているかにかかわらず、ほとんどのケースで杭は「杭の周面摩擦力によって支持されている。」ことが知られており、当該橋梁において摩擦杭を採用することに問題はないと思われたが、このような長大橋で摩擦杭を採用した例が少ないこと、杭の支持力推定法（N値→静力学公式→許容支持力）にも問題点が指摘されることから、実杭の載荷試験によって支持力を検証して設計・施工ヘフィードバックすることとした。以下に載荷試験結果について述べる。

2. 試験概要

- ・場 所 : 鋼路市愛国111番地先
- ・試験年月 : 昭和62年3月19日~3月20日
- ・試験方式 : 載荷方法B-多サイクル（土質工学会基準）
- ・最大荷重 : 1000 tf
- ・試験杭 : リバースサーキュレーション工法による場所打ち鉄筋コンクリート杭
 杭径φ1200mm, 杭長32,000
 試験杭打設日 昭和62年2月14日（養生日数43日）

3. 地盤概要

3.1 地形・地質概要

鶴見橋は新鋼路川河口から上流側2km付近に建設される。鋼路一帯の地形は旧鋼路川を境界として、東側の丘陵性台地と西側に広がる沖積低地とに大別され、架橋地点はこの沖積低地に位置する。

沖積低地は、一般に「鋼路湿原」と呼ばれる低平地形地域に包含されるもので、これを取り囲む丘陵地前面の溺れ谷を埋めて形成された海岸平野である。この地域での主な構成地質は臨海地域の砂丘砂、後背湿地の泥炭および河川流域の砂礫・砂・粘土などの氾濫源堆積物である。

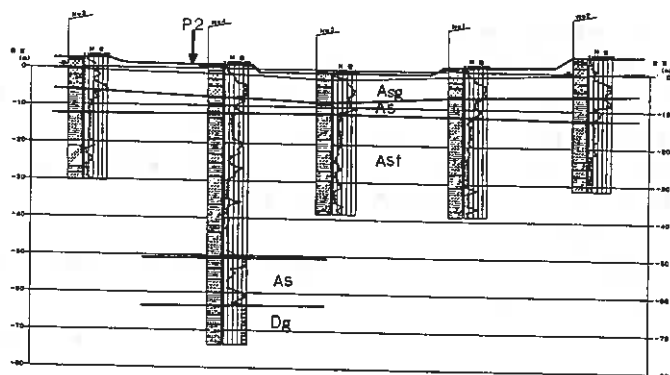


図-1 土層断面

後背湿地の泥炭および河川流域の砂礫・砂・粘土などの氾濫源堆積物

3.2 試験杭と土層構成

図-1に、架橋地点の土層模式を示す。これに示すように表層には比較的良く締まった礫層が分布するもの、-20~50mにかけては、細粒分を多量に含んだ砂および粘性土から成り、いわゆる支持層と呼べる土層は60m以深の深い位置に堆積しているにすぎない。

試験は、このうちN_o4地点に近接する箇所に施工される橋脚P2のうちの本杭1本を対象としたもので、図-2の柱状図との対応に示したように、砂質シルト層（中部泥層Asf）に打ち止められた摩擦杭となっている。

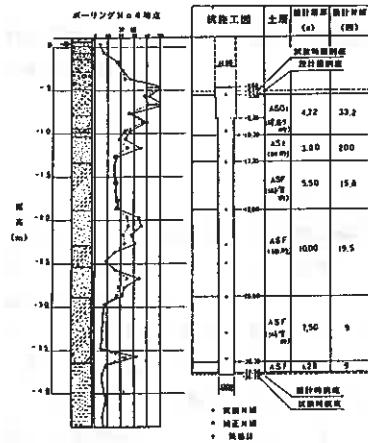


図-2 地盤と試験杭の関係

4. 載荷装置および試験方法

4.1 載荷装置

載荷装置の概略を図-3に示した。載荷装置は加圧装置、載荷梁、反力杭によって構成される。載荷装置の計画にあたっては試験が安全かつ確実に実施できるように最大荷重1000tfの計画に対して120%以上の能力を有するように設計した。

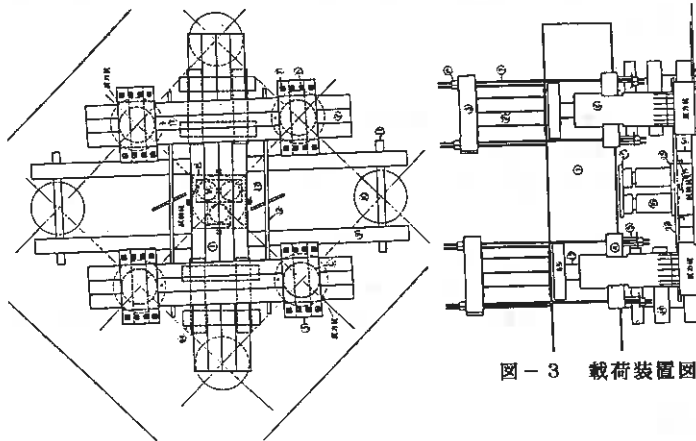


図-3 載荷装置図

4.2 計測装置の配置

計測装置は、杭頭沈下量を測定するための変位計（ダイヤルゲージ）、杭周面摩擦力を解析するための鉄筋計および杭頭荷重測定装置からなる。鉄筋計は杭打設前に主鉄筋に取付けたもので、その配置は土質調査結果を基に各土層境界付近を目安に設置した（図-2参照）。測定のバラツキおよびその他のトラブルが生じた場合の矯正のために、変位計・鉄筋計は1断面に各々4ヶ取付け、解析時には原則として4ヶの平均値をその断面の代表値としている。

4.3 試験方法

試験は、土質工学会「クイの鉛直載荷試験・同解説」に準拠し、載荷方法B-多サイクル（5サイクル）とした。載荷サイクルなどを表に示す。

表-1 変位量などの測定時間

測定項目	測定時間
始末荷重	0-1-2-5-10 以下5分ごと（最大2時間まで）
履歴内荷重	0-1-2-5-10-15 までの一定時間
9478内の0荷重	0-1-2-5-10-15 以下5分間隔で60分まで

表-2 載荷サイクルおよび荷重段階

サイクル	最大荷重 (tf)	荷重段階 (tf)
1	200	100-200-100-0
2	400	100-200-300-400-300-200-100-0
3	600	200-400-500-600-500-400-200-0
4	800	200-400-600-800-600-400-200-0
5	1000	200-400-600-800-1000-800-600-400-200-0

5. 試験結果

5.1 杭頭沈下量

図-4に荷重～沈下～時間曲線を示す。これに示すように700tf付近までは荷重～沈下曲線はほぼ直線的な挙動を示すもののこれを超えると沈下量が増大し、また沈下も収束しなくなってくる。

5.2 降伏荷重の判定

降伏荷重の判定は、一般に採用されている次の方法を用いた。

- ① $\log P \sim \log S$
- ② $\log t \sim S$
- ③ $\Delta s / \Delta \log t \sim P$

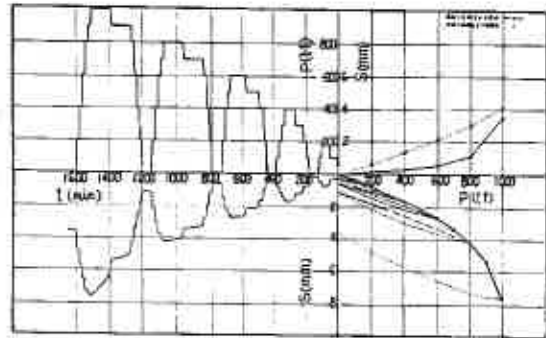


図-4 荷重～沈下量～時間曲線

これらは、荷重 P と沈下量 S ならびに時間 t との関連において、各々の変化点にある限界値を見出そうとする手法である。

①は $P \sim S$ の関係において、一つのべき関数 $S = C_1 P^2$ で示される状態から、突然他のべき関数 $S = C_2 P^2$ で表せる状態へと移行する現象を意味する。これらの発生原因かならずしも明確ではないが、材料の持つ応力～ひずみ曲線、中間各層の摩擦応力～ひずみ曲線、杭先端抵抗～先端沈下曲線などの形状に支配され、これらの諸曲線の性状が相互に関連を持ちながら総合されて1本の $P \sim S$ 曲線に表われるもので、これらの因子のいずれかが支配的になるものと概念的には考えられている。②の方法は杭頭沈下量のクリープ性状に着目したもので、一定荷重のもとで時間の経過につれて収束していく沈下量の推移が安定な状態から不安定な状態へと移行を始める限界点を見出そうとするもので、いずれの方法も限界点あるいは変化点(図では折点)に対応する値を降伏荷重として位置づける。

以上の判定方法ならびに各サイクルの残留沈下などを総合すると、この試験杭では $P = 700 \sim 800 \text{ tf}$ で降伏に至っていると考えることができ、ここでは $P_f = 750 \text{ tf}$ を降伏荷重とした。

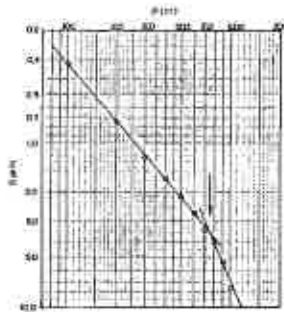


図-5 $\log P \sim \log S$

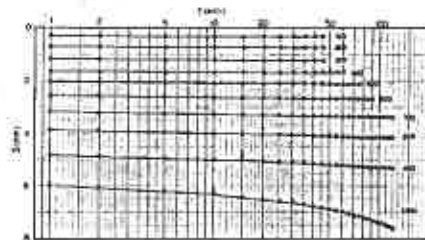


図-6 ② $\log t \sim S$



図-7 $\Delta s / \Delta \log t \sim P$

5.3 極限荷重の判定

極限荷重の定義は設計上必ずしも明確ではないが、理論的には「荷重の増加を伴わないで沈下が増大する限界の荷重点」と考えることができる。すなわちPを横軸に、Sを縦軸にP～S曲線を描いた場合に関係曲線が縦軸にほぼ平行になろうとする点に相当する荷重である（沈下を杭径の10%程度生じせしめる荷重相当などとするのが実際の）。ただ、一般的には載荷装置その他の条件から杭の支持力が極限に達する以前に試験を終了するケースが多く、今回の試験もその例にもれない。したがって極限荷重を推定するためには何等かの方法によってP～S曲線を延長することが必要である。

C. Van der veenならばに東海大宇都教授によればP～S曲線は次式で表せるものとしている。

$$P = P_{max} \{ 1 - \exp(-s/b)^m \}$$

P : 杭頭荷重

P_{max} : 杭頭極限荷重

s : Pに対応する沈下量

b : 定数 (宇都教授は基準変位量で降伏荷重に対応する沈下としている)

m : 任意のパラメータ

Van der veenは上式の解析にあたり図解法を示しているが、宇都教授は非線形回帰計算を適用してポケコン程度の計算機での処理方法を紹介している。

ここでは宇都教授の文献に準じたプログラムにより当該試験結果を処理したところ

$$P_{max} = 1.18295 \times 10^3 \text{ (tf)}$$

$$b = 3.8753$$

$$m = 1.0$$

$$\therefore P = 1183 \{ 1 - \exp(-s/3.87) \}$$

の結果を得た。図-8に実測値と理論曲線を示す。

このように実測と理論曲線とは比較的よくフィットしており、これによって試験杭の極限荷重はP_{max}=1180(tf)と推定することができた。また、これに示される基準変位量 (b=3.87mm) に対応する荷重を読み取ればP=750(tf)となり、先に判定した降伏荷重と一致する。この方法による極限荷重推定上の問題点としては、P～S曲線が一つの指数関数で表せるとした点にあり、曲線が急激に変化する場合や、荷重および沈下量が小さくP～Sの関係がほぼ直線である範囲しか得られていない場合には、これによって極限荷重を推定するのは困難である。したがって、適用の限界が自ずと決められるが、これを理解した上で用いることはかなり有効と考えられる。本試験では降伏荷重以上に載荷しており比較的なめらかなP～S曲線が得られていること、この方法によって推定できる降伏荷重が他の一般的な手法によるものと一致していることなどから、その適合性はかなり高く信頼できる値を得たものと判断している。

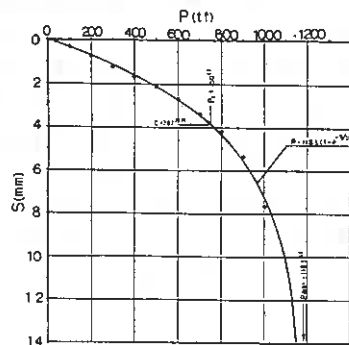


図-8 荷重～沈下曲線

の変化する場合や、荷重および沈下量が小さくP～Sの関係がほぼ直線である範囲しか得られていない場合には、これによって極限荷重を推定するのは困難である。したがって、適用の限界が自ずと決められるが、これを理解した上で用いることはかなり有効と考えられる。本試験では降伏荷重以上に載荷しており比較的なめらかなP～S曲線が得られていること、この方法によって推定できる降伏荷重が他の一般的な手法によるものと一致していることなどから、その適合性はかなり高く信頼できる値を得たものと判断している。

5.4 周面摩擦力と先端支持力

鉄筋計は、杭頭荷重が杭先端に向かってどのように伝播されるかを把握し、これによって周面摩擦力などを求めようとしたものである。

図-9以降には、軸力の深度分布、各層の周面摩擦力などを示した。これに示すように深度と共に杭に作用する軸力は減少し、杭先端には最大荷重1000tf時でも約5%の荷重しか到達していない。すなわち、試験杭に載荷した杭頭荷重のほとんどが周面摩擦によって支持されていることを端的に表している。

ひずみから推定した各点の変位量と周面摩擦応力度との関係を図-12に示した。各層とも変位量に比例して周面摩擦力が増加する傾向を示すが、最上部の礫混じり砂層を除くと2mm程度の変位から急

激に増加率が小さくなり、ある限界点を超えるとピークの値を維持するかやや減少する傾向にある。このように周面摩擦力の変化点は変位量で2mm程度、杭頭荷重では $P=600\sim 800$ (tf)に相当する付近で表われており、前記した降伏荷重と一致する。

一方、杭先端（但し、杭先端から上方1.75mでの測定値）での荷重と沈下の関係を示したのが図-13である。これに示すように杭先端での荷重と沈下量の関係にはややバラツキが認められるものの、杭頭でのそれと近似した曲線を描いている。すなわち、杭先端荷重 $P_b=30$ (tf)付近（杭頭での荷重で700~800tf）までは荷重に比例したほぼ直線的な緩い勾配を示すのに対して、これを超えると荷重の増加に対して沈下量が急激に増加している。

これは、 $P_b=30$ tf付近で杭先端が降伏に達し、最終的には極限付近にまで至っていることを表したものと捉えることができる。杭先端の荷重 $P_b\sim$ 沈下量 S_b の関係を前記した指数関数に代入して解析すると「 $P_b=44.82\{1-\exp(-S_b/0.683)\}^{0.89}$ 」…(図-13の実線)が得られる。すなわち、杭先端の極限荷重は $P_{bmax}=45$ tf、 $q_d=39$ tf/m²となる。この値には鉄筋計取付け位置から下の周面摩擦を含むため実際の先端支持力はこれを下回る。いずれにしても杭先端支持力は極めて小さい。

前記したように、杭頭荷重の杭先端への荷重到達率 α は $\alpha=2\sim 5\%$ の範囲で載荷重の大きさに比例して増加する傾向にあるものの、絶対値として極めて小さい。杭先端への荷重到達率とは「杭頭荷重に対する杭先端地盤の貫入抵抗の発生率」との解釈ができる。すなわち、杭先端抵抗は杭先端の支持層の変位（杭の貫入）によって発生するもので、杭先端が硬質であれば比較的小さな変位でも大きな反力が生じるし、軟らかければ杭先端に発生する反力も小さい。ただ、一般的には周面摩擦力は僅かな変位で応力は最大に達するし、先端の支持力は極限に達するまでの変位が相対的に大きい。1本の杭の支持力機構を考えた場合、程度の違いはあれ杭は杭の周面摩擦力と杭の先端支持力によって支えられており、摩擦杭と支持杭とを明確に区分することは困難である。このような状況の中で、一般に先端支持杭として設計・施工された杭も設計荷重相当では杭は僅かな変位を生じるのみで、杭先端地盤は潜在能力としての支持力は有するものの、実際には有効に働いていないものとみなすこともできる。このことは過去に報告された杭頭荷重と荷重到達率の関係からも確認できる。³

本試験での荷重到達率はかなり小さい。これは杭先端地盤が軟質で先端支持力が小さいことに起因すると判断できるが、実測された降伏あるいは極限荷重と「摩擦杭」として設計されたバランスの上でその挙動を良く表わした現象として捉えることができる。なお、降伏荷重に至までの沈下量は3~4mmと比較的小さいが、これも支持力のほとんどが周面摩擦力によって占められていることに起因するためであろう。

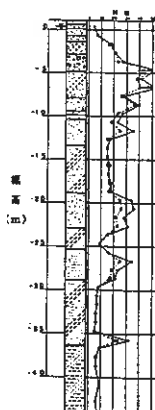


図-9 杭の軸力・杭周面摩擦応力度

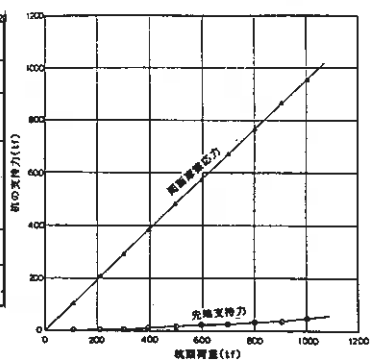
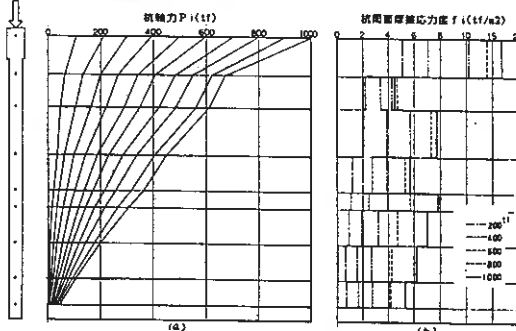


図-10 杭頭荷重の応力分担

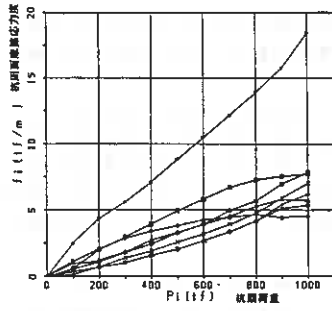


図-11 杭頭荷重～杭周面摩擦応力度

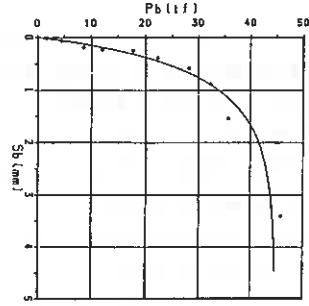
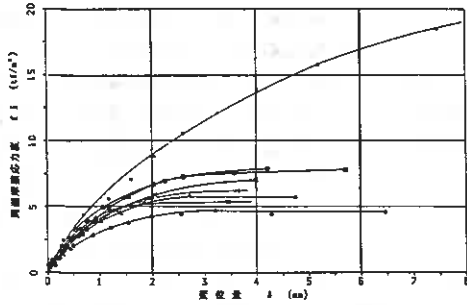


図-13 杭先端荷重と沈下量



凡 例		
記号	深さ(m)	土質名
■	5.58~8.9	細粒じり砂
●	9.9~13.3	細砂
□	13.5~19.9	シルト質砂
△	19.9~25.9	細砂
○	25.9~29.9	シルト質砂
×	29.9~33.9	細砂
+	33.9~37.9	シルト質砂
☆	37.9~39.0	シルト質砂

図-12 各層の変位量と摩擦応力度

6. 静力学公式による支持力との比較

道路橋示方書・同解説によれば杭1本あたりの支持力は次式による。

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum f_i \cdot \delta_i$$

表-解 3.4.3 周面摩擦応力度 (t/m)

施工法	周面摩擦応力度 (t/m)		
	打込みくい工法	場所打ちくい工法	中掘りくい工法
地盤の種類			
砂質土	0.2N (≦10)	0.5N (≦20)	0.1N (≦5)
粘性土	CまたはN (≦15)	CまたはN (≦15)	0.5Cまたは0.5N (≦10)

注) N≦2 の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

表-解 3.4.1 場所打ちくいの qd 推定表 (t/m²)

地盤種別	先端極限支持力
砂れき層および砂層 (N≧30)	300
硬質粘性土層	3q _v

ただし、q_v は一軸圧縮強度 (t/m²)

地盤と試験杭の対応は図-14に示したとおりであり、前式によって試験杭の支持力を算定すれば次のようである。

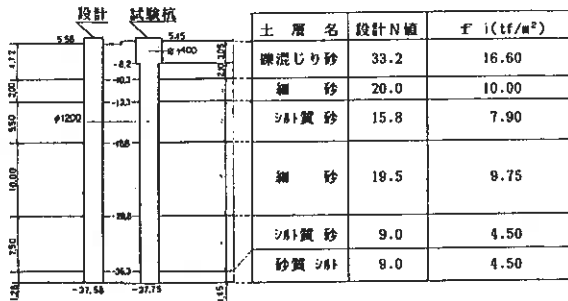


図-6.1 地盤条件と試験杭模式図

$$U \sum f_i \cdot \delta_i = 1150.40$$

$$q_d \cdot A = 30.51$$

$$R_u = 1180.94 \text{ tf}$$

図-14 地盤条件と試験杭模式図

このように静力学公式に試験杭の形状をあてはめて極限支持力を算定すると、ほぼ載荷試験結果で得られた支持力と一致し、極限支持力のみを比較すれば現在慣用されている支持力の妥当性が確認されたと云える。ただ、その算定極限となる個々の層面摩擦応力度は当初設定したものと異なる。表-3、図-15に各層の推定層面摩擦と実測した層面摩擦との関係などを示した。

これらに示したように、上部の微混じり砂および砂質シルト層は設計時に考えた層面摩擦力を上回るものの、細砂は設計値を下回っている。設計時にはいずれも砂質土層としてN値から $f_i = N/2$ を採用しているが、載荷試験に基づいてN値と層面摩擦応力度の関係を推定すると次のようであった。

- 微混じり砂 $f_i = N/1.76$
- 細砂 $f_i = N/4.69$
- シルト質砂 $f_i = N/1.43$ ($N/1.10 \sim N/2.03$)

表-3 各層の層面摩擦応力度

設計時の条件			* 中間層を無視した場合			実際の最大値		定規測定による最大層面摩擦力 f_i (t/cm ²)
土層名	N値	f_i (t/cm ²)	土層名	N値	f_i (t/cm ²)	f_i (t/cm ²)	f_i (t/cm ²)	
微混じり砂	22.2	10.00	微混じり砂	27.4	10.7	10.40	21.12	
細砂	20.0	10.00	細砂	25.0	12.5	4.52	4.50	
シルト質砂	15.0	7.50	シルト質砂	16.5	8.25	7.77	8.11	
細砂	10.5	5.25	細砂	32.2	16.1	5.09	5.09	
			シルト質砂	17.0	8.5	7.88	8.05	
シルト質砂	8.0	4.00	細砂	22.5	11.2	7.02	7.20	
			シルト質砂	7.0	3.5	6.10	6.27	
			シルト質砂	6.0	3.0	5.24	5.48	

*中間層を無視したものは、実測結果を示した、所収標準の測定は、試験開始にあてはめて求めた値

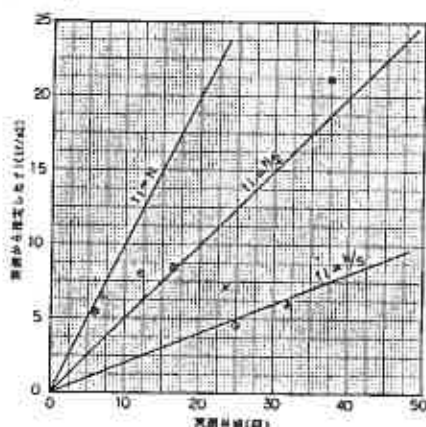


図-15 N値と層面摩擦応力度

7. ま と め

以上、大口径場所打ち杭の載荷試験例を紹介した。本試験結果を見る限りにおいては実測から推定される支持力と慣用式によって推定される支持力とは同じ結果が得られている。ただ、これを構成する各層の層面摩擦応力度は土層によって実測値と慣用式とは異なり、トータルとしての極限支持力が一致したにすぎず、当該地盤で考えるとN値から層面摩擦力を推定する上で細砂は過大に評価していることに留意する必要がある。もちろん、地盤調査でのN値の測定誤差、N値の持つ不確実性、地盤本来が有するパラッキなどに加えて載荷試験によるものにもかなりの誤差を含むことは否めず、この1ヵ所の載荷試験結果をもって定量的な評価を行うのは難しいが、ここに分布するような粒径の比較的均一な細砂を対象とした場合には、慣用式を用いることで支持力を過大に評価する可能性もあることなど、今後の設計にあたって留意すべき事項を確認できたことは一つの成果と云えよう。さらに、摩擦杭あるいは支持杭として設計された杭であれ、設計相当荷重ではそのほとんどが杭の層面摩擦によって支持されているものとすれば、当該地のように支持層がかなり深く、層面摩擦を正當に評価できる場合には場所打ち杭を用いた摩擦杭を採用することに問題はないものと結論される。

表題に示したように本例は摩擦杭であることが一つの主題であったが、試験例そのものに摩擦杭と支持杭の相違はない。ただ、摩擦杭としての特徴的なことは、比較的小さな変位で降伏に達することにあると云えよう。これはいわゆる支持杭と呼ばれるものに比較して総合的(あるいは潜在的)な支持力が小さいことを表すものと云え、摩擦杭を設計する上で考慮しなければならない大きな問題点の一つと考えられる。道路橋示方書では、長期の支持力特性が明確でないとの理由から許容支持力を求める場合の安全率を大きくしているが(常時の許容支持力は極限に対して4)、現段階では上記の

ような事由からも支持杭とはことなる安全率を設定しておくのが妥当と考えられる。今後は、より妥当な周面摩擦力の推定方法を確立すると共に、摩擦杭の長期的な支持力特性の解明を行うなど経済的な設計を行うためのデータを蓄積していく必要がある。

なお、当該橋梁では載荷試験結果から得た降伏荷重に対して安全率3（極限に4）を見込んだ値を常時の許容支持力とすることを基本に、その他の橋脚などについても土層毎の周面摩擦などを見直し、設計・施工にフィードバックした。

また、当該地盤の要に中間層が比較的緩い砂質土から構成される場合、地震時の液状化の問題も摩擦杭では特に重要となろう。これらについては事前に詳細な検討を要する。ここでは、種々の検討によって地震時の液状化は生じないものと判断した。

〔参考文献〕

- 1) C. Van der veen: The Bearing Capacity of Pile Pre-determined by a cone penetration Test, Proc, 4th CSMFE, VOL pp72~75, 1957
- 2) 宇都一馬他: 「杭の載荷試験結果の一整理法」第13回 土質工学研究発表会、1978
他に、雑誌「基礎工」などに同主旨論文あり
- 3) 吉中元伸: 「各種施工法別による杭の鉛直支持力」基礎の設計と施工
pp11~、総合土木研究所、1981

鋼管杭の杭頭処理法と挙動

北海道開発局土木試験所 ○田 中 博 明
 ” 根 岸 正 充

まえがき

現在、橋梁など重要構造物におけるフーチングと基礎杭との結合法は、剛結合として設計されるが、擁壁および変位による規定がない場合ヒンジ結合としての設計も考えられるが、今のところ完全なヒンジ結合とする杭頭処理がないのが現状である。そのため剛結合と判断されない杭頭処理を考えた場合、作用力に対する挙動特性と耐力を考えた設計が必要と思われるため、今回 4 タイプの杭頭処理を考え水平荷重を作用させた場合の耐力ならびにその挙動を模型実験により確認した。また、これら杭頭処理に対して計算モデルを考えてその挙動特性および耐力を求め実験結果と比較し各処理法の挙動を追跡したので報告する。

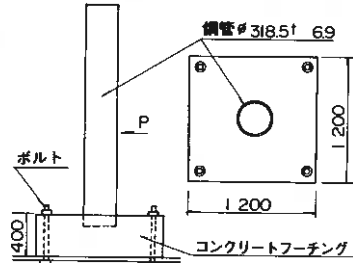


図-1 水平載荷試験略図

1. 試験概要

図-1 に水平載荷試験の略図を示した。今回模型に用いた鋼管は、径 318.5 mm 肉厚 6.9 mm であり、フーチング部のコンクリートは、早強セメント設計強度 210 kg/cm² 骨材最大寸法 25 mm を用いた。コンクリートの強度特性については後述する。図-1 に示した略図は、コンクリートフーチングの四すみをボルトで試験装置に固定し、鋼管に水平荷重を作用させ実施するものとし鋼管およびフーチングにひずみゲージを設置またはフーチング内に埋設し荷重毎に測定した。また、今回の試験では、破壊するまで荷重を増加させるため鋼管部にダイヤルゲージを設置し同時に変位量も測定した。なお、タイプ-2 においては、試験の不備のため変位は測定されていない。

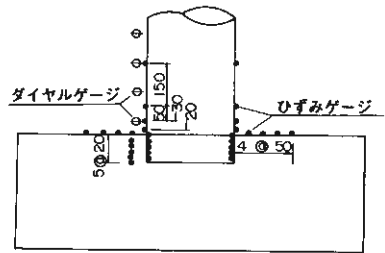


図-2～a 杭頭処理タイプ-1

今回試験した杭頭処理形状を図-2-a～d に示している。タイプ-1 は、図に示す通り鋼管をフーチングに埋込むだけであり、埋込み長を 5 cm、10 cm、15 cm の 3 通りについて、荷重作用位置をフーチング面より 40 cm、60 cm、90 cm の位置において行なった。タイプ-2 は、鋼管内面に径 13 mm の異形鉄筋 16 本を溶接しタイプ-1 同様に埋込長を 3 通りに変化させ荷重作用位置はタイプ-1 の試験結果および鋼管の曲げ剛性を考慮して 60 cm とした。タイプ-3、タイプ-4 についても同様に荷重位置を 60 cm

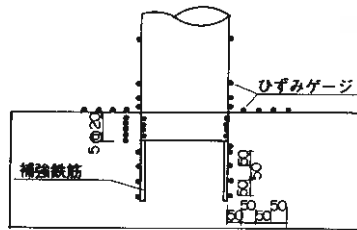


図-2～b 杭頭処理タイプ-2

とした。タイプ-3は、図-1-cに示すように径13mmの異形鉄筋を8本溶接し、各鉄筋を鋼管断面を二分する線方向に折り曲げ、荷重方向に対して補強鉄筋の抵抗を低下させ鉄筋の交差線部がヒンジ的挙動を示すようにしたものでありこのタイプは埋込み長10cmについて3回の試験を行なった。タイプ-4は、杭基礎設計便覧に示されている結合法に類似した補強であり、径13mmの異形鉄筋を12本用いた鉄筋かごをかご径90mm、130mm、190mmに変化させ鋼管埋込み長10cmで試験を行なった。なお、鋼管にはフーチング部のコンクリート以外に40cmの中詰コンクリートを行なっている。

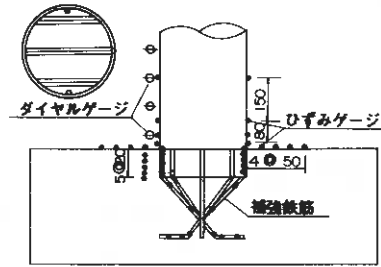


図-2~c 杭頭処理タイプ-3

2. コンクリートの強度特性

フーチング部に用いたコンクリートの強度を表-1にそれぞれ示した。強度試験は、模型試験を行うと同じに行なっている。設計強度 $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ であったが、表-1に示すように圧縮試験結果では多少バラツキがあるものの平均で $\sigma_c = 254 \text{ kg/cm}^2$ を得ており設計強度以上を満足している。引張強度は、一般に圧縮度の1/10程度と言われているが、今回圧裂引張試験を行なって、平均 23.3 kg/cm^2 を得て一般的であることを確認した。また、弾性係数 E_c およびポアソン比は、圧縮試験と併用して試験供試体にひずみゲージを縦横にはり付荷重に対するひずみ量の関係から求め平均 220600 kg/cm^2 、ポアソン比においては、0.1975を得た。なお、セン断強度については圧縮強度および引張強度を用いてモールの円から求め $\tau_c = 38 \text{ kg/cm}^2$ を得た。

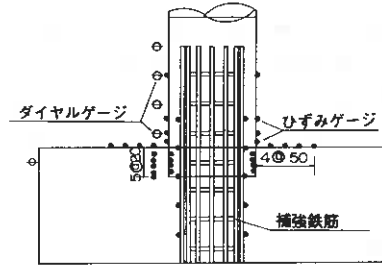


図-2~d 杭頭処理タイプ-4

表-1 コンクリート強度

圧縮強度	引張強度	弾性係数	ポアソン比
272	24	221900	0.20
218	24	214300	0.17
240	23	222200	0.20
284	22	224000	0.22

3. 試験結果

今回行なった試験結果を図-3に水平荷重と鋼管埋込み部上部の水平変位を鋼管に設置したダイヤルゲージ測定結果より求め示した。耐力については、補強鉄筋の有無および補強部の鉄筋量が異なるため比較することはできないが、いずれのタイプにおいても荷重に対して変位の増分は小さい荷重でのみ比例しているが、荷重が増大するにしたがって荷重増分以上に変位増分が大きくなる傾向を示している。また、補強鉄筋を用いていないタイプ-1では、急激な変位増加が見られるが他のタイプでは補強鉄筋の影響と思われるが徐々に増加している。ただし、破壊荷重に近くなると各タイプとも荷重増分に対する変位増との比 $(\Delta Y / \Delta P)$ は、ほぼ一定値を示し

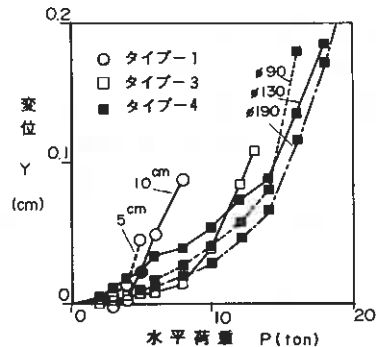


図-3 水平荷重と鋼管杭水平変位

各タイプともほぼ等しい値となっている。

次に鋼管の埋込み長による耐力の変化であるが、図-4に示しているが、タイプ-1とタイプ-2を比較すると埋込み長に対する耐力の増加はほぼ同程度であり、タイプ-3、4について埋込み長を変化させて試験を行なったとすれば同程度の増加が現われるものと予想される。また、埋込み長が0cmとすれば耐力は0tonであることを考えれば、タイプ-2は補強鉄筋の影響で約10ton程度耐力が増加している。図-5はタイプ-4の鉄筋かご径変化による耐力変化を示したものである。今回の試験結果では、かご径に対する耐力増は比例もしくは放物線状の増加と見うけられる。また、図中に破線で8ton位置まで示しているが、これは、タイプ-1の耐力を示したものである。

4. 2次元弾性理論による解析

杭頭結合部における力の伝達状態および応力状態、変位状態を把握するためタイプ-1の基本モデルを2次元の構造にモデル化し、2次元弾性理論で解析する。

図-6は、タイプ-1を2次元の構造にモデル化したものである。この解析モデルは、杭に作用させた水平荷重が、杭埋込み部からフーチング45°の方向に分散されて伝達するものとして考え、その有効幅をとり、その平均幅(50cm)で2次元モデルの基準幅を与えた。従って、この解析で得た応力の結果については、有効幅による換算が必要であり、その乗数は次式より求めた。

$$\text{乗数} = 50\text{cm} / \text{有効幅} \quad \text{ただし、有効幅} \geq 15.925\text{cm}$$

この解析に用いる弾性係数については、フーチング部分は、コンクリートの弾性係数 E_c を用いれば良いが、杭部分では、2次元にモデル化したことによる換算が必要であり、本解析では、杭とモデルの杭部分の曲げ剛性を等置することにより杭部分の弾性係数 E_p を求めた。

$$\begin{aligned} \text{杭部分の曲げ剛性 } E_p I &= E_s I_s + E_c I_c \\ &= 5.953 \times 10^{10} \text{ kg/cm}^2 \\ \therefore E_p &= 5.953 \times 10^{10} / I = 0.4422 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

ここに、鋼管には、コンクリートが充てんされ合成断面として挙動するものと考えた。また、 $n = E_s / E_c = 10$

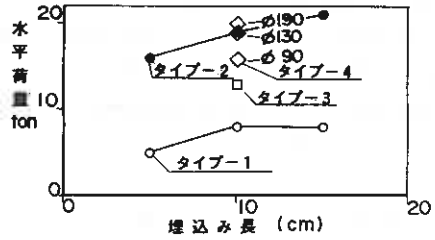


図-4 埋込み長に対する耐力変化

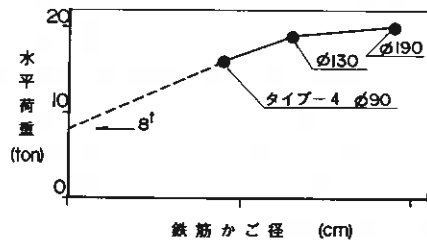


図-5 鉄筋かご径が耐力の与える影響

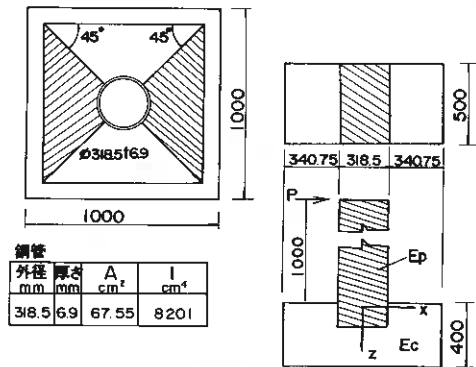


図-6 2次元弾性モデル

表-2 2次元モデル定数

$E_s =$	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$E_c =$	$0.21 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$E_p =$	$0.4422 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$\nu =$	0

とし、ポアソン比 $\nu = 0$ とした。

これらの定数をまとめると表-2となり、これらの定数を用いてタイプ-1の埋込み長10cmについて、水平荷重 $P = 1$ tonを作用させた場合の応力状態および変位状態を求め試験結果と比較した。その結果、水平荷重 $P = 3$ ton程度までは、比較的良い対応を示すもののさらに大きい荷重が作用した場合には、試験結果の値が計算値よりかなり大きなものとなり、弾性解析では、ごく限られた挙動のみ判断できるにすぎず、最終的耐力を求めることはできないと考えられる。

5. バネ支持モデルによる非線形解析

杭とフーチングの接合は、底面で鉄筋などによる補強がなされ、杭の側面では鋼管とフーチングコンクリートが接した状態にある。そこで、接合面の圧縮域では十分な支持力があるものの、引張域では、鋼管面とコンクリート間の付着あるいは、コンクリートの引張強度で支持されるのみである。そのため、引張面では、圧縮域に比べ小さい応力ですべりやはくりが生ずると考えられる。ここでは、フーチングが杭を支持する機構を図-7に示すバネでモデル化し、バネ定数が非線形に変化するものとして、水平荷重の増加にともなう杭結合部の支持機構の変化を追跡することとした。計算モデルは杭側面でも左右それぞれ2点の直バネおよびセン断バネを仮定し、底面部では4点の直バネ、セン断バネを仮定した。なお、本解析ではコンクリートの圧縮強度、引張強度、セン断強度をそれぞれ、 $\sigma_c = 260 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_t = 22 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_c = 38 \text{ kg/cm}^2$ 、なお、圧縮状態では $\tau_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ としてそれぞれのいずれかの応力が、その強度に等しくなった時その点のバネを0として解析を行なっている。ここで問題として各バネ定数をどの程度の値を用いるかであるが、ここでは、2次元モデルで求めた杭の水平変位および鉛直変位がバネ支持モデルで求めた値と等しくなるようにコンクリートのバネ定数を与えた。ただし、補強鉄筋を有するタイプについては、コンクリートが引張破壊した後も補強鉄筋が抵抗するため鉄筋部の

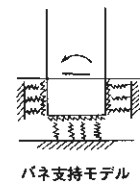


図-7 計算モデル

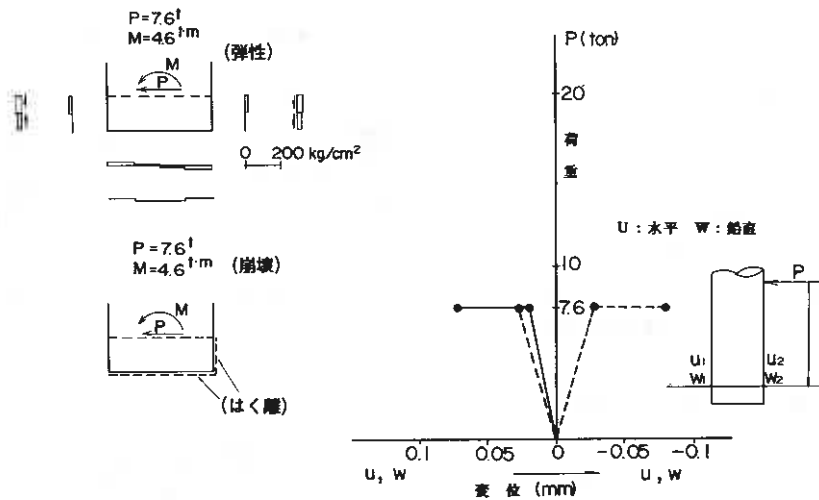


図-8 非線形バネ支持モデル計算値 (タイプ-1)

バネを考慮した。図-8～図-9は、埋込み長10cmにおける各タイプの計算結果のタイプ-1およびタイプ-4について変位ならびに力の伝達状態を示したものである。ここで、これらの計算結果について考察すると次のようになる。

(1) 力の伝達状態について

荷重が小さく鋼管埋込み部周辺のコンクリートがせん断または、引張応力に対して弾性域にある場合は、鋼管側面のせん断と鋼管底面の曲げ拘束で抵抗する。荷重の増加とともに底面引張部でコンクリートの引張強度以上の引張応力が発生するとはく離が生じ、荷重作用面側ではせん断すべり、はく離へと進行する。補強鉄筋のないタイプ-1ではこの段階で破壊する。補強鉄筋を有するものは、底面ではく離が進展するものの補強鉄筋が引張に抵抗するため、荷重作用対面部のコンクリート上部で圧縮応力がコンクリートの圧縮強度を越え破壊する。なお、鋼管底面のせん断応力は小さく、この部分のせん断すべりは生じない。

(2) 耐力について

表-3に今回の試験結果の耐力および非線形解析より求められた耐力を対比して示した。計算結果は各タイプとも試験値に近く耐力のみについて見ると本解析はほぼ妥当なものとなっている。

タイプ1では結合部の水平変位が0.02mm程度の非常に小さい変形で急激に破壊に至る。他の補強鉄筋を有するものは、この段階で急激に変位が進むが破壊には至ら

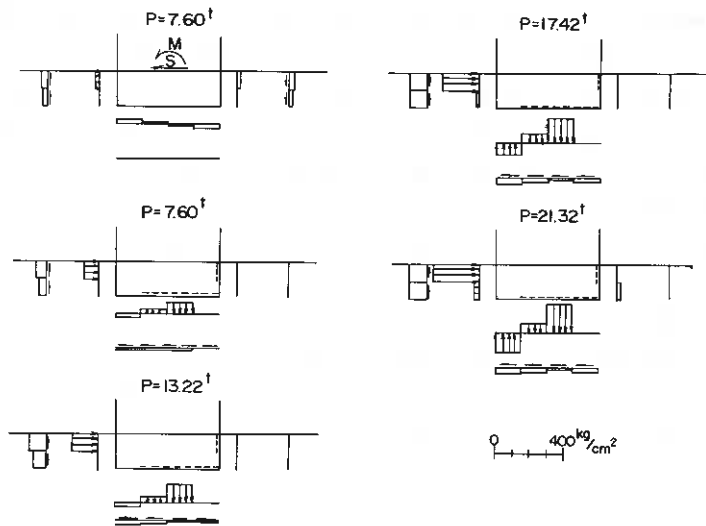
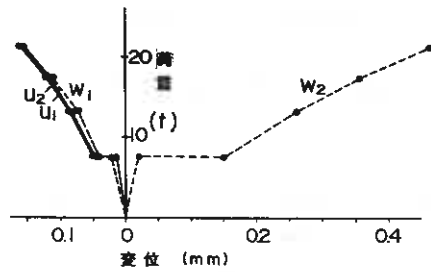


図-9 非線形バネ支持モデル計算値(タイプ-4)

表-3 試験および計算耐力

タイプ	埋込み長	補強方法	耐力	
			試験値	理論
1	5cm	なし	5t	—
1	10	"	8t	7.6t
1	15	"	8t	—
2	5	D13 16本	16t	—
2	10	"	19t	21.2t
2	15	"	21t	—
3	10	D13 8本	13t	—
3	10	"	13t	—
3	10	"	12t	11.8t
4	10	D13 12本 #90	16t	—
4	10	" #130	19t	21.3t
4	10	" #190	20t	—

ず、背面で引き抜けるような挙動を示しながら回転していく。タイプ-3では、破壊に至るまでの回転は他のタイプよりもかなり大きいものとなっている。

ここで、計算結果をもとに破壊時の回転バネを

$$K_{\theta} = M_0 / Q_0 \quad (\text{t}\cdot\text{m}/\text{rad}) \quad M_0 = 0.6 \times P \quad (\text{t}\cdot\text{m})$$

として求めると次のようになる。

タイプ-1 \approx 43000 タイプ-2 \approx 7500

タイプ-3 \approx 1200 タイプ-4 \approx 6400

まとめ

以上試験結果および各杭頭処理に対し、2次元弾性理論による解析、2次元非線形バネ支持モデルによる解析を行ない、その挙動について述べた。結果として、弾性理論の適用は、フーチングコンクリートが弾性域にある場合有効と考えられるが、最終耐力に至る挙動を追跡する場合においては、非線形の挙動解析が必要である。

今回は、大胆な2次元非線形バネ支持モデルにより、支持バネ定数および補強鉄筋部のバネの評価に未解決な問題を含みながらも、計算結果は試験結果に近い耐力がえられておりこのようなモデルによってもある程度の耐力評価は可能と思われる。

今後は、バネ定数の評価および設計法に向けた成果の収集、検討が必要であろう。

参考文献

- 1) 日本道路協会 杭基礎設計便覧 (昭和61年1月)
- 2) 土木学会 コンクリート標準示方書解説 (昭和55年版)
- 3) 土木学会編 構造力学公式集

北海道電力(株)小樽内建設所 谷藤 和三
" " 高橋 昌東
" " ○ 峯田 稔

1. はじめに

小樽内発電所は、北海道開発局が豊平川総合開発計画の一環として、豊平川の支川小樽内川に、洪水調節、水道用水の供給、発電を目的として建設される定山溪ダム(特定多目的)に付随する発電所であり、最大出力7,000 kWを発電するものである。発電所は、長さ19.0 m、幅14.0 m、高さ26.2 m(整地地下)の鉄筋コンクリート造り地上2階、地下7階の半地下式発電所である。工事は62年6月に着工し、64年12月営業運転をめざしている。

発電所の基礎岩盤は、新第三紀の貫入岩である石英斑岩で、これを覆って未固結砂礫層からなる段丘堆積物、崖錐堆積物が分布している。

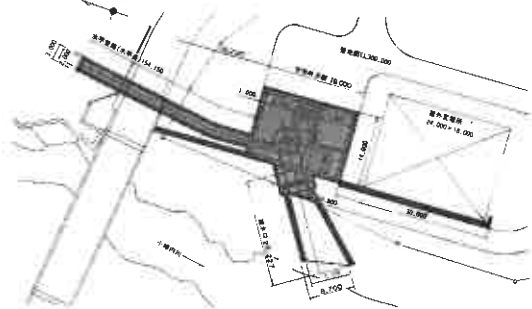


図-2 平面図

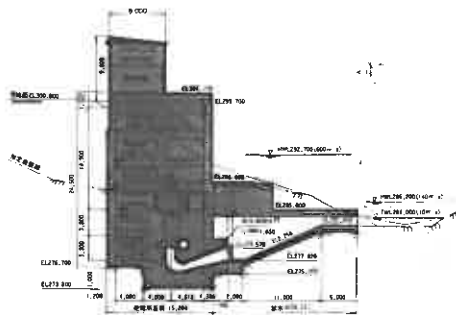


図-3 縦断面図

これを覆って第四紀の段丘堆積物及び薄く崖錐堆積が分布している。石英斑岩は、比較的大きな岩体で進入したため、均質かつ堅硬で節理も比較的小さいが図-4に示すように、走向N50°E、傾斜80°SE~80°NWの高角度の節理が卓越している。

岩石試験結果を表-1に示すが、一軸圧縮強度は約750 kgf/cm²で硬岩に区分される。従って硬岩に一般に適用される電力中央研究所方式(田中)の岩盤分類に基づいて基礎岩盤を区分するとC_M~C_H級の岩盤で、

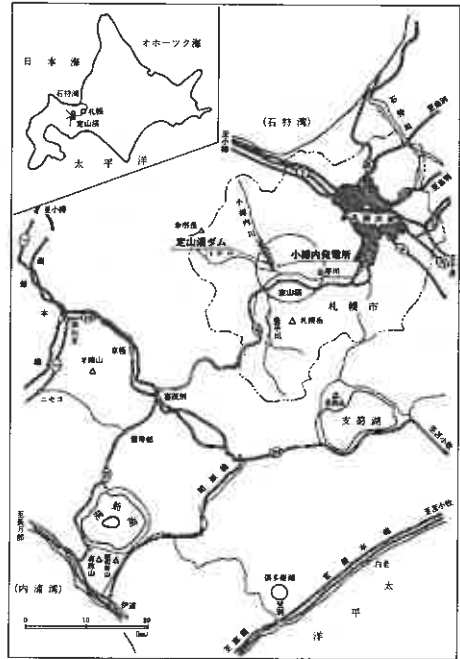


図-1 位置図

発電所の地山掘削工事は、至近距離にダム側の設備があるという制約から、土砂部を土留工法、岩盤部を吹付コンクリート・ロックボルト工法により補強しながら、深さ約20 mを垂直掘削を行った。

本報告は、この地山掘削にあたって実施した地山挙動の計測と解析の検討結果について述べるものである。

2. 地形・地質の概要

発電所地点は勾配30°程度の段丘崖斜面で、基礎岩は新第三紀中新世~鮮新世にかけて進入した石英斑岩で、

表-2に示す定山溪ダムのせん断試験結果によると、粘着力 $C=10\text{kgf/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=45^\circ$ 程度は期待できる。その他の岩盤物性値として、透水係数が 10^{-5}cm/sec オーダー以下、弾性波速度 $3.0\text{km/sec}\sim 4.0\text{km/sec}$ となっている。また、土砂部の大部分を示める段丘堆積物のN値は $10\sim 30$ 程度である。

3. 発電所掘削工事概要

発電所掘削工事は、地表面(EL 301.0 m)からEL 273.8 mまで約27 mの深さを掘削する工事で、掘削量は約8,000 m^3 である。発電所工用地は、先行して施工された定山溪ダム工用濁水処理設備、工用道路、橋梁等が隣接しているため、これらに支障を与えないよう、大部分を垂直掘削を余儀なくされた。すなわち土砂部(EL 301 m \sim 287 m)のうち上部の深さ8 m部分を開削工法で行ったが、下部の深さ6 m部分をロックアンカー方式の親杭横矢板工法、岩盤部の14 m部分を吹付コンクリートとロックボルトを併用した工法により垂直掘削を行った。岩盤掘削に先立ち、側壁岩盤の損傷と余掘を抑制するため、平均削孔間隔0.8 m、平均削孔長13 m、薬量0.75 kg/孔の含水爆薬を用いたブレスブリッティングを行った。引続き本体掘削を、1ベンチの掘削高さ2.5 mを標準とし、平面的には3ブロックに分割して、ベンチカット方式による払い発破により行った。側壁岩盤には、1ベンチ掘削毎に、ロックボルトと厚さ10 cmの吹付コンクリートを施工した。なお、掘削全体が終了後、発電所側壁本体コンクリートを順巻き打設している。発電所工事の施工フローを図-5に示す。

4. 土留工の基本設計

土砂部の土留工について、①礫径が大きいこと、②地下水位が低いこと、③基礎岩盤が浅い位置にあることなどが確認されたため経済性、安全性の面で有利なロックアンカー方式の親杭横矢板工法を採用することとした。設計にあたっての基本事項は下記のとおりである。

(1)土留壁にかかる荷重はランキン・レザールの土圧を用い、載荷重として土砂搬出に用いる50 t級クレーン荷重を考慮する。

表-1 岩石試験結果

試験項目	石英質岩			
	全試料	新鮮	風化	
比重	平均	2.471	2.48	2.43
	標準偏差	0.067	0.059	0.088
吸水率	平均(%)	2.80	2.60	3.61
	標準偏差	1.850	1.700	2.192
一軸軸圧縮強度	平均(kgf/cm^2)	767.11	798.15	543.23
	標準偏差	341.13	330.63	320.66
縦波音波速度	平均(km/sec)	4.50	4.55	4.38
	標準偏差	0.64	0.587	0.794

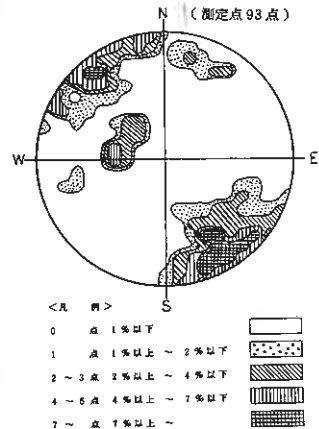


表-2 岩盤区分とせん断強度

岩 級	C (tf/m^2)	ϕ ($^\circ$)
$C_L \sim C_M$	100 \sim 200	45 \sim 50
C_R	200 \sim 300	50
B	300 \sim	50

図-4 節理面ひん度分布図

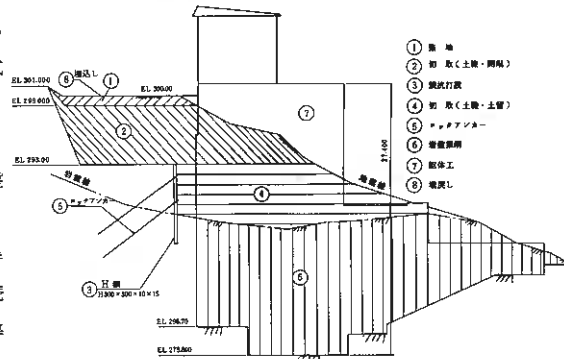


図-5 施工フロー図

側壁岩盤には、1ベンチ掘削毎に、ロックボルトと厚さ10 cmの吹付コンクリートを施工した。なお、掘削全体が終了後、発電所側壁本体コンクリートを順巻き打設している。発電所工事の施工フローを図-5に示す。

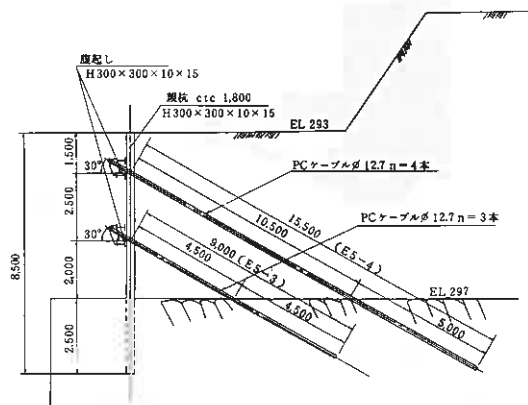
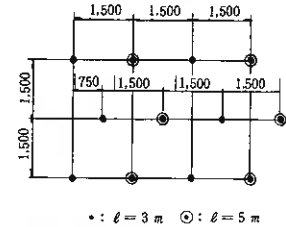


図-6 土留工標準断面図

- (2) H鋼親杭（H-300）は、1.8 mピッチのロックオーガーによる埋込杭とし、岩盤先端2.5 m間にコンクリート充填する。根入長の安全率は短期相当（ $F_s \geq 1.2$ ）とする。
- (3) ロックアンカーは、岩盤定着方式とし、アンカーと岩盤の摩擦抵抗は現地引抜き試験結果をもとに $\tau_s = 6 \text{ kgf/cm}^2$ とし、引抜きの安全率は仮設アンカー相当（ $F_s \geq 1.5$ ）とする。
- 以上の基本事項に従って設計した、標準断面の土留工の概要を図-6に示す。

5. 吹付コンクリート・ロックボルトの基本設計

当社の半地下式発電所は、従来逆巻で仮巻コンクリートを打設しながら掘削するケースが多かったが、最近の技術の進歩、地質状況、経済性等を総合的に勘案し、吹付コンクリート、ロックボルト併用工法を採用することにした。その設計の基本的考え方は次のとおりである。



- (1) 吹付コンクリートは厚さ10 cmとして、ロックボルトと一体として挙動するものとする。
- (2) 岩圧は、標準的にはゆるみ領域1 m相当分の荷重 2.5 tf/m^2 を一様に考慮する。また、水圧は地下水位が低いこと、湧水処理を行うこと等から考慮しない。
- (3) ロックボルトの定着長はゆるみ領域の範囲外とし、高強度モルタルと岩盤の付着力は現地引抜き試験結果をもとに $\tau_s = 8.3 \text{ kgf/cm}^2$ とし、ロックボルトの引抜き安全率は短期相当（ $F_s \geq 1.2$ ）とする。
- (4) ロックボルト（D-25）の標準配置は図-7に示すように、1.5 mピッチで $l = 3 \text{ m}$ と $l = 5 \text{ m}$ のロックボルトを千鳥型に配置する。

6. 地山挙動計測及び解析計画

(1) 概要

発電所地山掘削にあたって、4及び5項で示した従来法による基本設計により施工を行ったが、①発電所基礎の設計における設計条件の確認と、今後の類似発電所の設計手法及び施工法の改善、検討に必要なデータを収集すること、②施工中の安全を確保するとともに、設計段階で予測できなかった不測の事態に遭遇した場合に、速やかに適切な対策を可能にすること、という2点を目的として地山挙動計測とFEM解析を行った。これらの検討の流れを図-8に示す。

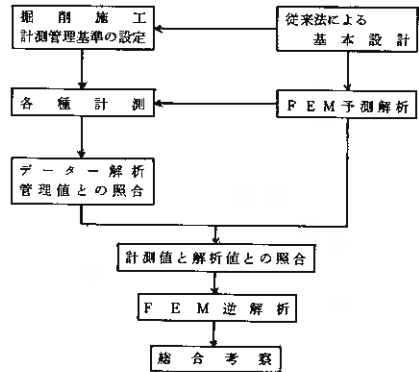


図-8 地山挙動計測及び解析フロー図

(2) 計測内容

地山挙動の計測項目と計測の目的を表-3に、主な計測器の配置は、図-9に示す。

表-3 計測項目とその目的

対象	計測項目	計測器	計測の目的
土砂部	水平変位	挿入式傾斜計	○シミュレーション入力データ ●親杭の変形から曲げ応力を求め、親杭の安全性を確認する。
	親杭応力	歪計	○親杭に作用する応力の伝達状況を把握する。 ●親杭の安全性を確認する。
	アンカー荷重	センターホール型ロードセル	○シミュレーション入力データ ●アンカーの安全性を確認する。
岩盤部	地中変位	多岐式変位計	○掘削に伴う地盤の変位を確認する。 ●岩盤の崩壊等の予測を行い安全性を確認する。
	ロックボルト軸力	ロックボルト軸力計	○解析値と計測値との傾向の比較 ●ロックボルトの安全性を確認する。

○：実挙動シミュレーション及び基礎データの収集に係る目的 ●：安全に係る目的

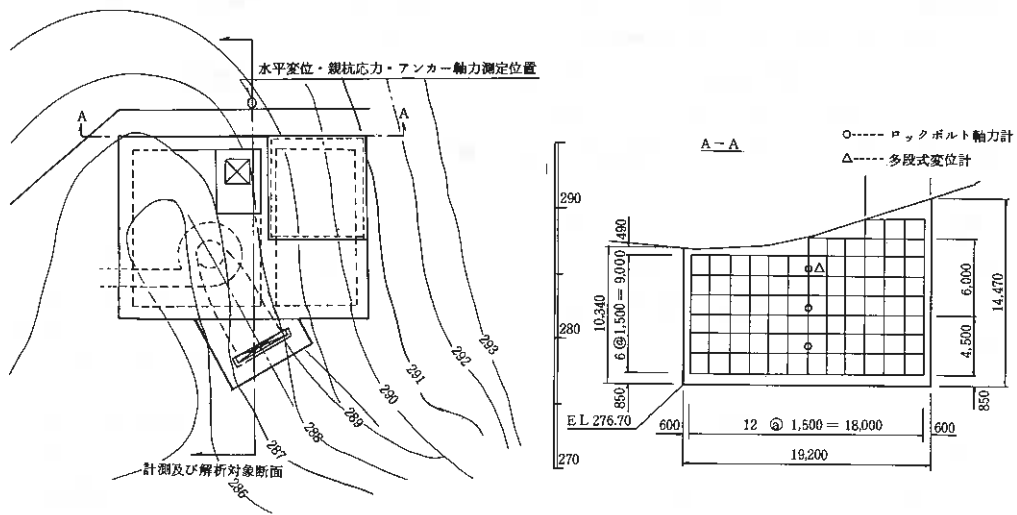


図-9 計測及び解析対象断面位置図

a. 土砂部の計測

- ①挿入式傾斜計により、各掘削段階における親杭の変位を測定し掘削に伴う親杭変位の推移を把握する。
- ②歪計により、親杭に作用する歪を測定し、その応力の推移を把握する。
- ③ロードセルにより、各段のロックアンカーの荷重を測定する。

b. 岩盤部の計測

- ①多段式変位計により、各掘削段階における岩盤内の変位を測定する。
- ②軸力計により、各段階のロックボルト軸力を測定する。

(3)計測管理手法

計測管理は、各種支保部材の各管理基準値を設定し、その基準値と現状の測定結果とを対比し、安全性を確認した。安全管理範囲と管理基準値との関係を図-11に、各種計測項目に対する具体的な管理基準値を表-4に示す。

なお、地中変位の管理基準値は桜井春輔¹⁾によると、岩盤の限界ひずみ、一軸圧縮強度及びトンネルの異常現象との関係には、相関関係があるということから、これを参考にして管理レベルを図-12のように設定する。

ここでは、石英斑岩の一軸圧縮強度($\sigma_c = 750 \text{ kgf/cm}^2$)より、各注意レベルでの岩盤の限界ひずみを以下のとおり設定した。

- 注意レベルⅠ …… $\epsilon_{0.1} = 0.09 \%$
- ” Ⅱ …… $\epsilon_{0.1} = 0.28 \%$
- ” Ⅲ …… $\epsilon_{0.1} = 0.85 \%$

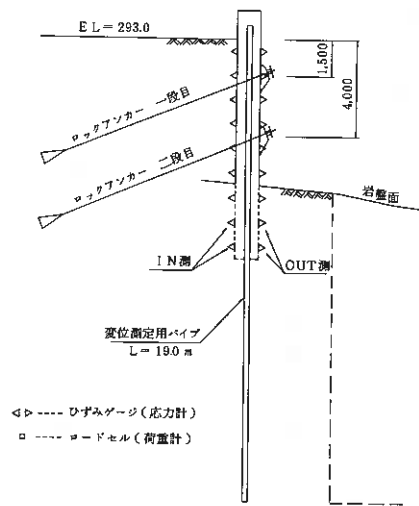


図-10 水平変位・親杭応力・アンカー荷重測定概要図



図-11 安全管理範囲と管理基準値の関係

表-4 主な計画管理の内容

対象	計算項目	計算書	計算書名	管理基準値		
				1次基準値	2次基準値	3次基準値
土	水平変位	棒式式 照算計	1. 観測値などに相当するシート位置の 早期沈下			
			2. 予備値と比較し、観測値の傾向把握			
鉄	応力応変	棒式式 照算計	1. 観測値と比較し、応力に対する 安全性をチェック	$\sigma_{11} / \sigma_{11c}$	σ_{22}	σ_{33}
			2. 予備値と比較し、観測値の傾向把握			
山	地中変位	棒式式照算計	1. 観測値と比較し、変位に対する 安全性をチェック	$\delta_{11} / \delta_{11c}$	δ_{22}	δ_{33}
			2. 予備値と比較し、観測値の傾向把握			
掘削	掘削面 軸力測定	棒式式照算計	1. 観測値と比較し、軸力に対する 安全性をチェック	F_{11} / F_{11c}	F_{22}	F_{33}
			2. 予備値と比較し、観測値の傾向把握			

σ_{ij} : 鋼材の応力
 δ_{ij} : 鋼材の変位
 F_{ij} : フランジの軸力
 σ_{ijc} : 鋼材の許容応力
 δ_{ijc} : 鋼材の許容変位
 F_{ijc} : フランジの許容軸力

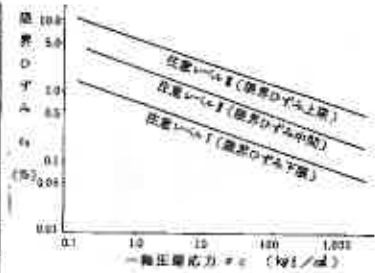


図-12 一軸圧縮強度と境界ひずみの関係 (掘削による)

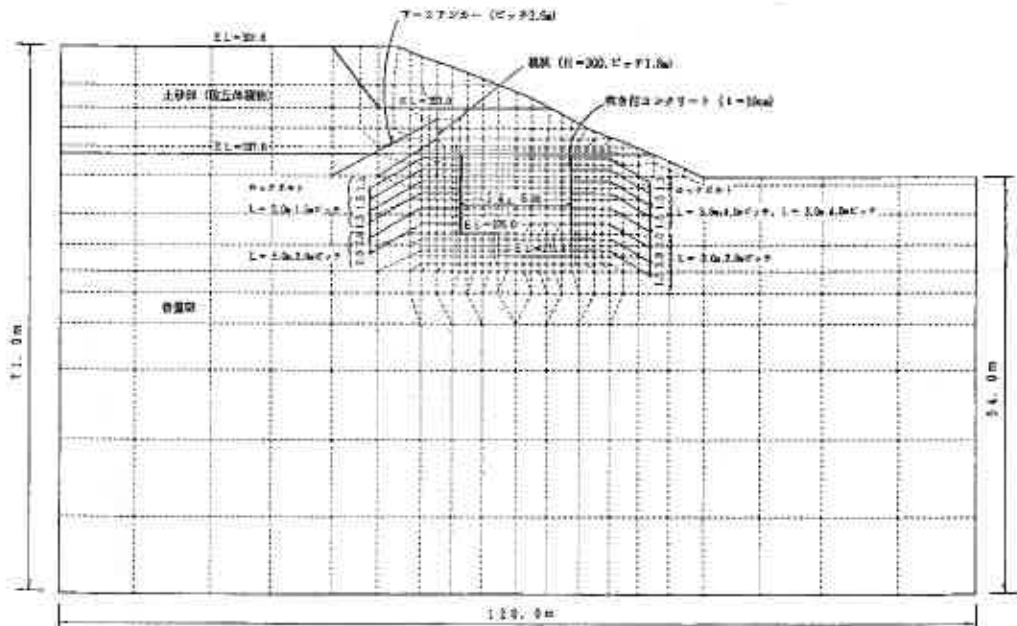
7. FEM手前解析の方法

発電所掘削に伴う地山全体及び各種支保部材の挙動を把握するため図-9の解析対象断面にて、有限要素法による弾性解析を実施した。解析モデルは図-13に示すとおりである。各種入力物性値は、当発電所及び定山溪ダムで実施した地質調査結果を基に、表-5に示す値を用いた。また各種支保部材は、必要薬としてモデル化した。

解析手順は、具体的な施工段階を考慮して図-14に示す手順により解析を実施した。

表-5 地質入力物性値

土質	密度係数 γ (kg/cm^3)	ポアソン比 ν	内圧摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 c (kg/cm^2)	粘り土強度 τ (t/cm^2)
土砂層	1.90	0.4	30	0.5	1.9
岩盤部	15.006	0.25	45	10.0	2.5



モデル図

スケール 1:4,000 (H)
断面数 = 816
要素数 = 975

図-13 解析モデル図

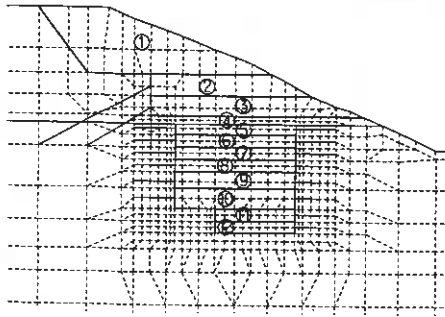


図-14 解析手順図

解析ステップ	内 容	解析ステップ	内 容
Stage-1	初期応力状態の設定 自重計算 ($K_0=1.0$)	Stage-10	岩盤部三段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部四段掘削 (ⓐ削除)
Stage-2	掘削 (ⓐ削除)	Stage-11	岩盤部四段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部五段掘削 (ⓐ削除)
Stage-3	山留め材付加 土砂部一段掘削 (ⓐ削除)	Stage-12	岩盤部五段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部六段掘削 (ⓐ削除)
Stage-4	山留め一段アンカー打設 ・緊張 (導入力 30 t/本)	Stage-13	岩盤部六段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部七段掘削 (ⓐ削除)
Stage-5	土砂部二段掘削 (ⓐ削除)	Stage-14	岩盤部七段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部八段掘削 (ⓐ削除)
Stage-6	山留め二段アンカー打設 ・緊張 (導入力 45 t/本)	Stage-15	岩盤部八段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部九段掘削 (ⓐ削除)
Stage-7	岩盤部一段掘削 (ⓐ削除)		
Stage-8	岩盤部一段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部二段掘削 (ⓐ削除)		
Stage-9	岩盤部二段吹付け・ ロックボルト付加 岩盤部三段掘削 (ⓐ削除)		

8. 計測結果

掘削に伴い得られた計測結果のうち、ここでは今後この種の地下構造物を設計していくうえで、特に重要な示唆を与えるような測定結果について述べる。

(1) 親杭及び背面地盤変位

挿入式傾斜計による親杭および背面地盤の水平変化の推移を、図-15、16に示す。図-15は、土留杭建込み時を初期値とした結果を、図-16は、一段目アンカー緊張時を初期値とした水平変位の推移である。これらから以下のような状況が認められる。

- 土留杭建込みからの水平変位は、一段目アンカーの緊張の影響で親杭頭部が、背面側に17mm程度変形し、その後掘削が進行しても初期値まで戻らない。
- 一段目アンカー緊張時を初期値とした水平変位でみると、親杭・背面地盤とも全体が前面に移動しているが、土砂部の変形が岩盤表層部の変形より小さく、アンカーの緊張力、土留壁の剛性により変形が抑制されていることがわかる。また、アンカー緊張後の増分変形量は8mm以下と微小であるが、最大値は土砂と岩盤の境界部付近で生じている。

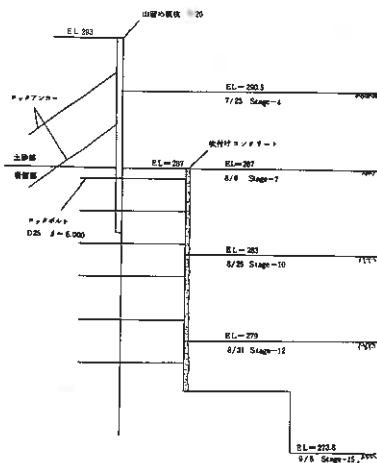


図-15 水平変位履歴図
(親杭建込みを初期値)

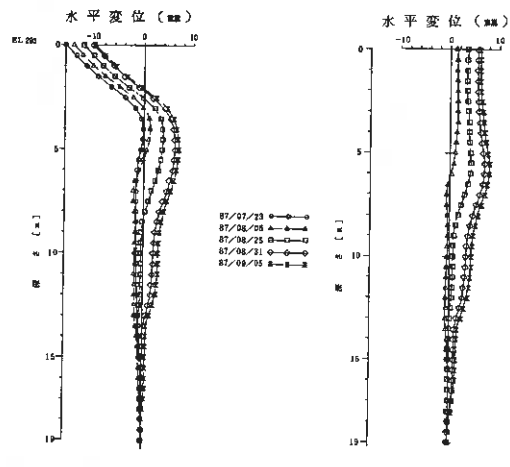


図-16 水平変位履歴図
(1段目アンカー定着を初期値)

c 挿入式変位計による水平変位分布から、土留壁に作用する側圧（土圧）について以下の手法で推定してみた。まず、土圧分布を大まかに考える。地山側は、均一な土砂と考えると土圧分布は図-17(1)の①のように矩形分布と三角形分布が合成されたものと考えられる。次に根入れ部については掘削側で受動土圧②が作用する。結局、土圧分布は、③に示すようになると推測される。そこで、土圧分布を図-17(2)に示すような分布形の合成されたものと考え、下式の仮定により土圧を推定する。

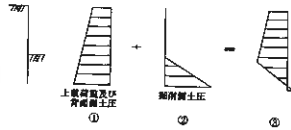


図-17(1) 土圧分布の推定

$$p(x) = p_0 + p_1 \sin \frac{\pi x}{\ell} + p_2 \sin \frac{2\pi x}{\ell} + p_3 \left(1 - \frac{x}{\ell}\right)$$

外力 矩形 半波長正弦波 1波長正弦波 三角形分布

解析は、先に仮定した外力の分布形のたわみが、測定値に最適になるように最小2乗近似によって決定する方法によった。土砂掘削終了時の変位と、それによる推定土圧とランキン・レザールの土圧を図-18に対比して示す。この結果、推定土圧は扇形形状を示しているが、ランキン・レザールの土圧を考慮すると十分安全側となることが判った。

(2) 親杭応力

H鋼親杭に設置した歪計による応力分布は、図-19に示すとおりで、前述の変位分布にはほぼ対応して、ロックアンカー第一目緊張の影響が大きく、その後も大きな変化を示していない。各段階のH鋼に作用する最大応力は、1,000 kgf/cm²程度で安全上支障は認められなかった。

(3) ロックアンカー荷重

親杭の支点となるロックアンカー荷重の各掘削段階の経時変化は、図-20に示すように定着時の初期荷重で安定していて、顕著な変化は認められなかった。

(4) 岩盤変位、ロックボルト軸力

岩壁の上層部(EL284 m)における、多段式地中変位計による岩盤変位を図-21に、ロックボルト軸力を図-22に示す。これらから岩盤のゆるみ領域は、3 m程度とみなされ、解放ゆるみは2 mm程度(ひずみで0.07%以下)と小さな値である。なお、ロックボルトの最大軸力は、5 kmで応力的には1,270 kgf/cm²で安全上支障は認められなかった。

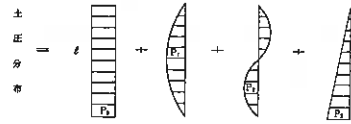


図-17(2) 土圧分布の合成

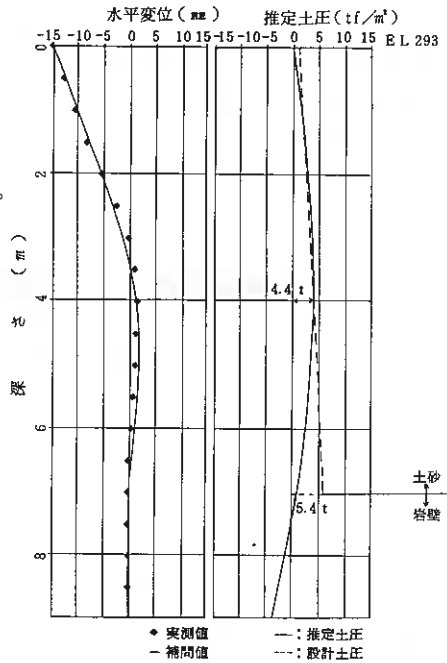


図-18 推定土圧図

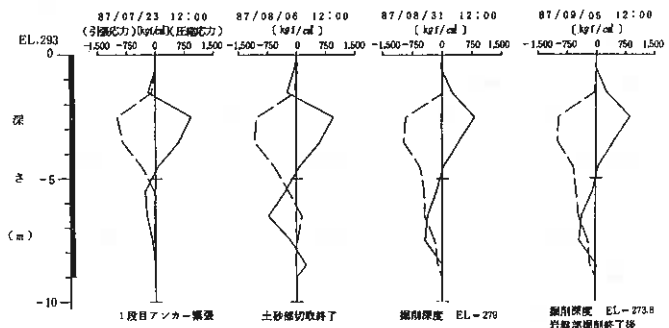


図-19 親杭応力履歴図 — : 掘削側, ...: 地山側

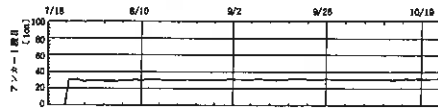


図-20 ロックアンカー荷重履歴図 — : アンカー荷重

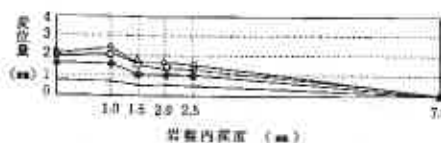


図-21 岩盤内変位履歴図

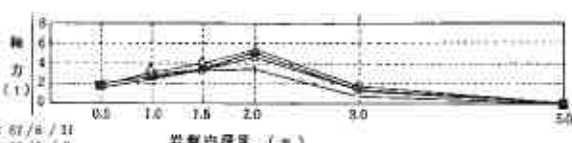


図-22 ロックボルト軸力履歴図

9. FEM解析と計測結果の比較検討

本工事では、掘削の全量を通じて計測結果は管理基準値より小さく、特に注意するような傾向はみられなかったが、工事に先立ち実施したFEM予測解析と計測値を勘案して実施したFEM逆解析の検討結果について示す。

(1) FEM予測解析（弾性解析）

掘削に伴う地山全体及び土留工の挙動を観測するために図-9の主計測ラインを解析対象断面として、弾性FEMを実施した。解析結果によると、図-23に示すように岩盤の引張強度を無視すると、岩盤頂部及び表面付近に塑性域が発生する。しかし、引張強度を通常考えられる $1\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度考慮すると、塑性域はほとんど発生しない。

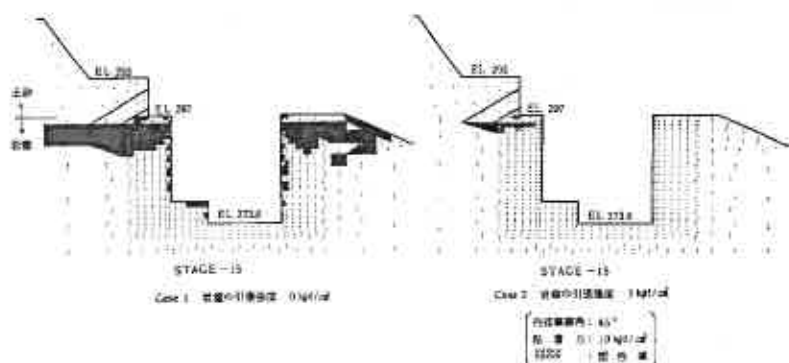


図-23 塑性域分布図（ $SP < 1.0$ ）

このように、地山の巨視的な挙動は、弾性FEM解析で表現することができるが、以下に示すように細部については、計測結果との整合性がやや良くない面がある。

①挿入式傾斜計による水平変位と解析値の比較を図-24①に示すがこれによると、解析結果が予測値より小さく、土砂部と岩盤の境界部（EL.287 m付近）の凸形の変位形状が十分トレースしていない。

②岩盤地中変位計（EL.284 m位置）の計測値と解析値の比較を図-25②に示すが、岩盤表面の変位が計測値で、2.2 mm、解析値で0.9 mmとなっており、その比は2.5/1程度である。

(2) FEM逆解析（弾性解析、Non-Tension解析）

計測結果では、予測解析より変形性がやや大きいことから地盤地中変位計の計測値と解析値が等値となるように、岩盤の弾性係数 $15,000\text{kg}/\text{cm}^2$ を $\frac{1}{2.5}$ の $6,000\text{kg}/\text{cm}^2$ に低減させ、弾性FEM解析により逆解析を行った。

一方、岩盤が引張に抵抗しない材料（Non-Tension材料）と考え、引張が出た場合応力再配分を行うNon-Tension解析を行った。

これらの解析結果と挿入式傾斜計の水平変位及び岩盤地中変位の計測値の関係を、図24②～④、図-25③～⑤に示すが、いずれも大差なく計測値と良い整合性を示している。この種の岩盤掘削にあたっては岩盤表面は応力解放や発破等によるのみが生じるが、便宜上岩盤全体の弾性係数を低減させた弾性解析で実用上十分有効であると考えられる。

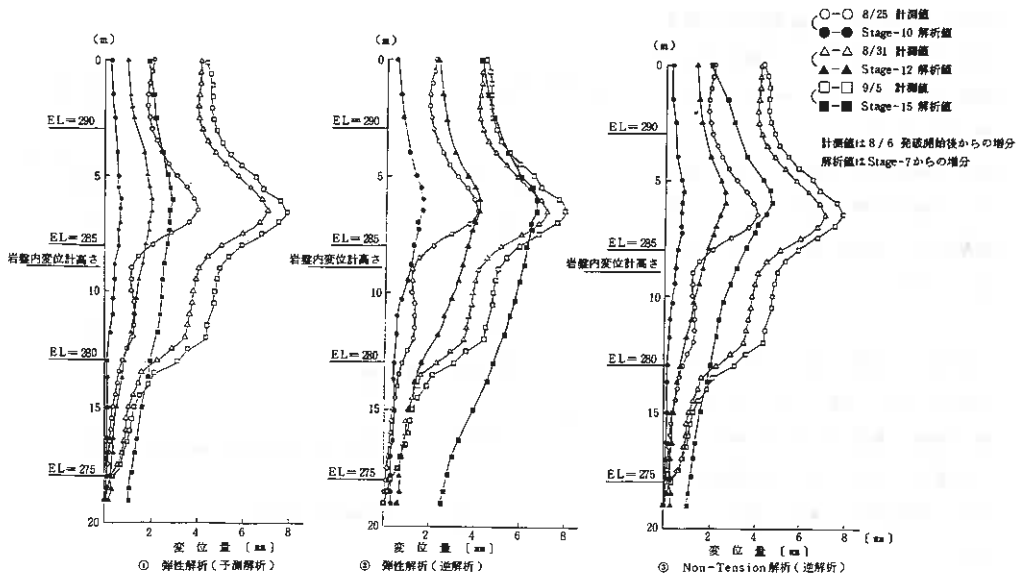


図-24 水平変位の計測値と解析値との比較図

(3) 岩圧についての検討

この種の半地下式構造物の設計にあたり、重要な影響を与える岩圧についての検討結果を以下に述べる。

今回実施したFEM解析では、掘削終了後、岩圧は吹付コンクリートとロックボルトの支保部材で負担されていることになる。従って、掘削終了段階後、全ての支保部材を除去し、岩盤部に側壁コンクリート(厚さ1.0m)付加という段階の解析を追加し、これらの両段階の間での地山応力の変化分を岩圧として考えた。解析方法は、計測値との整合性の良い、岩盤の物性値を低減した弾性FEM逆解析により行った。解析結果は、図-26に示すとおりであり、岩盤頂部で比較的大きな岩圧が作用し、約3m以深では、ほぼ一定の岩圧分布となっている。従来の電力会社では、この種の半地下式構造物の設計においては、岩圧を0.5~2.5 tf/m²程度を一様分布で考慮している例が多いが、これらの検討から0.5 tf/m²程度を一様に作用させれば、十分安全設計であると考えられる。

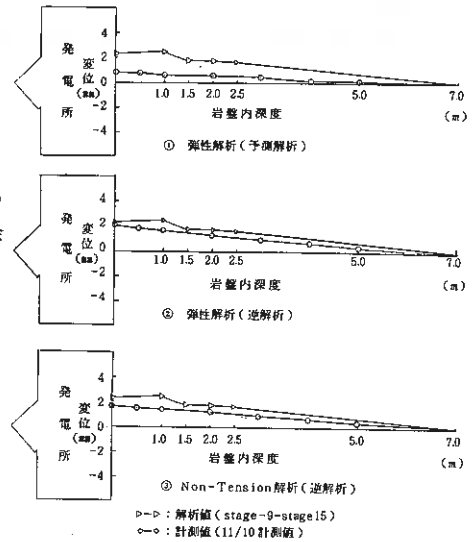


図-25 岩盤内変位の計測値との比較図

10. ま と め

以上、小樽内発電所の本館掘削工事で得られた、地山の挙動の観測及び解析結果について報告した。これらにより得られた主な知見を要約すると以下のとおりである。

(1) 砂礫地盤における、ロックアンカー方式の親抗横矢板土留壁に作用する土圧は、扇形状を示すがランキン・レザールの式により得られた分布で設計すると安全である。

(2)中～硬質岩盤の垂直掘削時に壁面に作用する岩圧はほぼ一様に $0.5\text{tf}/\text{m}^2$ 程度の値で分布させて設計すると十分安全である。

(3)中～硬質岩壁の掘削FEMにおいて、 $\frac{1}{2}$ 程度弾性係数を低減された弾性解析で、挙動を反映できるものと考えられる。

最後に、本報告をまとめるにあたり協力を頂いた施工会社である、大成・地崎・佐藤JV及び指導を賜った室蘭工業大学 岸徳光助教授をはじめ、関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 桜井春輔(1986) ; “ NATMによる現場計測と管理基準値 ” , 土と基礎, No.337

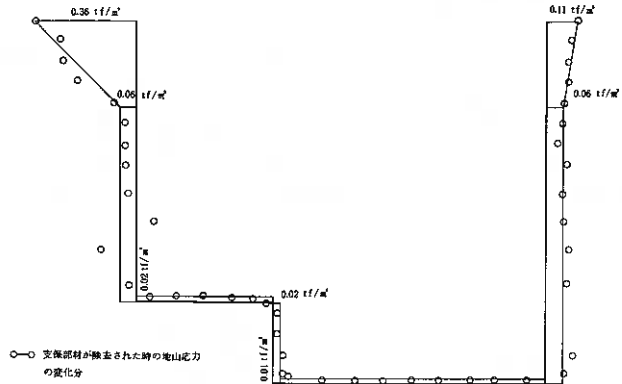


図-26 本体構造物に作用する岩圧

土質工學懇話會要旨

昭和62年 3月26日
於 KKR 札幌

土質工學會北海道支部
30周年記念行事实行委員會
懇話會担当小委員會

第3回土質工学会懇話会について

1. 概要

第3回懇話会は軟弱地盤をテーマとして、下記の要領で実施した。

日 時：昭和62年 3月26日(木) 13:00~17:00

場 所：KKR札幌

参加者：26名

話 題：軟弱地盤に関する土質工学的諸問題

懇話会は慣例に従い、前半2時間参加者から各自5分程度話題を提供してもらい幹事が、それらを整理し、大きく3つのテーマに分類して、後半2時間を討論時間とした。

出席者は以下のとおりである。

第3回土質工学会談話会出席者

荒 厚	日本道路公団札幌建設局	能登 繁幸	開発局土木試験所土質研究室
峯田 一彦	北海道開発コンサルタント ㈱	浜本 弘	札幌道路エンジニア ㈱
鎌田 彰	北海道土木部海岸漁港建設課	林 幸治	北電興業㈱技術部
唐牛 義夫	札幌市下水道局施設建設課	ニッ川 健二	北海道土質コンサルタント ㈱
神谷 光彦	北海道工業大学土木工学科	堀川 明広	鹿島建設㈱札幌支店土木部
久保 欽哉	伊藤組土建㈱土木部	森 公一	小野田ケミコ㈱札幌支店
斉藤 和夫	基礎地盤コンサルタント ㈱札幌支店	若松 幹男	応用地質㈱札幌支店
清水 誠一	北海道開発コンサルタント ㈱		
高野 準	北海道電力㈱土木部	(談話会担当幹事)	
田中 寿美	㈱銭高組札幌支店工事部	池田 晃一	北海道土質コンサルタント ㈱
寺山 朗	北海道土木部道路課	獅子原 悟	鹿島建設㈱札幌支店土木部
土岐 祥介	北海道大学工学部土木工学科	武市 靖	北海道学園大学工学部土木工
中島 勉	㈱中島設計コンサルタント	三田地利之	北海道大学工学部土木工学科
根岸 正充	開発局土木試験所基礎工研究	藪 正樹	北海道電力㈱土木部

2. 話題提供

参加者から提供された話題を大きく3つに分類すると次の通りである。

- (1) 軟弱地盤における時間-沈下量の推定
 - ・時間-沈下量の推定及び現場データに基づく最終沈下量予測
 - ・設計時における精度よい沈下量の推定方法
 - ・室内実験結果等に基づく時間-沈下量理論曲線の現場への適用
 - ・軟弱地盤の側方流動
 - ・設計時の沈下量計算値と現場計測データとの不一致
 - ・泥炭性軟弱地盤における沈下量の経年観測結果
 - ・間げき水圧と沈下量
- (2) 軟弱地盤での施工に関わる問題
 - ・下水管理設に伴う不等沈下の防止方法
 - ・横断管理設や拡巾工事に伴う道路の段差
 - ・鋼矢板土留工におけるヒービングの問題
 - ・沈下量、側方流動の動態観測
 - ・軟弱地盤における宅地造成
- (3) 地盤改良
 - ・漁港改築工事における軟弱地盤改良工事
 - ・グラベルパイルによる砂地盤液状化防止工法の現場実験
 - ・パーティカルドレーン工法
 - ・埋立地の地盤改良
 - ・地震時のパイルへの影響
 - ・M.M(min-max)工法による地盤沈下の防止

3. 討論の要約

(1)について

設計時に精度のよい沈下量の推定ができれば施工方法、維持管理が容易になるのであるが、沈下量の推定は一般に困難で理論式にもりづらい。そのため、段階施工や経時動態観測結果に基づき、対策工を実施しているのが現状である。

(2)について

軟弱地盤での道路拡巾，宅地造成，土留工，及び下水管理設等の実際施工例が取り上げられた。それらの工事による周辺、付属構造物に与える影響，問題点，及びその現場でとられた対策等が話し合われた。

(3)について

グラベルパイルによる砂地盤の液状化防止、パーチカルダウン工法による圧密の促進及び、M.M 工法による地盤沈下の防止工法等に関する現場試験や施工結果は全体により成果が得られたとの報告があった。

以上、なごやかな雰囲気の中で活発な討論がなされた。最後に、土岐北大教授に話題全体に対するコメントを頂き、閉会した。その後、引き続き懇親会に移り盛況のうちに散会した。

昭和61年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	稲垣浩司	北海道開発局土木試験所長
〃	岡添保	北海道電力土木部長
〃	佐々木敏雄	北海道開発コンサルタント社長
〃	諸岡薫	元日本国有鉄道北海道総局
〃	持田潤	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和62年2月26日支部事務局において支部賞授与規定により審議した結果、つぎの1編を授賞論文として選考した。

論文名 動圧密工法による岩砕埋立地の地盤改良
著者 湯浅健二, 坂本 容, 岩佐英昭
受賞者 坂本 容, 岩佐英昭

選考理由

動圧密工法は、フランスのルイ・メナール研究所で開発された工法で、重錘を高所より落下させ、その衝撃力により地盤を締固める工法である。近年この工法は建築構造物、タンク基礎の地盤改良や塵芥処理等のための経済的な手段として注目を浴びつつあるが、岩砕埋立基礎地盤としての改良深度の実績は10 m程度であり、また、長大水路構造物の基礎に採用された実績はみられない。

このような状況のもとで著者らは、ルースで層厚が最大17 mに及ぶ岩砕埋立層を長大水路構造物の直接基礎として採用するための改良工法として本法を採用することとした。

採用にあたって著者らは、各種調査と試験を実施し、改良効果の確認および施工管理手法に合理的で簡便な方法を提案するとともに、この種地盤に対するその有効性の実証を行っている。

改良効果については、従来、標準貫入試験、孔内載荷試験によっていたが、今回は、大型貫入試験、レイリー波探査等により有効性を確認しており、また施工管理手法については、地表面沈下量 S と打撃エネルギー E の比 S/E と地盤物性が良い相関を示すことに着目し、簡便な施工管理法を提案している。

さらに、この種地盤に対し、高エネルギーを加えることにより17 m程度まで改良可能であることを確認した上で、FEM解析、動態観測等により検討を加えて、伸縮継手など適切な設計、施工上の配慮を加えるならば、相当深い地盤に対しても長大水路構造物が全安に施工できる可能性を示唆している。

以上のような一連の調査，試験，設計，施工および考察によって得られた成果は，この種構造物基礎に対する本工法の適用について有用な指針を与えるものであり，土質工学の発展に寄与するところは大きい。

よって著者らは，土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設（総合建設）

か	鹿島建設	1
こ	五洋建設株式会社	1
さ	株式会社斉藤組	5
た	株式会社田中組	5
な	株式会社中山組	2
は	橋本建設工業株式会社	2
ふ	富士建設株式会社	5
ほ	北旺建設株式会社	6
み	宮坂建設工業株式会社	6

ボーリング・調査・測量・設計・施工

ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	3
	北海道士賀コンサルタント株式会社	3
ゆ	株式会社ユニオンコンサルタント	4

顧客第一、品質優位
鹿島の永遠のテーマです。

デミング賞(実施賞)
受賞企業



鹿島建設

代表取締役社長 鹿島 昭一
取締役札幌支店長 河内辰次郎

本社：東京都港区元赤坂1丁目2番7号 電話 03 (404)3311(大代)
札幌支店：札幌市中央区北3条西3丁目・北3条三井ビル 電話 011(231)5181(大代)

●弊社へのご相談・ご意見・ご提言は鹿島相談コーナーへ
〈本社〉 鹿島相談コーナー……………電話 03 (404)2266
〈北海道地区〉 鹿島札幌相談コーナー……………電話 011(231)5181

五洋建設株式会社 札幌支店

支店長 佐伯 忠 義

支店 札幌市中央区南1条西1丁目(第2有楽ビル) ☎(011)281-5411
本社 東京都文京区後楽2丁目2番8号 ☎(03)816-7111



株式会社 中山組

取締役社長 中山弘三

本社 札幌市東区北18条東1丁目13番地18 電話(0)741-7111
支社 滝川市明神町4丁目1番17号 電話(代)22-1212
支店 東京都中央区新富町2丁目7-3号(大峯ビル)5F 電話(代)551-3442
出張所 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧

明日の北海道を担う

橋本建設工業株式会社

取締役社長 山田宏紀

本社：北海道旭川市1条通12丁目左7号 〒070 TEL0166-23-4706
営業所：北海道札幌市北区北7条西2丁目テーエムビル 〒001 TEL011-727-1339

未来社会へのソフト&ハード



北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

- ◎本社、イトウビル分室：札幌市豊平区月寒東4条9丁目 ☎ (011)851-9221
- ・北4条ビル分室：札幌市中央区北4条西6丁目 ☎ (011)231-3760
(北4条ビル)
- ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 ☎ (011)221-0771
(建設会館)
- ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 ☎ (011)271-5431
(ホワイトビル)
- ◎東京営業所：東京都港区西新橋2丁目35番5号 ☎ (03) 431-6581
(荒川ビル)
- ◎仙台営業所：仙台市国分町1丁目6番18号 ☎ (022)225-2860
(東北王子不動産ビル)
- ・調査部門：地質部／道路計画部／環境保全部
- ・土木部門：技術開発部／道路設計部／水工部／ダム部／橋梁1部・2部
- ・都市部門：建築・都市部／環境計画部／下水道部
- ・農業部門：農業開発部／農業土木部／水産室



土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466

UNICON

地質・土質・水・地熱温泉の調査と
地回り対策調査・環境アセスメント
さく井工事と管工事の請負

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業・管工事業

株式会社 ユニオンコンサルタント

代表取締役 理学博士 齋藤 昌之
技術士

住 所 〒001 札幌市北区北13条西3丁目 13条ビル

☎ (011) 746-8281 (代表)

FAX(011) 746-8284

株式会社 齊藤組

取締役社長 齊藤 崇

〒078-41 苫前郡羽幌町南3条5丁目

TEL 00646-2-2203

優れた技術・誠意で築く

特定建設業



株式会社 田中組

代表取締役社長 倉橋 力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL代表 611-3331
支店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

舗装工事・一般土木

特定建設業



富士建設株式会社

代表取締役社長 井戸 京一郎

本社 室蘭市中央町3-5-13(明治生命ビル6F) ☎代表22-7115
室蘭営業所 登別市大和町1-8-7 ☎ 5-7741
札幌営業所 札幌市西区曙3条3丁目7-36 ☎ 694-5215

北旺建設株式会社

旧社名・北海道港湾工業(株)




代表取締役 畑 晴 人

札幌市白石区平和通2丁目北11番18号

特 定  建設業

株式会社 松 本 組

取締役社長 松 本 演 之



本 社 / 函館市吉川町4-30  42-7131(代)
札幌支店 / 札幌市北区北37条西4丁目(安田ビル)  757-6530
東京支店 / 東京都台東区6丁目7番16号(川久保ビル)  834-6530

技術と信頼で明るい未来を創造する



宮坂建設工業株式会社

代表取締役 宮 坂 文 一
取締役副社長 宮 坂 寿 文

本 社 〒080 帯広市西4条南8丁目12番地  (23)9151
FAX 24-1577
札幌支店 〒064 札幌市中央区南6条西17丁目1345番地  (561)2035
FAX 563-5605
出張所 釧路・旭川・苫小牧・占冠・東京