

技術報告集

第 20 号

昭和 55 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

①	欠 番		
②	欠 番		
③	10:15~	火山レキ(軽石)の理工学性.....	北大農学部 ○前田 隆・相馬 勉之 1
④	10:30~	火山灰土の圧縮特性に関する1試験例について.....	開発局 札幌開発 基礎地盤 コンサル 谷口 秀男 ○三浦 誠男・塚本 光雄 9
⑤	10:45~	突き固めた火山灰の透水性について.....	苫小牧高等 滝浦 勉 15
⑥	欠 番		
⑦	11:30~	圧密沈下時間推定の一試案.....	北海道開発 コンサル ○佐々木元茂・和泉 幸夫 19
⑧	11:45~	泥炭の圧密試験データの統計的 処理結果と沈下予測について.....	開発局 土木試験所 ○佐々木晴美・能登 繁幸 29 ○東海林邦夫
⑨	12:00~	泥炭の乾燥履歴と圧密特性について.....	北大農学部 梅田 安治・○平岡秀展 37
⑩	12:15~	軟弱地盤における盛土工事の動態 観測集中管理システム.....	日本道路公団 札幌建設局 兼原 剛夫・○高橋羽和 45
⑪	13:45~	乾燥砂の繰返し三軸試験における 計測、解析システムの一例.....	北見工大 鈴木 輝之 55
⑫	14:00~	砂の変形、強度特性における初期 構造依存性.....	北大工学部 土岐 祥介・三浦 清一 61 ○稲 直美
⑬	14:15~	セン断中のポアソン比変化.....	東 海 大 綿引 恵一 71
⑭	14:30~	大型一面せん断試験機による粗粒材料の せん断強さ.....	開発局 土木試験所 岸 洋一 73
⑮	15:00~	粘土の強度回復に関する実験的研究(II).....	北見工大 ○山田 洋右・鈴木 輝之 77
⑯	15:15~	粘性土における間ゲキ水圧におよぼす 変形速度効果.....	函館高等 佐野 信房 81
⑰	15:30~	粘性土のせん断特性におよぼす時間効果に 関する実験的研究.....	北大工学部 北野 繁・三田地利之 89 山口 晴幸・○佐藤宏明 上藤 豊
⑱	15:45~	模型可動壁による土圧分布特性について 一壁背面が鉛直に対して傾斜している場合.....	北海学園大 坂上 孝幸・○早川寛志 99
⑲	16:00~	産業廃棄物などを利用した深層混合機 併用法による軟弱地盤の改良について.....	白老町下水道 東洋技研 コンサル 吉田 浩一・後藤 光雄 103 ○久滝 伸市
㉑	16:15~	苫東厚真発電所大口送海底取水管の設計 について.....	北海道電力 ○湯浅 健二・谷藤 和三 111 高玉 佳行

③ 火山レキ(軽石)の理工学性

北海道大学農学部

前田 隆・相馬 尅之

I. はじめに

火山灰土には火山灰質粘性土と、火山レキまたは火山砂を主体とする粗粒火山灰土および有機質火山灰土(クロボク土)がある。このうち粗粒火山灰土の粒度組成は、噴出源、噴出年代および噴出管力などによって異なり、これらが同一のもので採取場所によって異なる。火山レキ層または火山砂層の粒度組成は主としてレキと砂から成り、砂分のうちには軽石のほか輝石、長石類の重鉱物を多く含む場合がある。また風化の進んだ粗粒火山灰土ではシルト分以下を半分近く有するものもある。しかし火山レキは大部分が多孔質の軽石から成り、他に溶岩片のような多密なものも少量含むのが日本では通例である。したがってわが国の火山レキの理工学性は主として軽石の理工学性に支配される。軽石の理工学性は主として軽石の質とくに孔隙形態によって支配され、その孔隙形態は風化の程度や母材などによって異なる。道内の火山レキの比重、粒度、締固め特性や強度特性などの理工学性については、北郷ら^{坂上}、池浦、鈴木などが多くの研究成果を報告し、とくに締固めや強度に關与する粒子破砕の影響を詳細に論じた。筆者らは1969年より軽石の孔隙形態について報告してから水分保持力や吸着水、比表面積、軽石の硬さなどについて主として風化の程度との関連で報告してきた。本報告はこれらを整理総括したものである。

II. 実験の方法

1. 試料

試料として、道内の樽前b, c, d層、恵庭、有珠c, 駒ヶ岳d, f層(いずれも降下生成物)と支笏(流下生成物)および南九州の桜島(大正ボラ)と霧島(御池ボラ)(両者とも降下生成物)を用いた。これらの試料をフルイ分けにより種々の粒径に区分して以下の実験を行なった。また火山レキの砂分は上述のように軽石以外のものを含むから、樽前b, c, d層については、重液分離法による鉱物選別を行ない、鉱物別の真比重、吸着水分量などの測定を行なった。

2. 実験項目および方法

1) 重液分離法による鉱物選別

種々の粒径に区分した火山砂を、臭化エチレン(比重2.18)とプロモホルム(比重2.82)の重液に投入し、浮遊物と沈降物に分離することにより、火山砂を①比重2.18以下の鉱物、②比重2.18~2.82の鉱物、③比重2.82以上の鉱物の3種に分ける。なお分離物はアルコールと水で洗淨後、炉乾燥して試料として用いた。

2) 比重

煮沸法によった。また種々の粒径の軽石では、原形のもの比重と、 $2074\mu\text{m}$ 以下の粉砕したものの比重(破砕比重とよぶ)を求めて閉鎖孔隙量を次式により算出した。

$$\text{閉鎖孔隙量} = \left\{ 1 - \frac{\text{原形のもの比重}}{\text{破砕比重}} \right\} \times 100 (\%)$$

3) ρF 試験

乱さな試料の水分保持曲線を $pF 1.5 \sim 4.0$ まで加圧板法により測定した。

4) 吸着水分量

硫酸水溶液デシケータを用いた蒸気圧法により $pF 4.3 \sim 6.8$ の吸着水分量を測定した。

5) 比表面積

硫酸水溶液デシケータを用いて、BET法(水蒸気吸着)により軽石の比表面積を測定した。

6) 潤熱

双子型微小熱量計を用いて砂乾燥試料の潤熱を求めた。

7) 軽石の硬さ

①山中式凝集力測定器を用いて、成型した軽石の切断に要する荷重を求め、それを切断面積で除して切断抵抗を算出した。②また一軸圧縮試験機を用いてヒズミ速度 0.62 mm/分 で軽石の圧縮試験も行ない、最大圧縮荷重を求めてそれを圧碎荷重とした。③さらに土木材料実験における粗骨材のスリ減り試験に準じて、ロサンセルス試験機類似の小型の粉砕器により、軽石のスリ減り減量を測定した。

8) 締固め試験

粒径 $9.52 \sim 19 / \text{mm}$ の軽石の乾燥過程の標準突固めと、締固め仕事量を変えた場合の突固め後、それぞれ粒子破砕量の測定も行なった。

III. 実験結果および考察

1. 火山レキおよび火山砂の粒度分布

火山レキ層の粒度組成は採取場所により異なるが、苫小牧市植苗における樽前系、恵庭、支笏の粒度分布は図1のようであり、他の火山レキ層も図1の何れかの型に属する。

すなわち①細粒から粗粒部分まで広い粒度分布を示し、ある粒径のものが多量な型(図1-aの恵庭)、②ある粒径区間に集中する型(図1-bの樽前c)、③大部分が2mm以上の粗粒であるもの(図1-cの樽前d)、④逆に細粒部分がほとんどのもの(図1-dの支笏)である。

2. 火山レキの比重

はじめ述べたように層としての火山レキまたは火山砂には、種々の粒径のものが含まれるから、本項よりとくに粒径や鉱物を指定する以外は、火山レキは種々の粒径のものを含んだ土層全体の試料を示すものとする。火山レキの比

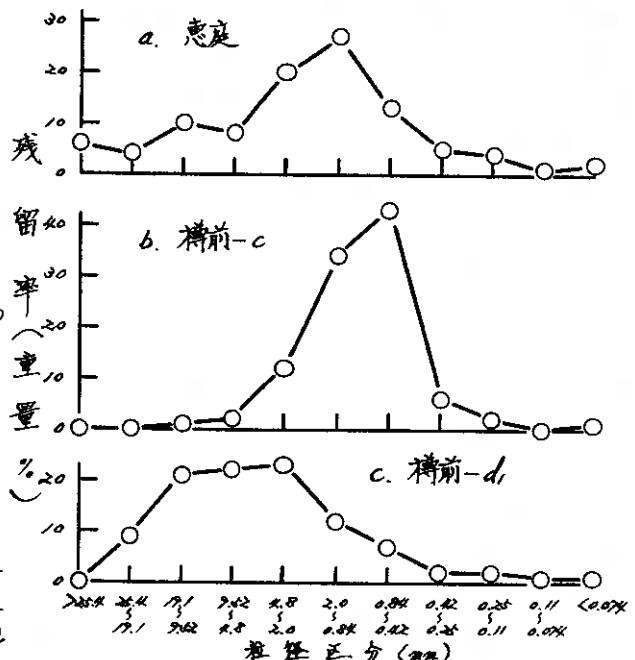


図1. 火山レキの粒度分布

重は図2に示すように、4つの型がある。すなわち①樽前dのよう
 どの粒径部分でも一般の土と変
 ない一定の値を示す、②2mm以
 下の2,3の粒径部分で比重が大き
 有珠Cのような型、③どの粒径部
 分でも比重が異なる型(樽前C)、
 ④粒径によって比重が大きく異な

り、大粒径のところで比重2あるいは2以
 下を示し、2mm以下の2,3の部分で比重
 3を示す駒ヶ岳d、樽前Cの型である。こ
 れらの型を示す理由は次の3項で示すが、
 ①は風化が進んで軽石の内部孔隙が外部と
 連通していること、重鉱物も粘土化してい
 ること、②は軽石は風化が進んでいるが、
 重鉱物部分が未風化であったこと、③では
 どの粒径も未風化であるが、軽石部分の内
 部孔隙が少ないうこと、④では未風化の軽石
 が多量の閉塞した内部孔隙を持ち、そのた
 め比重が軽いこと、などがおもな理由であ
 る。

3. 粒径区分による鉱物の割合

重液分離法によって選別した鉱物の割合
 は、火山レキの種類と粒径によって異なる。
 ここでは軽石の割合のみを粒径別に図3
 に示したが、2mm以上の粒径では軽石の占
 める割合が大きい。未風化の樽前b、c層
 では2mm以下になると急激に軽石の割合
 が低下するが、風化の進んだ樽前dでは2
 mm以下でも相当量の軽石を有する。

4. 選別鉱物の比重

選別鉱物の比重は図4に示すように、風
 化の進んだ樽前dでは粒径による差が少な
 い。しかし重鉱物は比重が大きいため、図3
 に示すように、2mm以下で重鉱物の割合が
 少なく、原土全体としては粒径区分のい
 んによらず一定値を示す。これに対し未風
 化の樽前bでは粒径による比重の差が大き
 く、原土全体でも粒径によって差がある。

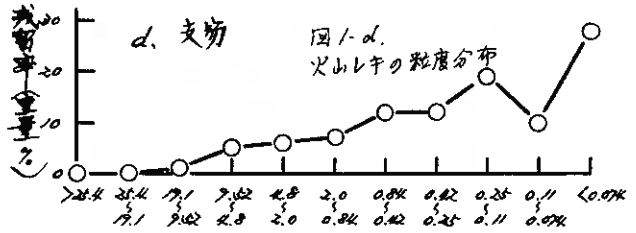


図1. d. 火山レキの粒度分布

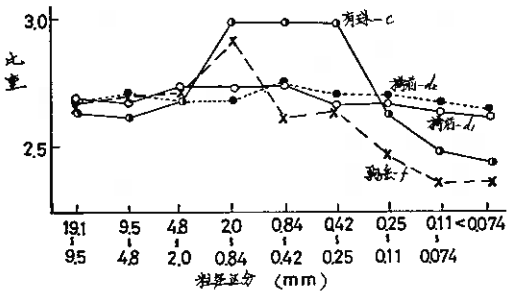
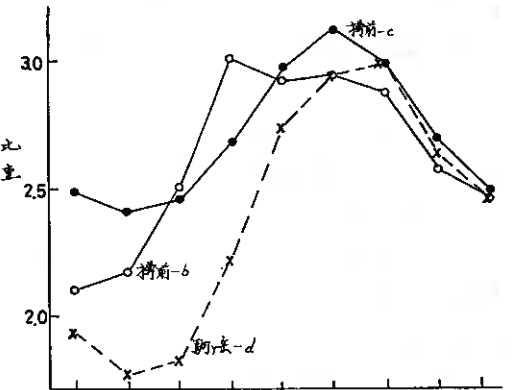


図2. 火山レキの粒径別比重

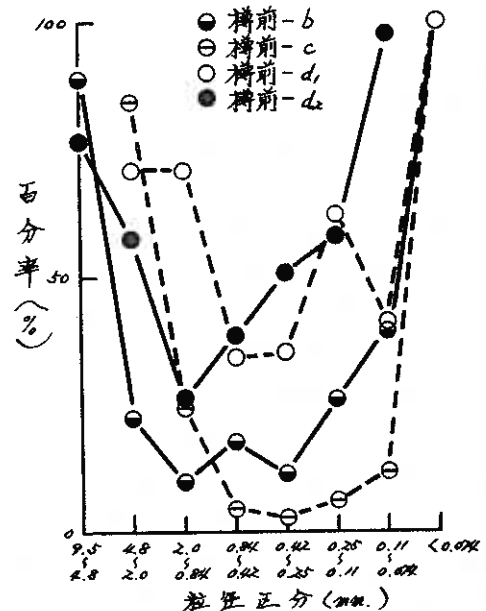


図3. 粗粒火山レキの軽石割合(重量%)

また臭化エチレン液で浮遊した軽石の比重が2.18以上にはばるのは、軽石の表面孔隙の空気が脱出せず臭化エチレン液中に浮ぶため、軽石に関しては重液選別では見掛けの比重を示すこととなるが、他の鉱物類では重液選別と比重とはよく対応している。次の比重に対応した鉱物の種類は、表を省略するが、比重2.18のものは軽石100%、比重2.18~2.82は長石類、スコリヤ類が大部分、2.82以上の比重のものは輝石類である。

5. 軽石の孔隙モデル

ここで軽石の孔隙形態について考察する。未風化の軽石は、①軽石の中に存在し外界と続いている孔隙、②粒子の外表面に存在し水の出入が容易な孔隙、③粒子の外表面にあるが水の出入は②よりも孔隙直径が細いという理由から制約を受けるもの、④①のような軽石の中に閉じこめられた孔隙であるが薄膜をもって②または③と接し、僅かな圧の加減操作で両者の間に連絡通路が通ずるもの。これらは図5-aに示したが、①を閉鎖孔隙、②を活性孔隙、③を半活性孔隙、④を二次活性孔隙とよぶ。風化の進んだ軽石は、図5-bに示すように、すべての孔隙が連通し、外部と連絡するようになる。

6. 軽石の吸着水分量

いま19.1~9.52 mm 粒径の軽石について、吸着水分量を示すと図6のようなになる。樽前dのように風化の進んだものはすべての孔隙が連通して比表面積が大きくなるため、吸着水分量が大きく、未風化のものは比表面積も小さく、吸着水分量も少ない。

7. 軽石の閉鎖孔隙量

いま12.7~9.52 mm 粒径の軽石について閉鎖孔隙量を示すと、駒ヶ岳a=31%、駒ヶ岳d=15% (1.0~2.0 mm 粒径)、樽前b=14%、樽前d₁、d₂=0%、駒ヶ岳f=2% となる(実験方法で述べた式により算出)。未風化の軽石は閉鎖孔隙量が多く、風化の進んだもの

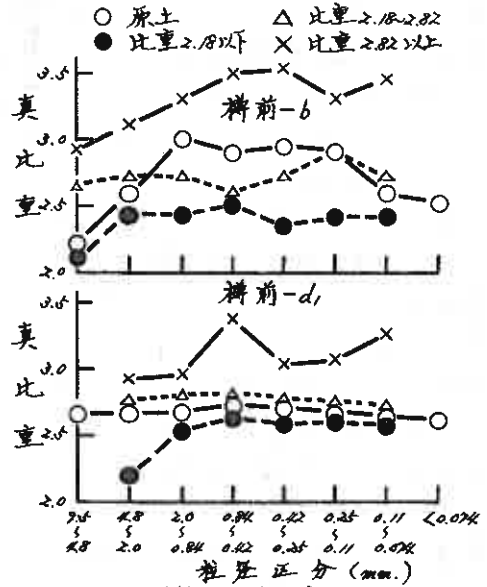


図4. 選別鉱物の真比重

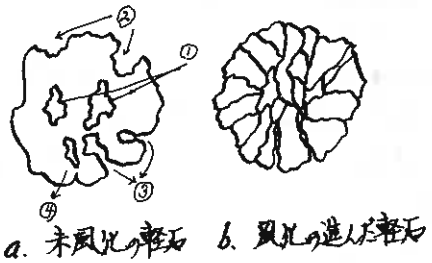


図5. 軽石の孔隙モデル

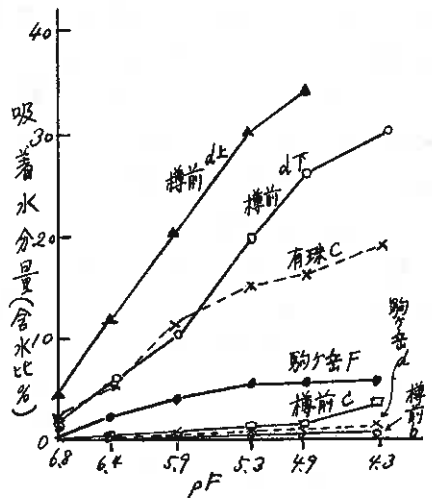


図6. pF~吸着水分量 (19.1~9.52 mmの軽石)

のはほとんどない。

8. 火山レキの吸着水分量

いま粒径別に pF 5.3 の火山レキの吸着水分量を示すと図7のようになる。風化の進んだ軽石を有する火山レキは吸着水分量が大きいのか、2~0.42 mm 粒径で吸着水分量が低下する。これはこの部分に軽石以外の重鉱物を有する影響が出ているためである。未風化の火山レキは 0.011 mm 以下の粒径以外、吸着水分量が非常に少なく、0.011 mm 以下では風化した軽石の粉末を多く含むため吸着水分量が増加する。

9. 鉱物別の吸着水分量

図8に鉱物別の吸着水分量の一例を示したが、未風化の火山レキでは、軽石もその他の鉱物もほとんど同じく吸着水分量は少ないが、風化した火山レキの軽石の吸着水分量は他の鉱物のそれより非常に大きい。

10. 炉乾燥処理による吸着水分量の変化

いま風化軽石と未風化軽石を用いて、自然状態の試料と炉乾燥試料の吸着水分量を示すと図9のようになる。霧島は未だ風化が進んでおらずしかも乾燥前歴があったため、脱着過程と吸着過程の水分量の差は少ないが、風化の進んだ樽前dでは、外部と連通している孔隙が、炉乾燥によって連絡が絶たれたため吸着水分量が減少する。

11. 凍結処理による吸着水分量の変化

凍結前歴を有する樽前dでは、凍結、未凍結試料の吸着水分量の差はほとんどないが、凍結前歴を持たない霧島では、凍結によって吸着水分量が増加する。これは軽石の内部孔隙に存在している水が凍結膨張して、軽石内部に亀裂が発生し吸着表面積が増加するためと思われる。

12. 乱さな火山レキの水分保持曲線

風化の進んだ樽前d、と未風化の駒ヶ岳dの乱さな試料の pF ~ 水分曲線は図10のようであり、風化の進んだ火山レキは非常に大きい水分を保持しうることを判る。

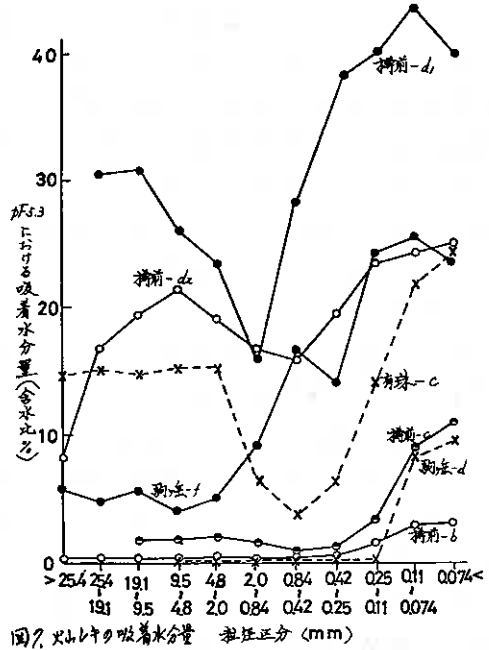


図7. 火山レキの吸着水分量 粒径区分 (mm)

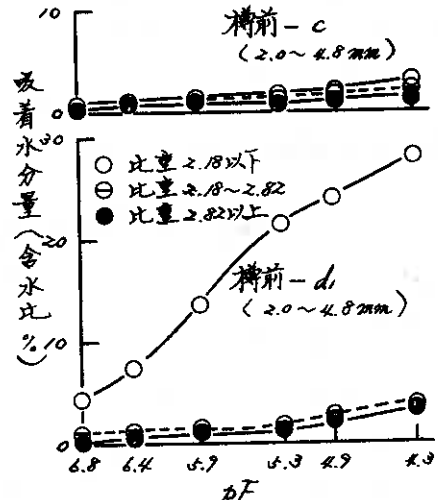


図8. 鉱物別吸着水分量の一例

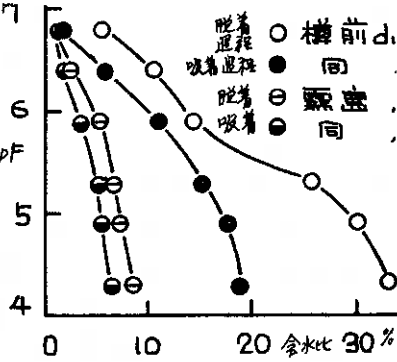


図9. 乾燥処理による吸着水分量の変化

13. 火山レキの比表面積と吸着水分量

軽石の孔隙モデルでも述べたように、風化が進むと吸着表面積が増大するため、吸着水分量が増加する。いま火山レキの比表面積とPFの吸着水分量との関係を示すと図11のようになる。風化が進み比表面積の大きいものは、吸着水分量も大きく、未風化で比表面積の小さいものは吸着水分量も少ない。

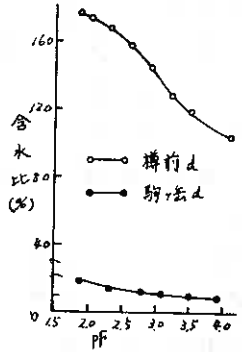


図10 軽石層のPF-水分曲線

14. 火山レキの比表面積と潤熱

潤熱は乾燥土粒子が水によるぬれによって発熱する量であり、風化の進んだ軽石はぬれに因する孔隙すなわち比表面積が大きいため、発熱量は大であり、未風化のものは比表面積が小さいから、潤熱も小さい(図12)。

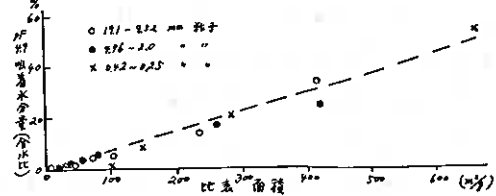


図11 軽石の比表面積とPFの吸着水分量との関係

15. 軽石の比表面積と閉鎖孔隙量の関係

いままで述べたように、風化した軽石は孔隙が連通して閉鎖孔隙量がほとんどなく、比表面積は大きい。これに対し未風化のものは閉鎖孔隙量が大きく、逆に比表面積が小さい。この関係を図13に示した。

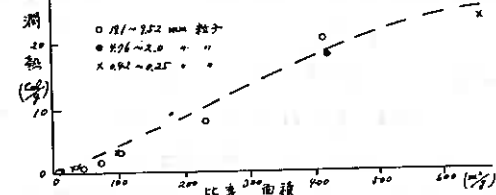


図12 軽石の比表面積と潤熱との関係

16. 軽石の硬さ

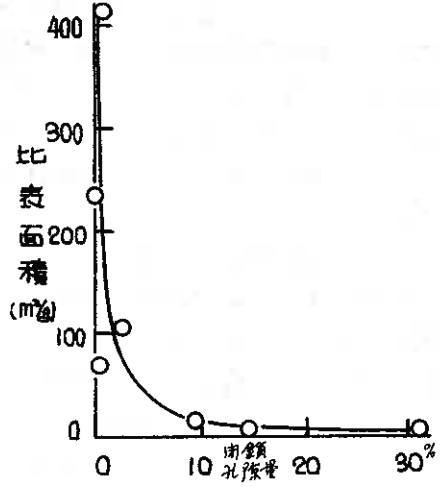
いま軽石(1.1~9.52粒径)の硬さを圧砕荷重と切斷拵抗で表すと、表1のようになる。

表1 軽石の硬さ

	樽前d	有珠c	駒ヶ岳f	樽前b	恵庭	支笈
圧砕荷重(kg)	2.4	2.5	14.7	43.3	9.8	37.7
切斷拵抗(kg/cm ²)	0.7	1.2	2.5	12.3	—	—

一部未測定のものがあるが、未風化の樽前bなどでは両者で示す硬さの値は大きく、風化の進んだ樽前dなどでは両者の値は小さい。

風化が進んでいくか否かは最終的に比表面積の大小で判定できるから、圧砕荷重と比表面積の関係を求めると図14のようになる。圧砕荷重の大きいすなわち硬い軽石は比表面積が小さく未風化であり、比表面積の大きい風化の進んだ軽石は、圧砕荷重が小さくも小さい。



また圧砕荷重と閉鎖孔隙量との関係を図15に、図13、比表面積と閉鎖孔隙量との関係を示したが、未風化で閉鎖孔隙量の多いものは、圧砕荷重が大きく硬いが、風化が進んで圧砕荷重の小さいものは、閉鎖孔隙量も少ないをさう。

次のスリ減り減量による軽石の硬さの判別結果は図16に示すようであり、風化の進んだ樽前dはスリ減り減量は非常に大きい。これに対し、未風化の樽前bなどではスリ減り減量小さく、硬いことを表わす。また試料の持つ初期含水比によってス

リヘリ減量は変化し、初期含水比の大きい試料ほどスリヘリに対して抵抗性を有する。

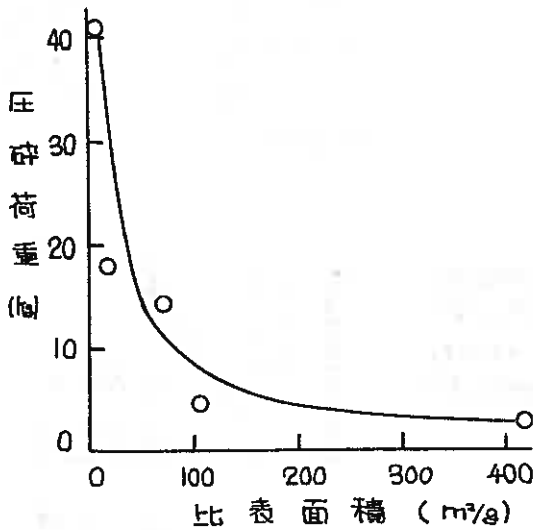


図-14 比表面積と圧砕荷重の関係

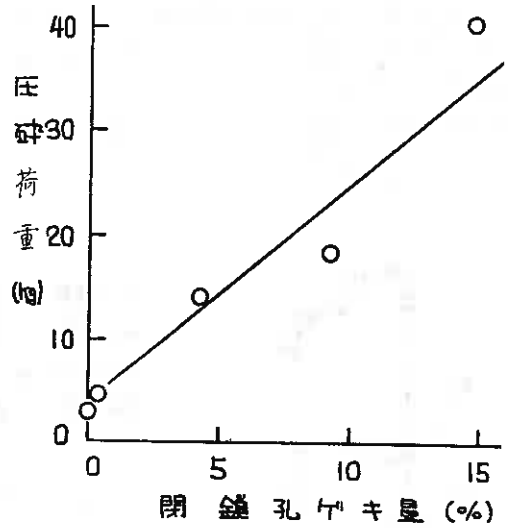


図-15 閉鎖孔のキ量と圧砕荷重の関係

17. 締固めと粒子破砕

未風化の樽前bと風化した樽前dの締固め曲線は図17に示すように、両者とも初期含水量の差による締固め効果の差は少ない。また締固め前の乾燥密度(乾てん密度)に対して、締固めによる乾燥密度の増加は僅かに0.2 g/cm³以内である。これは図18に示すように、締固めエネルギーを増加しても、粒子破砕量が増加し、しかもその破砕層が上層2~3cmに集中し、2の破砕層がクッションとして作用し、下層に締固めエネルギーを伝達しないことが大きな原因と思われる。また未風化の樽前bと風化した樽前dでは、締固めエネルギーの大きさを拘らず、風化した樽前dの方が粒子破砕量は大きい(図19)。

本研究のうち、鉱物選別については北大農学部佐々木清一教授の御教示をうけ、実験には前、現学生の横須賀英司、穂刈連夫、小林義宏、平野弘昭、小倉敬翁、岡田悦郎、石黒悟、藤原幸彦君らの助力を得た。記して感謝の意を表す。

(参考文献)

1) 北郷繁, 高岩勝他2名 (1922): 技術報告資料 No.12, pp 1~8

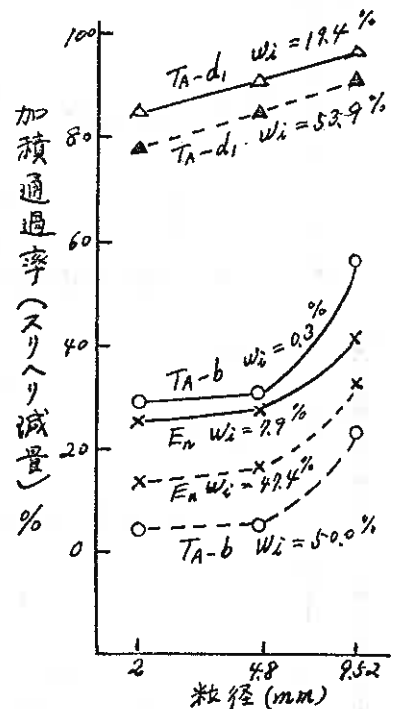


図16 初期含水比の差異による軽石(19.1~95.2 mm)のスリヘリ減量の相違

2) 北郷 繁, 高岩 勝也 2名 (1972) 技術報告資料 No. 13, pp 1~6
 3) " 神谷 光彦. " (1974) " " No. 14 pp 1~8
 4) 同上 (1976) " " No. 16, 125~134
 5) 池浦 繁 (1971) 技術報告資料 No. 11 pp 12~16
 6) 同上 (1972) " " No. 12, 9~14
 7) 坂上 秀幸 (1971) " " No. 11, 7~12
 8) 同上 (1972) " " No. 12, 15~22
 9) 鈴木 輝之 (1974) " " No. 14, 9~18
 10) 同上 (1975) " " No. 15, 69~74
 11) 谷口 秀男 (1978) " " No. 18, 66~75

12) 佐々木, 前田, 佐々木 (1989) 著士論集 16, 27, 57-60
 13) 前田, 佐々木, 佐々木 (1990) 同上 31, 25-28
 14) 前田, 佐々木 (1973) 著士論集 200-201
 15) 同上 (1974) " 284-285
 16) 同上 (1978) " 280-281
 17) 前田, 相馬, 小林 (1976) " 204-205
 18) 前田, 相馬 (1977) " 180-181
 19) 同上 (1978) " 208-209
 20) 同上 (1979) " 204-205
 21) 前田, 相馬, 藤原 (1979) " 182-183

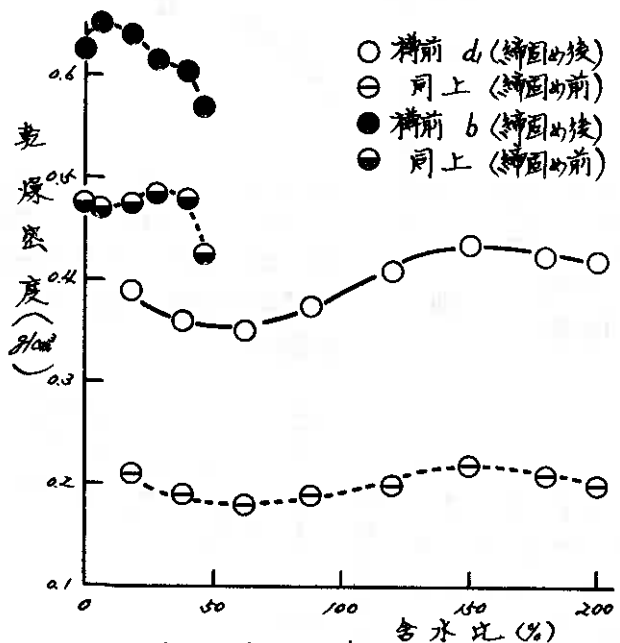


図-17 軽石の締固め曲線(乾燥過程, 粒径 ϕ 2~19/1mm)

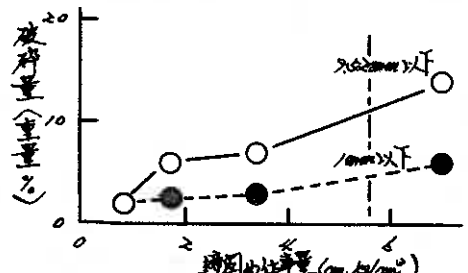
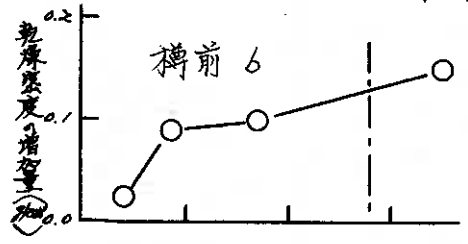


図-18 締固め圧による軽石の破砕 (試験土の初期含水比; 11cm) (粒径; ϕ 0.2~19.1mm)

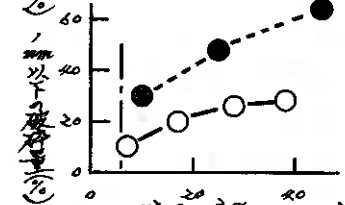
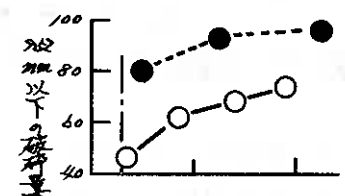
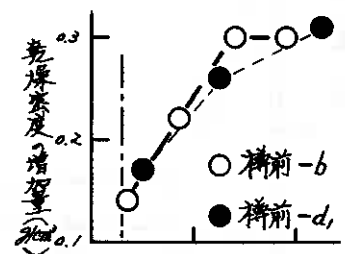


図-19 締固め圧による軽石の破砕 (試験土の初期含水比; 4cm) (粒径; ϕ 0.2~19.1mm)

④ 火山灰土の圧縮特性に関する1試験例について

開発局札幌開建 谷口秀男
 基礎地盤コンサルタント 三浦盛男
 塚本光夫

1. ま え が き

北海道には170万haにも及ぶ火山灰土が分布しているといわれている。火山灰土は、泥炭、重粘土と並ぶ特殊土の1つとして知られているが、その分布規模は、北海道の土質の大半を占めるといっても過言ではなく、実に泥炭分布面積の約6~7倍に達するものである。このような広大な範囲に分布する火山灰土の工学的性質について最近各方面で活発な研究が進められており、その特殊性が一般に認識されて来ている。

建設工事における火山灰土の問題は、自然に堆積した状態における性質とそれを掘削して再び締固めた状態における性質に大別されるであろう。特に流下火山灰土においては両性状の変化が著しく最近、大盛土や重量構造物が建設される場合に、土構造物自体あるいは基礎地盤としての変形、圧縮沈下の問題が提起されるに至っている。ここでは樽前、恵庭系の降下火山灰土の混合土を対象として、圧縮特性を把握するための試験を実施したのでその結果を報告する。

2. 試 験 方 法

粒子の大きい火山灰土については、必然的に供試体の大きさを一般の試験法によるものより大きくすることになる。ここではC.B.R用モールド(φ150%)に予め調整された試料を決められた密度に突固めて高さ100mmの圧縮供試体とした。この場合側方は一般の圧密試験と同様にC.B.R.モールドによって拘束されており、いわゆる拘束圧縮試験(Confined Compression Test)になる。荷重は、油圧ジャッキによって加え、各荷重の載荷時間は24時間とし、0→0.19→0.38→0.75→1.5→3.0→6.0→12.0 kg/cm²の順で載荷した。

供試体に用いた火山灰土の特性とこれらの混合調整については表-1のとおりである。なお、各火山灰土の噴出源と自然での堆積状態を千歳空港付近の例で示すと図-1のとおりで、表-1の混合比や密

表-1. 供試体の土性値一覧表

供試体記号	混 合 比	含水比 (%)	飽和度 (%)	比 重	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙比	備 考	供試体高 (cm)	供試体径 (cm)
MC1-1-1	ロ-△:3 火山砂:7	70.0	81.8	2.80	0.796	2.37	火山砂は恵庭 火山噴出物	10	15
MC1-1-2	"	46.0 (W _{opt})	59.3	2.80	0.883	2.17	"	10	15
MC2-1-1	ロ-△:5 軽石:5	112.8	95.1	2.75	0.645	3.26	軽石は恵庭 火山噴出物	10	15
MC2-1-2	"	59.9 (W _{opt})	68.7	2.75	0.858	2.40	"	10	15
MC3-1-1	恵庭ロ-△:6 樽前ロ-△:4	91.9	98.7	2.63	0.767	2.50		10	15
MC3-1-2	"	60.1 (W _{opt})	81.4	2.68	0.998	1.98		10	15

度は実際に施工されるであろう土工量の比率を想定して設定したものである。火山灰土に多く含まれる軽石質のレキは、筆者が前に指摘したように、突固めや圧縮など衝撃や静的圧力によって容易に破

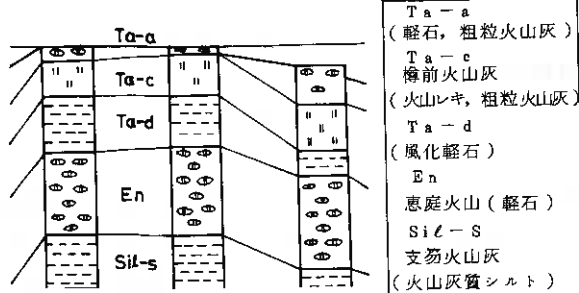


図-1 千歳空港付近における火山灰土堆積状態

碎するから、圧縮特性にこれらの性質がどのように反映されるかといった点にも着目する必要があると思われる。

3. 試験結果

3.1 応力～ヒズミ特性

図-2には、表-1に示した各供試体の応力～ヒズミ曲線(24時間段階載荷)を示した。これらに認められる曲線の型を大別すると図-3のとおりとなる。

すなわち、O-A-B-C(O')のようにB点を過ぎた後さらに $\frac{d\epsilon}{dp}$ が増大して折れ曲るものと徐々に $\frac{d\epsilon}{dp}$ が小さくなる型に分けられる。

まず、曲線は最初上に凸な形で推移し、A点を過ぎるあたりから下に凸な形で推移するようになる。A-B間では粒子が密な状態になるために変形係数が大きくなる過程を表わしている。B点以降は、粒子破砕によりこれまでとは違った大きな移動が生じることによりヒズミがそれ以前に較べて大きくなるものと考えられる。

今回の試料では、MC1-1-2, MC3-1-2などに粒子破砕によるものと判断されるヒズミの増大傾向がよく現われている。粒子破砕は応力～ヒズミ特性に重大な影響を与えるものと考えられるが、今回の試験では、含水比やロームの混合比にもよるが、圧縮応力 $p=6 \text{ kg/cm}^2$ 付近でこれらの傾向が顕著になり始めるようである。また、含水比やロームの混合比が低い場合にこれらの傾向がよく現われる。

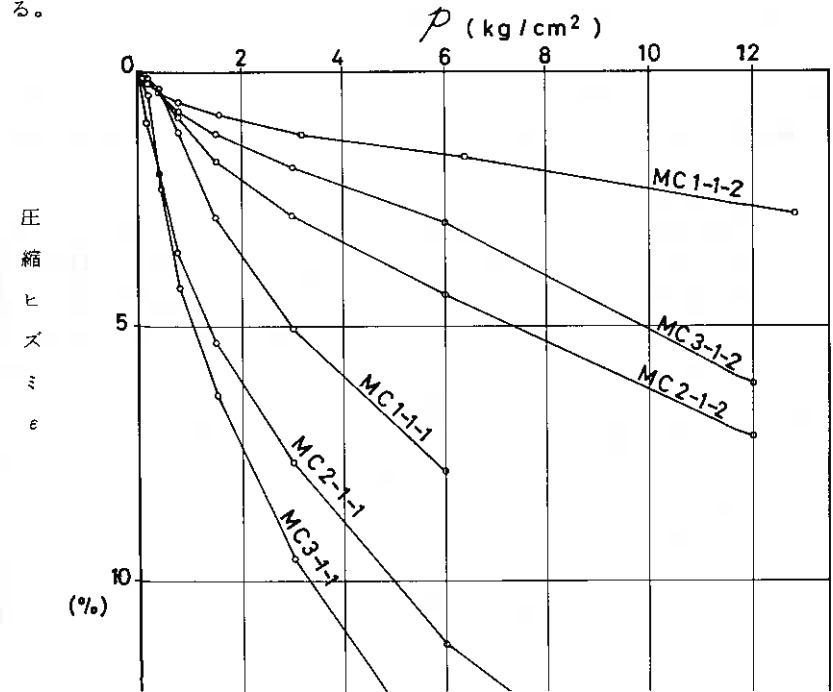


図-2 各試料の応力～ヒズミ曲線群

3.2 ヒズミ～時間特性

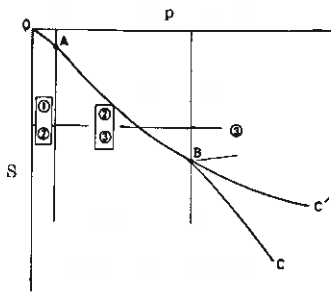


図-3 火山灰混合土の
応力～ヒズミ曲線の型

圧縮応力一定の条件下において、ヒズミ～時間曲線は図-4に示した傾向が認められる。すなわち、ヒズミと時間の関係を片対数方式で表示した場合、載荷と同時に即時沈下 (s_i) が生じ、以後①のように直線的経過をたどるもの、②のように折点を経て直線的経過に至るもの、③のように折点を2つまたはそれ以上有するものに分けられる。同一試料でも圧縮応力 p が大きくなるに従い①→②→③の順序で曲線の型が移行していく。また、飽和度が高く、細粒分を多く含むものは②、③の傾向が強く現われる。曲線③のタイプに見られる2つの折点は何を示しているのか今後明らかにする必要がある。

表-2に今回の試験で得られた拘束圧縮係数 (Constrained Modulus) D と初期圧縮係数 D_i およびポアソン比 μ を0.3としたときの(3.1)式による変形係数 E_c を示した。

$$D = \frac{E_c (1 - \mu)}{(1 + \mu) (1 - 2\mu)} \dots\dots\dots (3.1)$$

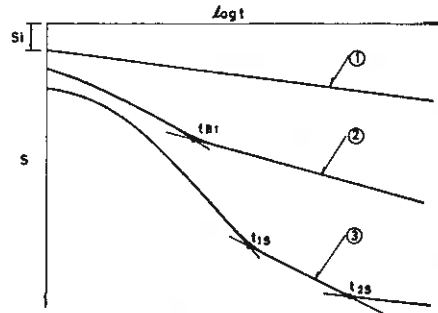


図-4 火山灰土のヒズミ～時間曲線の型

表-2 火山灰混合土のヒズミ特性値 (圧縮応力 $p < 12\%$, 載荷時間2.4時間)

試料番号	D_i (kg/cm^2)	D (kg/cm^2)	E_c (kg/cm^2)
MC1-1-1	113.1~460.8	44.1~101.0	32.7~75.0
MC1-1-2	200.0~909.1	83.3~666.6	61.9~495.3
MC2-1-1	61.7~476.1	17.4~114.9	12.9~85.4
MC2-1-2	133.3~370.3	18.9~204.0	14.0~151.5
MC3-1-1	39.7~370.3	12.8~61.7	9.5~45.8
MC3-1-2	178.5~526.0	74.6~277.8	55.4~206.4

表-2によると、 D/D_i つまり2.4時間経過時の圧縮ヒズミに対する載荷直後の圧縮ヒズミの比は、全試料を通じて0.14~0.73の範囲にバラツキはいるが、含水比が低く乾燥密度の大きい試料の方がそうでない試料よりも D/D_i が大きい傾向がある。

。当然、乾燥密度の大きい試料の方が全般的に D または E_c の値は大きくなる。

4. 試験結果に対する考察

4.1 粒子破碎について

図-5(a)の状態に加えられた力 P は、乾燥した土の場合(b)で示されるように粒子の接触面に垂直な力 N とそれに直角な力 T に分解することができる。このような場合における各粒子の相対的な動きは、図-6に示されるように3つの主要な原因によるものと考えられている。

すなわち、接触面での変形(a)、粒子間の曲げによる移動(b)、粒子相互の滑り(c)がそれである。火山灰のように粒子自体の強度が弱い材料においては(a)の状態においてある限界を超えると接触面で破碎

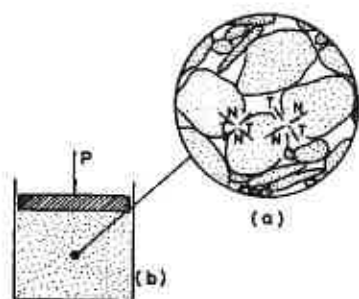


図-5 粒子を介して伝達される力の概念図

4.2 時間～沈下曲線における2次圧縮係数について

時間～ヒズミ曲線の型については、既に図-4で示したとおりであるが、実例としてMC1-1-2の時間～沈下曲線を図-7に示す。同図のデータでは、3.2で述べた曲線の型分類の①と②で全ての曲線を分類することができる。p=0.2~6.4kg/cm²までの曲線は、全て即時沈下とlog tに対して直線的に変化するクリープ的沈下で構成されているが、p=12.8kg/cm²のものは、粘性土で一般に認められるような圧密曲線に類似した経過を示しているのが興味深い。このように荷重強度の増加に伴いlog t表示上で直線的変化から曲線的変化へ移行するといった傾向は泥炭の圧縮試験においてもしばしば認められる傾向である。

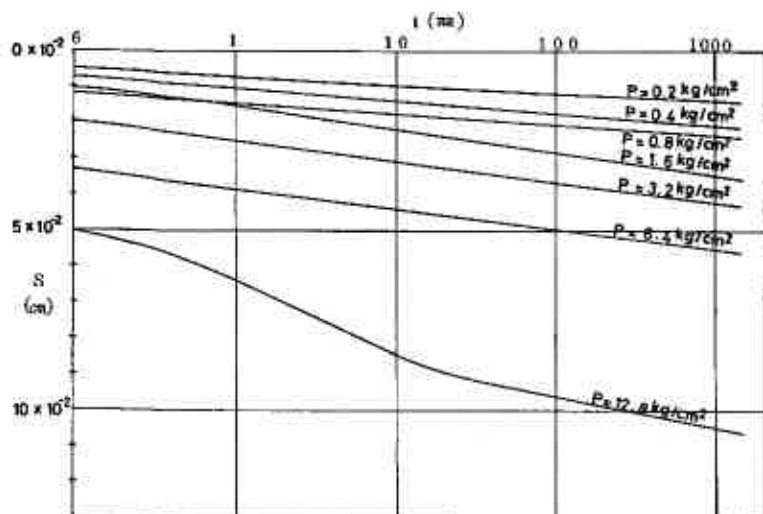


図-7 MC1-1-2試料の時間～沈下曲線

し、変形が促進されるものと考えられるが、図-2に示した特異な応力～ヒズミの曲線はこうした現象が集積されたものであろう。

実際には、試料は水分があり、不完全飽和状態であるから加えた気体の圧縮、間隙水の浸出による圧密現象などがともなうため、極めて複雑な挙動を示すことになる。

これらについて理論的に追跡することは極めて困難であると考えられるから、現在のところでは実験的法則を見出し問題に対処せざるを得ないであろう。

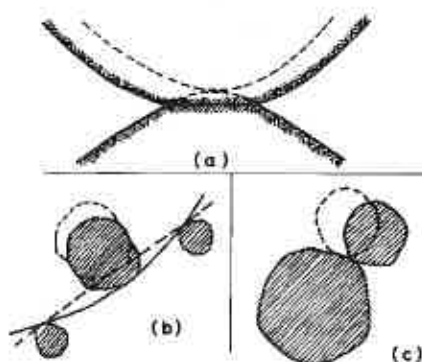


図-6 土の変形に關する要素の概念図

log tに対する直接的变化部分の勾配から求められる2次圧縮係数(m₁)を(4.1)式で定義すると、図-7の曲線に対するm₁は表-3のようになる。

$$m_1 = \frac{C_1}{\Delta p \cdot b} \quad \dots (4.1)$$

$$C_1 = \frac{S_2 - S_1}{\log \frac{t_2}{t_1}}$$

ここに、 Δp : 荷重強度、 h : 層厚、 S_2 : 時間 t_2 における圧縮量、 S_1 : 時間 t_1 における圧縮量である。

表-3 MC1-1-2の2次圧縮係数(m_t)

p (kg/cm ²)	Δp (kg/cm ²)	C _t (cm)	m _t (cm/kg)	備考
0.2	0.1	2.0×10^{-5}	2.00×10^{-3}	
0.4	0.2	3.5×10^{-5}	1.75×10^{-3}	
0.8	0.4	3.0×10^{-5}	7.55×10^{-4}	
1.6	0.8	6.5×10^{-5}	8.24×10^{-4}	
3.2	1.6	6.0×10^{-5}	3.80×10^{-4}	
6.4	3.2	6.0×10^{-5}	1.92×10^{-4}	
12.8	6.4	9.0×10^{-5}	1.45×10^{-4}	

これらの m_t と沖積粘性土層の m_t を比較すると、例えば泥炭の場合のオーダは 10^{-1} 、シルト質粘土の場合 10^{-2} のオーダが一般であり、火山灰質土はこれらに較べてかなり低い2次圧縮特性をもっているといえる。

5. 現地への適用について

これまでの試験結果では、時間～圧縮量曲線の型は、含水量、粘土分が多くならない限り、また荷重強度が大きくならない限り①のタイプが卓越する。したがって、試験結果を現地の問題に適用する場合①の型について室内と現地の関係を明確にすることによって実務的にはかなりの問題を処理できるようになるものと考えられる。

①の型については、曲線の形状から任意時間 t における圧縮量 S_t は(5.1)式で表示できることは容易に理解される。

$$S_t = S_i + S_{c2} \quad \left. \begin{aligned} &= \int_0^h \varepsilon_i \cdot dZ + \int_0^h \varepsilon_2 \cdot dZ \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} &\int_0^h \varepsilon_i \cdot dZ \doteq me_a \cdot \Delta p \cdot h \\ &\int_0^h \varepsilon_2 \cdot dZ \doteq m_t \cdot \Delta p \cdot h \cdot \log \frac{t}{t_0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2)$$

これより(5.1)式は(5.3)式のように表示される。

$$S_t = (me_a + m_t \cdot \log \frac{t}{t_0}) \Delta p \cdot h \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 me_a : 即時圧縮量に対する体積圧縮係数 (cm/kg) を表わし表-2の D_i とは $me_a = \frac{1}{D_i}$ なる関係となる。 t_0 : 載荷終了時の時間、 Δp : 対象層における増加応力の平均値 (kg/cm²)、 h : 圧縮層厚 (cm)である。

(5.3)式から任意時間 t における圧縮速度は、

$$\frac{dS_t}{dt} = \frac{0.434 m_t \cdot \Delta p \cdot h}{t} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

となる。表-3の値を適用して1年経過後の圧縮速度を、 $\Delta p = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $h = 500 \text{ cm}$ の場合について求めると、(5.4)式に $t = 365 \text{ day}$ 、 $m_t = 8.21 \times 10^{-4} \text{ cm/kg}$ を代入して、

$$\begin{aligned} \frac{dS_t}{dt} &= \frac{0.434 \times 8.24 \times 10^{-4} \times 1.6 \times 5.0 \times 10^2}{365} \\ &\doteq 7.8 \times 10^{-4} \text{ cm/day} \end{aligned}$$

となりとくに問題となる圧縮速度にはならない。また、圧縮量の合計は、 $mca = 2 \times 10^{-5} \text{ cm/kg}$, $t_0 = 10 \text{ days}$ とすると、

$$St = (2 \times 10^{-3} + 8.24 \times 10^{-4} \cdot \log \frac{365}{10}) \times 1.6 \times 50 \times 10^2 \doteq 2.6 \text{ cm}$$

となり僅かな圧縮量である。

6. ま と め

特殊土の1つである恵庭、樽前系降下火山灰混合土の圧縮試験結果について概述したが、こうした特殊土の圧縮性の全貌を明らかにするには、さらに試験研究が必要である。今回は限られた試験ではあるが、つぎの点が指摘される。

- (1) 浮石質の火山灰土は、荷重強度によって粒子破碎の現象が生じ、圧縮ヒズミの特異性が現われる。
- (2) 火山灰土の圧縮には即時的な要素と時間に依存した要素がある。これらは一般の軟質土に較べて量的には1オーダーないし2オーダーほど低いから構造物の規模、荷重強度が小さい場合にはとくに問題とならないと思われる。しかし構造物の規模、荷重強度が大きくなると粒子破碎の問題に関連して慎重な検討が必要になる。
- (3) 室内試験結果を適用して現地での圧縮量を評価するには、即時要素と時間依存要素を考慮し、(5.3)式が利用できよう。
- (4) 今後の検討事項としては、粒子破碎にもなる圧縮性状の特異性、とくに荷重強度との関連性が明確にされる必要がある。また、 $\log t$ 表示で圧縮量が曲線を示す場合の法則性についても、データの集積をまつて検討を進めたい。

⑤ 突固めた火山灰の透水性について

苫小牧工業高専

池浦 繁

1. まえがき

火山灰では突固め試験や三軸圧縮試験の際の粒子破砕が強度や突固め特性に大きな影響をおよぼすことが、これまでの多くの研究によって明らかにされた。¹⁾²⁾³⁾そして、粒子破砕量の表示法として比表面積の変化を採ると有効なことが北郷、神谷らによって示され、⁴⁾筆者も同じ手法で火山灰の強度の内容を明らかにしようと試みた。このような火山灰の粒子破砕は向ヶキ体積の減少を招き、従って粒度や向ヶキ比の影響を受ける透水係数に与える影響も少なくないと予想される。粒子破砕が透水係数におよぼす影響については、マサ土の場合に松尾、福本⁵⁾によって報告されており、今回それらを参考に突固めた火山灰の透水試験を実施した。同じ粒度を有する砂の実験値と比較して火山灰の特異性を明らかにしようと試みたもので、極く少数の実験例ではあるがここに報告する。

2. 実験方法

実験に用いた火山灰は白老町萩野から採取した最大粒径 19.1 mm、60% 径が 2 mm、シルト分以下の含有率が 20% のものである。それを 74 μ フルイ上で水洗いしたのちフルイ分けを行ない、原試料から 4.76 mm 以上とシルト分以下を除いた図-1 の粒度に調整して試料とした。以下においてはこれを単に火山灰と称する。粒径別の比重から計算された火山灰の比重 G_s は 2.04 であった。火山灰を JIS A 1210 の 1.1-b 法 (乾燥非繰し法) によって突固め、JIS A 1218 のうちの

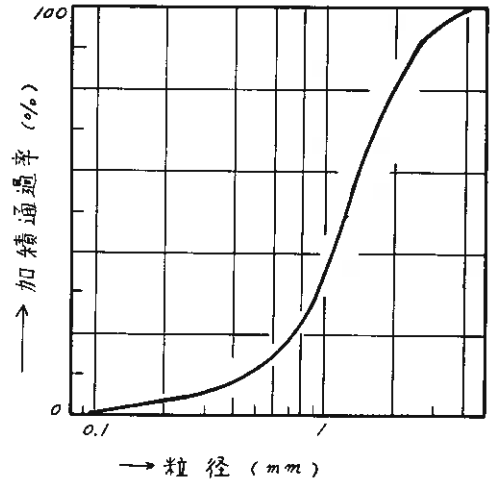


図-1

定水位透水試験に供した。透水試験終了後にフルイ分けを行ない突固めによる粒子破砕の程度を調べた。比較のため、苫小牧市錦岡産の砂から図-1 と同じ試料を調合し (比重 2.63、以下これを砂と称す)、火山灰の場合と同じ含水比で突固めて透水試験に供した。

3. 実験結果と考察

(1) 締固め曲線 図-2 は締固め曲線を示す。添字は実験番号である。火山灰は一般の土と同様の締固め曲線を示すものの乾燥密度 ρ_d が極めて小さい。これは 74 μ 以下の細粒分を取除いたためと思われる。砂は NO1 から NO2 にかけて ρ_d が低下した。これは他の砂質土においても見られる現象であり⁵⁾、このような低含水比では砂は力学的に不安定な状態と想像される。

(2) 突固めによる粒子破砕

粒子破砕の表示法として既報では⁴⁾、破砕前後の比表面積の比 S/S_0 (S_0, S ; 破

破前, 後の比表面積)を用いた。今回は S_0 がほぼ一定であるから, 単に S を形状係数 K で除した $S' = S/K = \sum y_i/d_i / \sum G_s y_i$ (G_s, y_i, d_i ; フルイ径の比重, 残留率, 平均径) で粒子破砕量を表示するものとする。³⁾ 図-3 に含水比 w と S' の関係を示す。非線返し法にかからず火山灰が砂にくらべて破砕しやすいことが明確に現われている。火山灰の S/S_0 の値は 1.7 から 2.1 の間に分布し, 最適含水比よりやや湿潤側で最も破砕を受けやすいようである。これに対し砂の S/S_0 は 1.2 以下にすぎず, また曲線に示したような傾向が見られないことから, 砂の場合は今回程度の締固めエネルギーでは非破砕性となり差支えないと思われる。

(3) 透水係数について

図-4 には w と透水係数 f_c の関係を示す。一定の仕事量で突固められた普通土では最適含水比 w_{opt} よりやや湿潤側で f_c が最小値をとるとされているが, 火山灰の f_c は f_d の影響を強く受けて w_{opt} において最小となった。砂の場合 f_d の影響は大きい, NO6 にいたるまでに f_c の増大は見られなかった。また粒度や含水比を同一にしたにもかかわらず火山灰は砂よりも小さな透水係数しか示していない。

Taylor は土中の浸透水の流れと毛管中の水流とを比較して, 透水係数 f_c の内容を次式で表現した。

$$f_c = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\eta} \frac{e^3}{1+e} C \quad \text{----- (1)}$$

ここに D_s : 土の体面直径

γ_w : 水の単位体積重量

η : 水の粘性係数

e : 土の間隙率

C : 係数

D_s と比表面積 S の間には $S = K/D_s G_s$ の関係があるから, これを (1) に代入して次

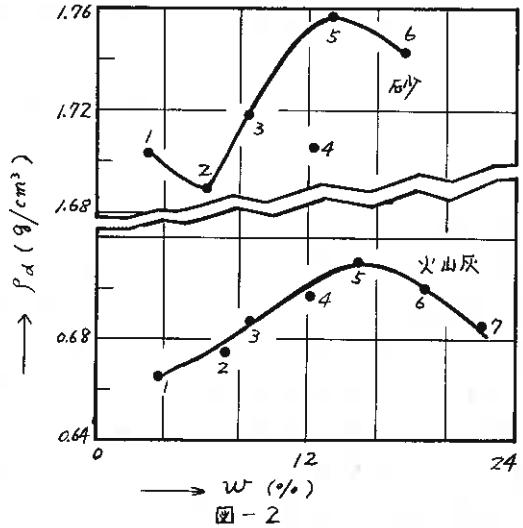


図-2

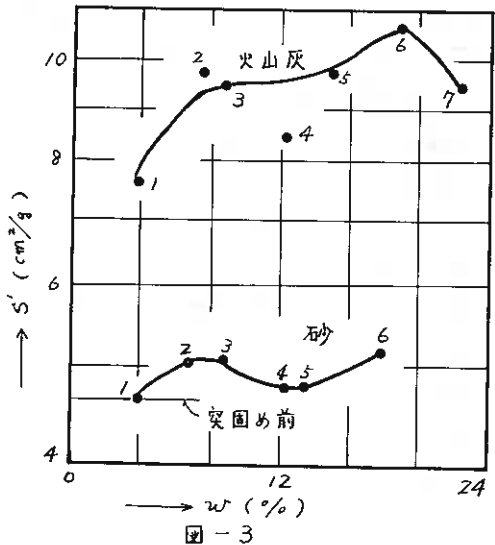


図-3

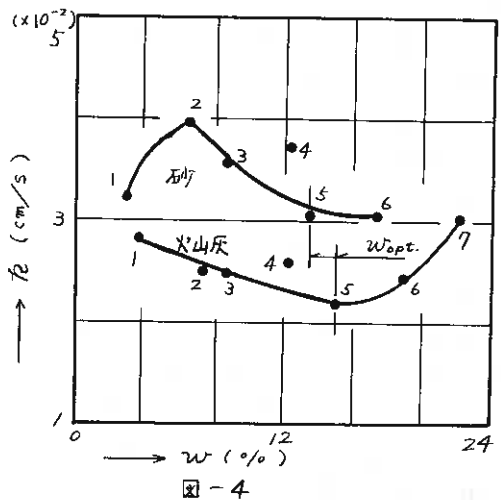


図-4

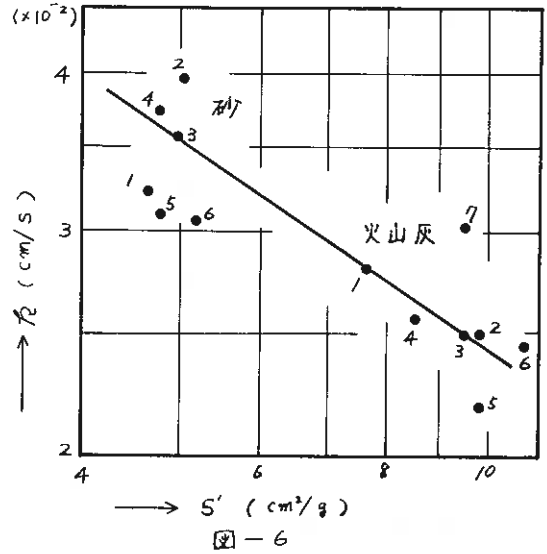
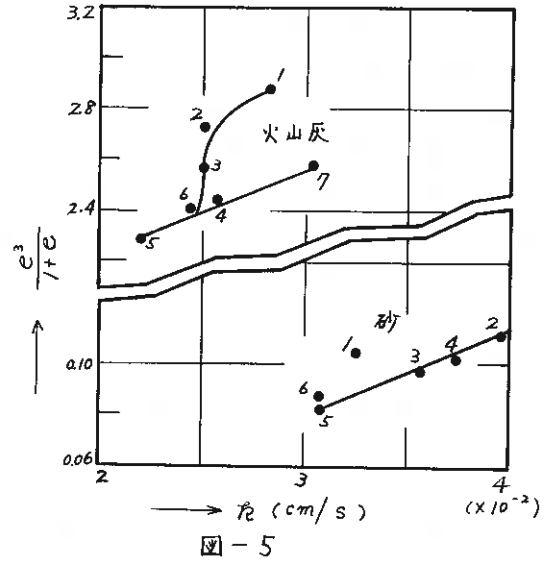
式を得る。

$$f_c = \frac{1}{K_1 S^2} \frac{e^3}{1+e} \quad \text{---- (2)}$$

ここに $K_1 = \left(\frac{7G_s^2}{K^2 \delta_w} \right) \frac{1}{C}$ である。

図-5は $\frac{e^3}{1+e}$ と f_c の関係を示すが、砂の場合 NO1 を除いては直線で結ばれ、その延長はほぼ原点を通る。前述のように NO1 が力学的には不安定な状態であることから、砂では (2) の直線関係が成立つ、すなわち $K_1 S^2$ の値が一定であるとして良いであろう。S' は図-3 のように一定（非破砕性）とみなされるから、今回の実測の範囲では係数 K_1 については係数 C が一定と考えられよう。これに対し火山灰の $\frac{e^3}{1+e}$ と f_c の関係は一本の直線では表わされない。竹下、網子⁷⁾ はマサ土の e と f_c の関係が W_{opc} 以前と以降では異なることを示し、その原因を上掲の構造の差に帰しているが、火山灰の場合、前者は成り立つものの、その原因としては粒子の破砕があげられよう。図-6 は比表面積 S' と f_c の関係を示すが、砂の場合はさしたる関係が見られないのは前述のことから当然として、火山灰では NO1 から NO4 までとそれ以降では異なる $f_c \sim S'$ 関係と見なされる。すなわち前者では f_c は S' の影響を受けるが、後者では砂と同様に S' の変化が小さい。従って図-5 において粒子破砕の影響がほぼ同一程度である NO5 以降では砂と類似の e と f_c の関係が得られるが、NO4 以前では破砕の影響が卓越して $e \sim f_c$ 関係が異なってきたのであろう。

次に粒子破砕が f_c におよぼす影響を (2) 式の S' の変化のみによって評価できるかを検討するために $e^3/(1+e)S'^2$ と f_c の関係を図-7 に示した。もし砂と同様に火山灰の係数 C が一定であり、粒子破砕や同かき比の影響が (2) 式で尽き得るならば、図-7 は原点を通る直線となるはずだからである。図-7 によれば、砂はやはり原点を通る直線となるが、火山灰は図-5 の場合よりやや直線関係に近いもののその延長は原点を通らない。すなわち火山灰の粒子破砕が f_c におよぼす影響を (2) 式によって定量化することは無理なようである。その理由としては、係数 C が密度変化や粒子破砕によって変化することのほか、浸透水の流水に影響する因



子としての比表面積や空隙率の計算方法に問題があることも考えらる。今回、 S' や e を計算する際の比重としては試料を4時間以上煮沸して粒子内の空隙を水で置換えた状態での値を用いており、したがって S' や e のなかには“流石”に無関係な部分をも含んでいるであろう。

松尾、福本⁵⁾は、マサ土では(2)式の k_1 は含水比によつては大きく変化するものの粒子破砕によつては変らない、すなわち同じ粒度、含水比の河川砂と同一の k_1 を有するとして、粒子破

砕による透水係数の低下度を比表面積比 S/S_0 のみで表示したが、今回の火山灰は砂とは全く異なる k_1 値を示(マサ土、そのような手法は適用できない。

4. まとめ

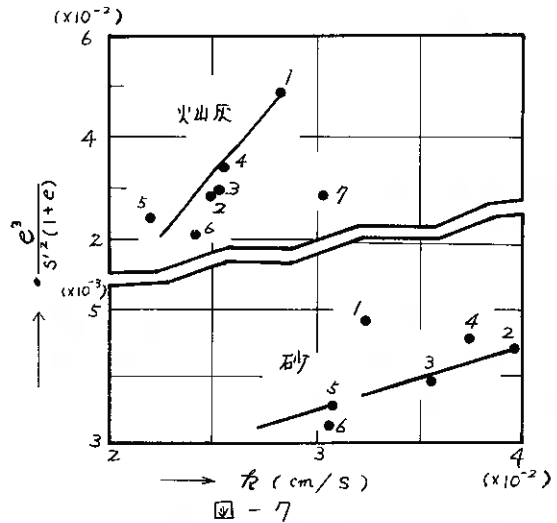
以上述べたことをまとめると次のようである。

- 1) 非線返し法による突圍め試験において火山灰は粒子破砕を起こす。粒子破砕は W_{opt} よりやや湿潤側で最も生じやすい。
- 2) 火山灰の透水係数は W_{opt} 付近で最小となった。また透水係数は粒子破砕の影響を受けるが、このことを(2)式で定量化することはできなかった。火山灰のような多孔質粒状体の場合には e のとり方などに検討を要する。

本実験にあつては本校卒業生の明石兼二君、報告のとりまとめには佐々木宏視技官の御助力を得た。記して感謝の意を表わす次第である。

参考文献

- 1) 北郷繁, 高岩勝, 川島崇則, 藤波岳匠; 北海道の火山灰の土質工学的性質, 技術報告資料, NO13, 1973
- 2) 鈴木輝之; 火山灰の2, 3の土質力学的性質に関する実験的研究, 技術報告資料, NO14, 1974
- 3) 北郷繁, 神谷光彦, 石橋洋一, 石丸幸一; 火山灰土のせん断特性におよぼす粒子破砕の影響; 技術報告資料, NO16, 1976
- 4) 池浦勲; 火山灰土の三軸圧縮試験における粒子破砕について, 技術報告資料, NO19, 1979
- 5) 松尾新一郎, 福本武明; マサ土の透水性に及ぼす粒子破砕の影響, 土質学会論文報告集, vol 17, NO1, 1977
- 6) 井伊谷鋼一編; 粉体工学ハンドブック, 1967, 朝倉書店
- 7) 竹下春見, 網干寿夫; 真砂土の最適含水比付近の透水性について, 土木学会誌, vol 38, NO2, 1953



北海道開発コンサルタント株式会社 ○佐々木 元 茂
和 泉 孝 夫

1 まえがき

近年圧密沈下理論より推定される圧密沈下時間曲線は、実際の施工現場において得られる実測沈下時間曲線と対比した時、大きな違いが生じていることが非常に多い。

これは、我々の業務においても日常多く直面する問題でもあるが、現時点における一般的な解析方法は、Terzaghiの一次元圧密論に即時沈下を加味した程度で、その後において実際の観測データに基づいて修正するといった方法しかなされていない。

しかし、今後ますます軟弱地盤上に大型化された構造物建設の機会が増大した現在、設計者の立場として、設計の段階に実用可能な沈下時間推定の必要性は非常に大きなものと思われる。

従来、この問題に対しては非常に多くの方向から研究されており、その一部をここに示す。

- ・ Terzaghiの一次元圧密理論の修正による方法。
- ・ FEM等を使用した多次元理論解析による方法。
- ・ 現場実測値より経験式を求める方法。

しかし、これらの方法は現在標準化されたものではなく、また、実測値との検証も少ないのが実情である。

本報文では、これら従来の研究とは離れて、あくまで地盤（土）という非常に複雑なものを取り扱う観点より、地盤内部で起こっていると思われる諸現象は無視して現場における実測データのみを対象とした物のみかたにより、圧密沈下時間の推定を試みた。

2 圧密沈下時間の理論値と実測値について

2-1 理論値の問題点

現在圧密沈下時間の推定はTerzaghiの圧密論が計算の主流を占めている。しかし、同理論値は、実際の軟弱地盤（粘性土および泥炭）において実測値との間に大きな隔りができており、そのまま現場に適用することは危険である。これは同理論を構成する仮定があまりにもモデル化されているためと思われる。

以下にそれらの要因であるTerzaghi理論を構成する仮定条件を列記する。

- ① 土は均質である。
- ② 土は完全飽和である。
- ③ 土粒子も間ゲキ水も非圧縮性である。
- ④ 土にかかる圧密荷重は圧密時間中を通じ、また、全土層中どこをとつても一定値とする。
- ⑤ 土の骨組構造の圧縮は荷重方向に一次的に生じ、横方向には発生しない。
- ⑥ 土の間ゲキ水の流れも圧縮方向と同じで、一次的にのみ生じる。

- ⑦ 間ゲキ水の流れは *Darcy* の法則に従う。
- ⑧ 体積圧縮係数 mv は圧密過程中変化しない。
- ⑨ 土の透水係数 k は圧密過程中変化しない。従つて圧密係数 $C_v = k/mv \cdot r_w$ も一定である。
- ⑩ 圧密中の土の厚さの変化による影響は無視する。

以上の仮定条件に対して軟弱地盤（特に、泥炭地盤）として特に成立しがたいと思われるものを以下に挙げた。

- 仮定①～実際の地盤は非常に複雑である。
- 仮定③～泥炭地盤においては泥炭それ自体が圧縮性である。
- 仮定⑤⑥～軟弱地盤においては横方向の変形（塑性流動）が考えられる。
- 仮定⑦～*Darcy* の法則が軟弱地盤においてどの程度成立するか疑問である。
- 仮定⑧～体積圧縮係数 $mv = \text{一定}$ とは考えられない。
- 仮定⑨～透水係数 $k = \text{一定}$ とは考えられない。

以上多くの問題点を含む *Terzaghi* 理論を、部分的な修正によつて容易に圧密沈下時間を決定することは困難であり、本報文では理論的なものは後回しにして実測値より圧密沈下時間の推定を試みた。

2-2 理論値と実測値の関係

軟弱地盤上に構造物を建設する場合、圧密沈下時間を前もつてある程度の精度で把握することは非常に大きな問題であり、現に必要と思われる現場においては本工事に先がけて試験盛土工事により圧密沈下時間を把握するのが現状である。ここでは、現在まで行なつた多くの盛土試験工事における沈下データを集収することによつて、特に理論値 C_v と実測値 C_ϵ の関係について考える。

使用した資料は、粘性土地盤、泥炭地盤に大別し、それぞれ表-1、2に示した。表中における最終沈下量および実測圧密係数の決定は各々実測沈下曲線を使用して、(1)、(2)式から求めた。

$$S_f = \lim_{t \rightarrow \infty} \left(S_0 + \frac{t - t_0}{\alpha + \beta(t - t_0)} \right) = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

- S_f ; 時間 t における沈下量。
- S_0 ; 時間 t_0 における沈下量。
- t_0 ; 任意に定める時間。
- α, β ; 定数。

$$C_\epsilon = \frac{t(D/2)^2}{T_v} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

- C_ϵ ; 実測圧密係数と呼ぶことにする。
- t ; 圧密度 $U = 80 \sim 90\%$ に達する時間。
- D ; 軟弱層厚。
- T_v ; 時間係数。

表-1 粘性土地盤における理論値と実測値の比較

資料番号	軟弱層厚 H (cm)	自然含水比 w _o (%)	盛土荷重 p (t/m ²)	理論値圧密 係数 C _v (cm/day)	実測値圧密 係数 C _e (cm/day)	C _e /C _v
C-1	1300	80	12.3	259.2	74.8	2.87
C-2	410	70	8.0	60.5	198.7	3.28
C-3	2650	70	9.8	501.1	3628.8	7.24
C-4	2200	95	3.8	198.7	2332.8	11.74
C-5	2000	120	1.8	34.6	1900.8	54.94
C-6	845	75	14.7	40	540.6	13.52
C-7	1450	60	21.6	25.9	1194.6	4.61
C-8	800	200	6.8	-	302.4	-
C-9	1700	150	3.4	-	1365.5	-
C-10	400	-	10.2	350	116.8	0.33
C-11	110	50	4.8	1000	12.8	0.01
C-12	700	60	8.0	7.8	234.8	3.01
C-13	560	70	4.4	41.6	382.5	7.99

表-2 泥炭地盤における理論値と実測値の比較

資料番号	軟弱層厚 H (cm)	自然含水比 w _o (%)	盛土荷重 p (t/m ²)	理論値圧密 係数 C _v (cm/day)	実測値圧密 係数 C _e (cm/day)	C _e /C _v
P-1	430	350	4.8	17.3	327.6	1.89
P-2	450	400	8.9	8.7	270	3.10
P-3	370	700	4.2	158.4	127.9	0.81
P-4	340	550	4.3	200	244.9	1.22
P-5	200	450	4.9	-	65.2	-
P-6	200	500	7.8	-	70	-
P-7	270	290	2.1	8.4	140.5	1.67
P-8	260	440	1.7	70	195.8	2.79
P-9	400	300	4.5	57.6	18.6	0.32
P-10	575	300	4.2	57.6	349.8	0.61
P-11	140	700	8.0	1.5	46.2	3.08
P-12	1000	600	18.7	25.9	56.8	2.19

また、軟弱層厚の決定上、層中間に存在するサンドシームは無視した。

以上、表-1、

2より軟弱層厚D

など多くの諸数値

をパラメーターと

して、それぞれ、

理論値Cv、実測圧

密係数C_s等の関係

についてプロット

した結果、図-1

に示されるように

実測圧密係数C_s

と軟弱層厚Dにおい

て一定の関係を見

い出せる。

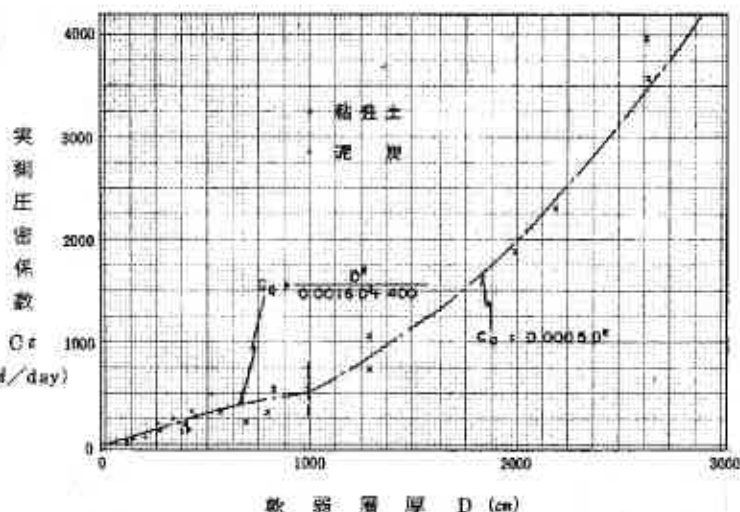


図-1 実測圧密係数C_sと軟弱層厚Dの関係

図より、C_sは軟弱層厚の厚さに応じて変化する傾向が読みとることができる。

また、図中プロットしたC_sを軟弱層厚Dの関係式は、軟弱層厚1000cmを境として、粘性土、泥炭地盤に変わりなく以下のように求められた。

$$D \leq 1000 \text{ cm} \quad C_s = \frac{D^2}{0.0016 D^2 + 400} \text{ (cm/day)} \quad \text{..... (3)}$$

$$D \geq 1000 \text{ cm} \quad C_s = 0.0005 D^2 \text{ (cm/day)} \quad \text{..... (4)}$$

以上、実際の現場における沈下データより、図-1に示されるような明確な関係を得たことは、圧密沈下時間を推定する上において非常に大きな意味を持つものと思われる。

8 圧密沈下時間推定の一試案

従来圧密係数Cvは層厚の変化に対し無関係で一定であると考えられていたが、桐干、Berreなどの大型圧密試験結果により、供試体の厚さの変化に応じて圧密係数値が変化するという現象が報告されている。

これは、図-1における現場データによる現象が、室内試験結果と同一の傾向を示すことを実証していると思われる。

図-1における関係式が成立すると考えると、実測圧密係数C_sは圧密対象層厚(D)より求めることができ圧密沈下時間の推定が容易になる。

ここでは圧密沈下時間推定の一試案として、図-1の関係を基本に比較的容易な推定法を試みた。

表-8、表-4にC_sを算出する過程において求められた(D/2)²/C_sを示した。(以下(D/2)²/C_s=Aとする。)

表-3 粘性土地盤のAc値

資料番号	軟弱層厚Dc(cm)	Ac (day)
C-1	1300	568.6
C-2	410	211.5
C-3	2650	483.8
C-4	2200	518.7
C-5	2000	526.1
C-6	845	332.0
C-7	2650	440.0
C-8	800	529.1
C-9	1700	529.1
C-10	400	343.9
C-11	110	246.2
C-12	700	521.1
C-13	560	285.8

表-4 泥炭地盤のAp値

資料番号	軟弱層厚Dp(cm)	Ap (day)
P-1	430	141.1
P-2	450	187.5
P-3	370	153.3
P-4	340	118.0
P-5	200	153.4
P-6	200	141.0
P-7	270	129.7
P-8	260	156.8
P-9	400	214.6
P-10	575	236.2
P-11	140	106.1
P-12	1000	440.0

以上、表-3、表-4より求められた軟弱層厚(D)とAの関係をプロットすると図-2のように示され、D=1000cm付近で変化する直線関係を示していることがうかがえる。

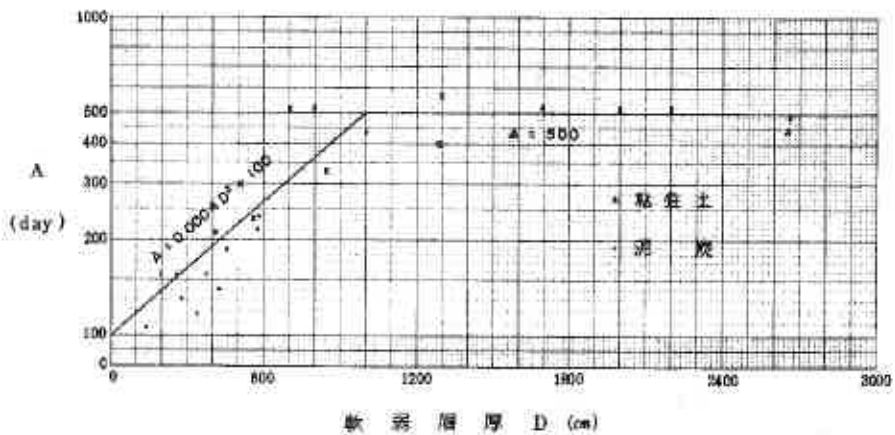


図-2 軟弱層厚(D)とAの関係について

この直線関係の式は、2項における(8)、(4)式が変化したものであり、以下のよう
に表わすことができる。

$$D \leq 1000 \text{ cm} \quad A = 0.0004 D^2 + 100 \text{ (day)} \quad \text{..... (5)}$$

$$D \geq 1000 \text{ cm} \quad A = 500 \text{ (day)} \quad \text{..... (6)}$$

以上の結果、圧密沈下時間の推定式は、 $A = (D/2)^2 / C\epsilon$ であることより、

$$t = \frac{(D/2)^2 Tv}{C\epsilon} = A \cdot Tv \text{ (day)} \dots\dots\dots (7)$$

となり、任意の圧密度における沈下時間の推定はAに任意の圧密度における時間係数Tvを乗じた値となる。

すなわち、(7)式より単一地盤においては、荷重状態、土性の変化に無関係に同一の軟弱層厚であれば同一圧密度、同一時間となるわけである。

4 圧密時間係数の修正について

圧密沈下時間の推定については前項で述べたとおりである。しかし、圧密沈下時間決定にあつて用いた実測CεはU=80~90多時に相当するものであり、実際の計算においては図-8に示すように初期沈下曲線が実測曲線と一致しない現象が発生する。

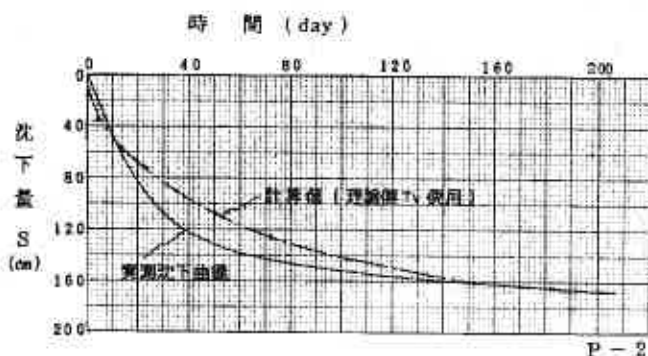


図-8 実測沈下曲線と計算値の比較

よつてここでは粘性土、泥炭地盤別に実測圧密沈下時間曲線の作成を試みた。粘性土地盤、泥炭地盤別に各圧密度Uに相当する実測時間係数を(9)式より算出し、その平均値を表-5に示した。

$$Tv = \frac{t \cdot C\epsilon}{(D/2)^2} = \frac{(D/2)^2}{C\epsilon} = A \text{ より } Tv = \frac{t}{A} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、

t ; 任意の圧密度に対する時間。

Cε ; 実測圧密係数。

D ; 軟弱層厚。

しかし、表-5における実測時間係数を使用して実測沈下に対比すると、盛土初期段階においてバラツキが大きい。これは(9)式に使用したA値がU=80~90多時のものであるため、表-5で逆算して値を出してあるにもかかわらず、U=80~90多以外のものについては、Cεが変化していることに起因するものと思われる。

このため、表-5を使用して与えられた沈下時間と実測沈下時間の違いを用いて、さらに、表-8の如く修正実測時間係数として表わした。

表-6による修正沈下時間係数を用いて実測沈下曲線と比較した場合、初期沈下曲

線部分においても大きい所でも±30%程度の誤差範囲であり、十分可能なものと考えられ、図-4にそれらを一括して示した。

表-5 粘性土、泥炭地盤における実測時間係数

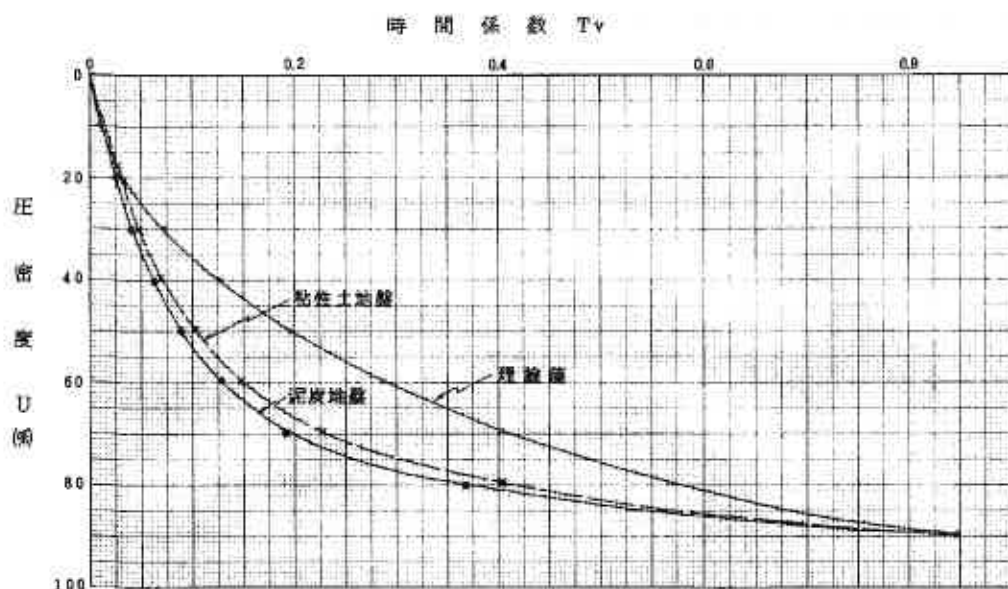
圧密度 U(%)	粘性土地盤	泥炭地盤	理論値
90	0.848	0.848	0.848
80	0.502	0.458	0.567
70	0.328	0.270	0.408
60	0.208	0.188	0.287
50	0.144	0.125	0.197
40	0.099	0.090	0.126
30	0.067	0.057	0.071
20	0.046	0.037	0.031

表-6 粘性土、泥炭地盤における

修正実測時間係数

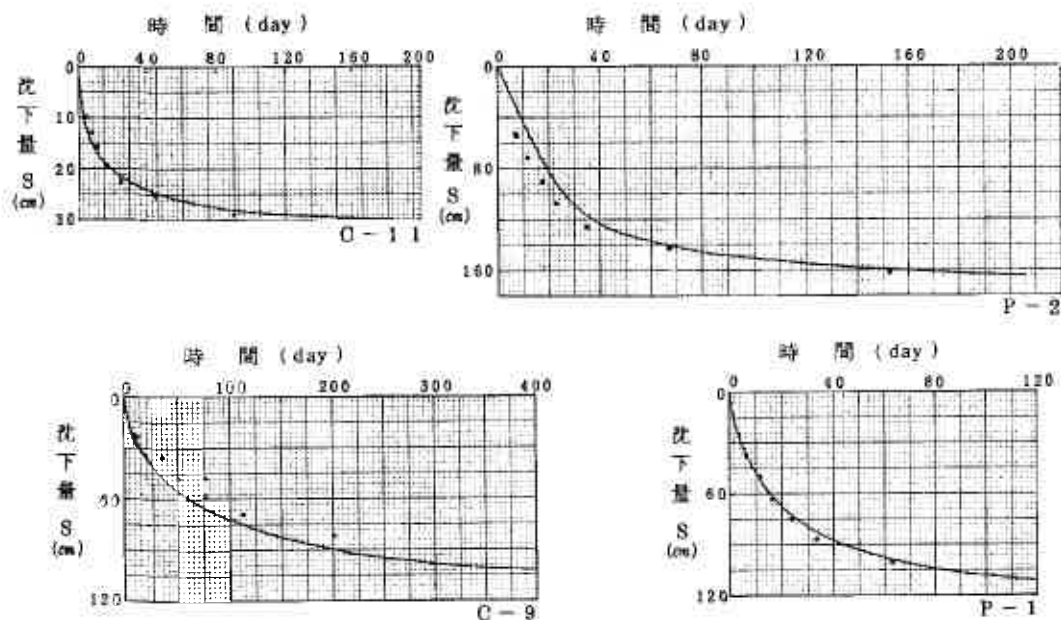
圧密度 U(%)	粘性土地盤	泥炭地盤
90	0.848	0.848
80	0.402	0.367
70	0.226	0.190
60	0.146	0.127
50	0.101	0.089
40	0.069	0.063
30	0.047	0.040
20	0.032	0.026

また、多層系地盤における実測時間係数の算出は、資料不足により今回は見送ることとしたが、現在ある資料より考えられることは粘性土地盤の時間係数より大きな値を示すと思われる。



5 経験式による計算値と実測値との対比

ここでは、8項、4項で示した $u = A \cdot T_v$ と修正実測時間係数とを使用し、図-5に粘性土と泥炭について計算値と実測値を対比させた。これらの図を見てもわかるように、非常に良い精度で実測値に近い値を示している。



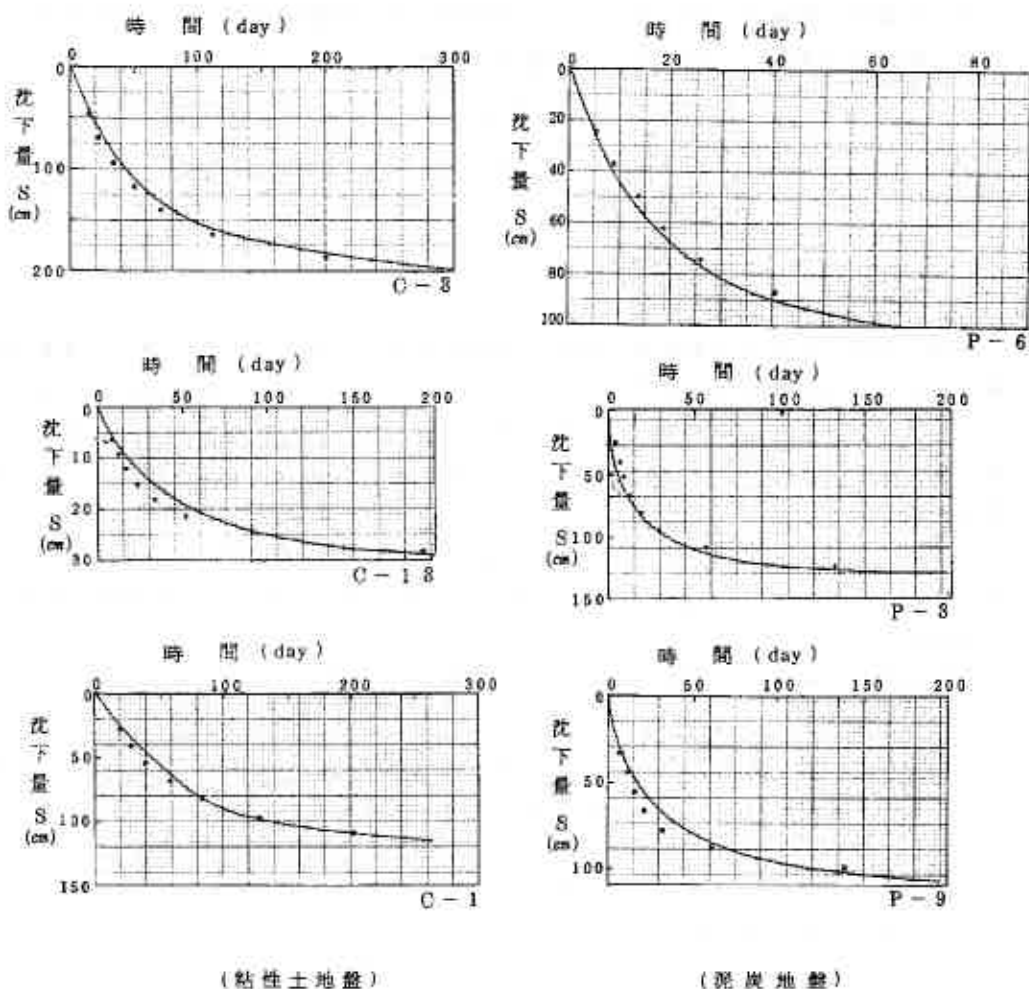


図-5 計算値と実測値の対比

6. 結 論

本論文では、軟弱地盤における圧密沈下時間の推定を従来の研究より一步離れて、実測沈下データより求めようと試みた結果、次の結果を得た。

- 1) 従来、圧密層厚の変化に対して無関係で一定と考えられていた圧密係数は、実測データより軟弱層厚の厚さに応じて変化する傾向が求められた。

$$D \leq 1000 \text{ cm} \quad C_t = \frac{D^2}{0.0016 D^2 + 400}$$

$$D \geq 1000 \text{ cm} \quad C_t = 0.0005 D^2$$

- 2) 上記の関係より、圧密沈下時間の推定式は、以下の様に求められる。

$$D \leq 1000 \text{ cm} \quad t = (0.0004 D^2 + 100) T_v \text{ (day)}$$

$$D \geq 1000 \text{ cm} \quad t = 500 T_v \text{ (day)}$$

- 3) 一般に使用されている平均圧密度に対する圧密時間係数は、実測値と比較した場合

合、初期沈下曲線が一致しないため、土性別の修正実測時間係数により求めることで、最大 30% 程度の比較的良い精度で実測値に近い値が得られた。

圧密度 (%)	20	30	40	50	60	70	80	90
粘性土	0.082	0.047	0.069	0.101	0.146	0.226	0.402	0.848
泥炭	0.026	0.040	0.063	0.089	0.127	0.190	0.367	0.848

7 あとがき

現場において圧密沈下時間の計算値が実測値と大きく異なるという報告が多数ある現在においても、圧密沈下時間の解析には、Terzaghi 理論が主流を占めている。

本論文はこれら従来の研究とは離れて実測データより、圧密沈下時間の推定を試みたものであり、その結果実測データより求めた計算式を用いることにより実測値に近い値を示した。

しかし当試案を構成する過程においても若干の課題が残された。

- 図-1における $0\epsilon \sim D$ の関係は今後のデータ増加によつて若干の変化が考えられる。
- 当試案は結果として軟弱層厚の変化が基本となつたが、盛土荷重、土性の変化にまったく無関係と考えられない。

以上のことを踏まえて今後より多くの実測データを集収することにより、これらの課題及び多層系地盤に対しても今後取り組んでいきたい。

最後に、本論文作成にあつて直接御指導をいただいた河合裕志氏、由良桂一氏に対して心から謝意を表します。

⑧ 泥炭の圧密試験データの統計的処理結果と沈下予測について

北海道開発局土木試験所 佐々木 晴美

能 登 繁幸

○東海林 邦夫

1. まえがき

泥炭地盤上に道路盛土や河川堤防などの土構造物を築造すると、極めて大きな沈下が生じ、しかも長期にわたって沈下が継続する場合が多いが、一般の粘土と著しく異なった構造と工学的性質を有し、二次圧密特性の卓越する泥炭については、Terzaghiの圧密理論を基調としたJIS圧密試験の適用は疑問であり、沈下予測に際しての理論値が、事实上、実用に供し得ない値を与える例が多いのは周知のとおりである。さらには、泥炭の工学的性質の不均質性が誤差を広げ、かつ広大な泥炭地盤に対する余りにも過少なサンプリング数量が一層誤差を肥大させるという点も注目する必要がある。このような問題を包含する泥炭地盤の沈下予測に対して、ミクロ的な視点に立った研究を進めてゆくことも必要である一方、調査対象地域の僅かばかりのデータをもとにした議論に偏ることなく、よりマクロ的な見地から泥炭地盤の沈下挙動を調査検討する姿勢も大切であると考えられる。

著者らは過去に、泥炭の圧密試験に関わる誤差や泥炭自体の不均質性によるバラツキを包含した数多くのデータを統計的手法を用いて整理し、自然含水比をパラメータとして最も確からしい圧密常数を提案し、かつ実用面でのそれら常数の有用性について報告しているが²⁾、ここでは、さらに多数の北海道内各地の泥炭の圧密試験データを加え、主として、各荷重段階における時間～沈下量曲線群の統計的処理を行なって泥炭の沈下挙動を説明し、現場における沈下挙動の類似点に着目して泥炭地盤の沈下予測の可能性について検討した。その結果、泥炭の圧密試験データを用いて現場の沈下予測が可能であり、しかも十分実用に供しうる事が判明したので、以下に報告するものである。

2. 泥炭の圧密試験データの統計的処理

泥炭の圧密試験データを統計処理するに際して集収した道内各地の泥炭あるいは泥炭まじり粘土に関する各荷重毎の時間～沈下量曲線の数は約14000個、自然含水比の範囲は50%以下・50%～1050%・1050%以上である。これらのデータは、自然含水比をパラメータとして12の階級に区分され、それぞれ、約130個の各荷重毎の時間～沈下量曲線群となった。これらの時間～沈下量曲線は、現在までに発表されたいくつかの報告によれば、双曲線、指数曲線等で近似できるとされているが、今回、数種類の回帰式を適用させて、相関を求めてみると、表-1のように、時間軸の平方根とした次式で表わされる双曲線式が最も相関が強かった。

$$S = \frac{\sqrt{t}}{a + b\sqrt{t}} \quad \text{----- (1)}$$

ここに S : 沈下量 (室内圧密試験の圧缩量) ($\frac{1}{100}$ mm)
 t : 圧密時間 (min)
 a : 初期圧密速度に関わる係数 ($\frac{1}{100} \text{ mm}^2 \cdot \text{min}^{\frac{1}{2}}$)
 b : 最終圧缩量に関わる係数 ($\frac{1}{100} \text{ mm}^2$)

表-1 時間~沈下量データの回帰線への適合度の一例

曲線式	決定係数 r^2	曲線式	決定係数 r^2
$y = a + e^{bx}$	0.16	$y = \frac{x}{a + bx}$	0.83
$y = a + e^{b\sqrt{x}}$	0.40	$y = \frac{\sqrt{x}}{a + b\sqrt{x}}$	0.98
$y = a + b \log x$	0.96	$\log y = a + b \log x$	0.93
$y = a + b \log \sqrt{x}$	0.96	$\log y = a + b \log \sqrt{x}$	0.93

適要

W_0 : 50 ~ 150 %
 P : 0.1 kg/cm²
 データ数 : 112 個

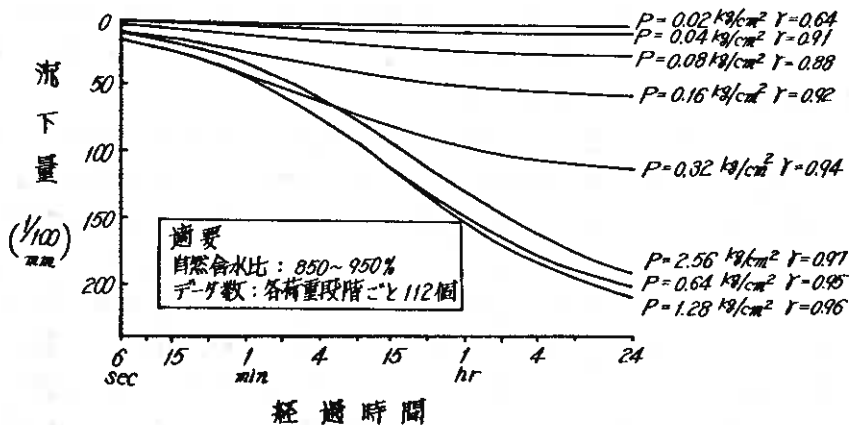


図-1 時間~沈下量曲線の回帰線の一例

図-1 は自然含水比が 850~950% の場合の、各荷重段階ごとに(1)式を適用した回帰線群、図-2 は、その中のひとつの荷重段階における時間~沈下量データのバラツキ程度を示したものである。

このように求められた回帰線群から圧密常数を算出すると、図-3, 4, 5 のようになる。これらは、いずれも各荷重に対応するそれぞれの値のバラ

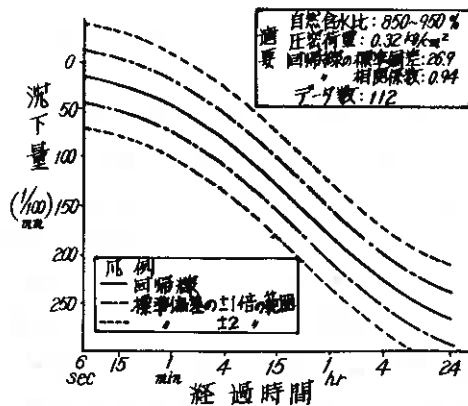


図-2 時間~沈下量曲線の回帰線の一例

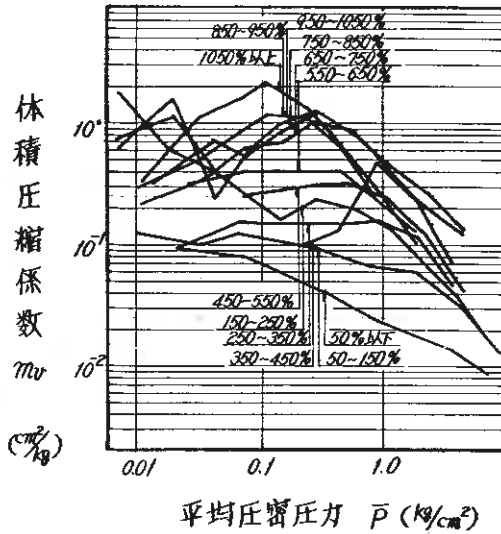


図-3 時間～沈下量データの回帰線から求めた体積圧縮係数

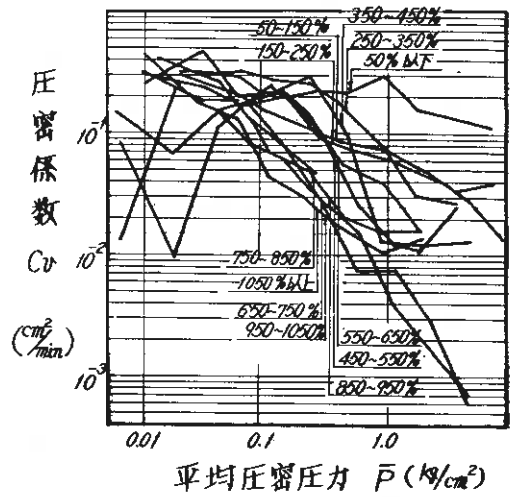


図-4 時間～沈下量データの回帰線から求めた圧密係数

ツキが大きく、自然含水比や、圧密荷重に対応して規則正しい値とはなっていないが、体積圧縮係数 m_v と透水係数 k については概ね一定の傾向を示している。とくに m_v については、著者が既に報告したように、含水比が高くなるにつれて m_v も少しづつ大きくなる傾向が読みとれる。これに対して、圧密係数 C_v については、大量のデータを統計処理したにもかかわらず、各含水比や圧密荷重に対応する C_v の値が不規則であり、いかに泥炭の C_v の決定が困難であり、信頼性に欠けるかを物語るものと思われる。また、仮に精度よく C_v を求めても、 C_v を算出する式から明らかなように、二次圧密領域が卓越する泥炭について C_v を用いて沈下の経時変化を推定しても実情にそぐわないことは明白であろう。

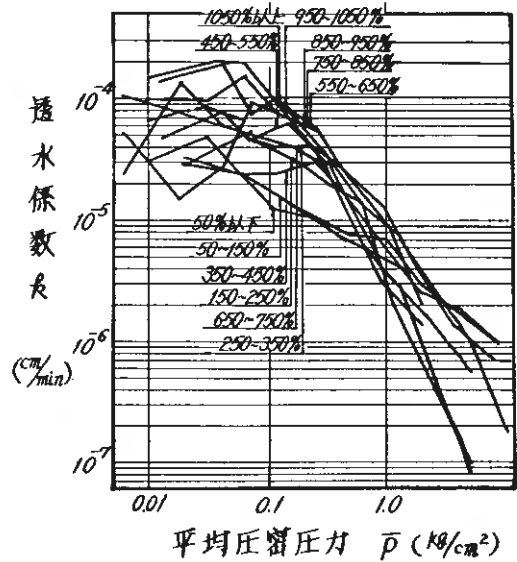


図-5 時間～沈下量データの回帰線から求めた透水係数

3. 泥炭の沈下挙動についての考察

3-1. JIS 圧密試験データと実測沈下データについて

一般に、泥炭地盤の実測沈下データは双曲線に近似できるのに対し、JIS 圧密試験による時間～沈下量曲線も前述のとおり、時間軸の平方根について双曲線式で近似できることから、両者間の係数 a, b には何らかの相関があるものと推定される。

ここで、JIS 圧密試験による時間～沈下量曲線と、現地実測沈下データとの比較を容易にするため、いくつかの補正を行なう必要がある。(1)式で表わされる JIS 圧密試験による各荷重ごとの時間～沈下量曲線を次のとおり、ひずみで表わすことにし、係数 a, b も ϵ を付してひずみ表示であることにする。これらの係数 $a\epsilon, b\epsilon$

$$\frac{S}{H} = \epsilon = \frac{\sqrt{t}}{a\epsilon + b\epsilon\sqrt{t}} \quad \text{----- (2)}$$

は、図-6で明らかのように、実際の現場で設計荷重がほぼ瞬時に載荷される場合と異なっている。着床は先に、JIS 圧密載荷と設計荷重載荷(瞬時)とを比較し、最終沈下量(圧密量)については、両者にほぼ差がないことを確かめており、従って、 ΔP_i の荷重を圧密履歴のない泥炭に瞬時に載荷した場合の最終ひずみ量 $1/b\epsilon$ は次式で補正される。

$$\frac{1}{b\epsilon} = \epsilon_{oi} + \frac{1}{b\epsilon_i} \quad \text{--- (3)}$$

さらに、 $a\epsilon$ については、JIS 載荷も瞬時載荷もほぼ近似であると仮定した。

一方、現場での実測沈下データに対してひずみ表示の係数を求めており、図-7に示すように、盛土完成後の時間～沈下量曲線について双曲線式を適用するのが妥当であるとされているが、現場条件がそれぞれ異なり、また、それらの条件が十分明らかにされていないという問題もあるため、今回の検討に際しては盛土開始からの沈下データを用いることにした。比較検討のために収集した現場実測データは、比較的長期のデータがそろっていて、泥炭の自然含水比や盛土荷重が明らかであり、

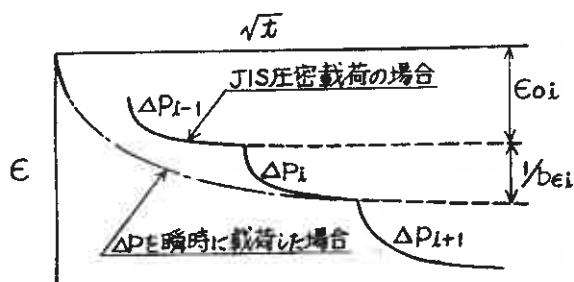


図-6 圧密試験の時間～沈下量曲線

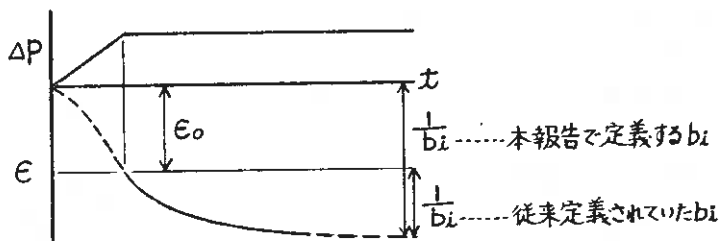


図-7 現場の実測時間～沈下量曲線

かつ泥炭層のみの沈下データが明らかとなっているものだけを選び、計15カ所となった。

3-2. a_e 及び b_e と ΔP の関係

図-8に、JIS圧密試験により得られた時間～沈下量曲線に(2)式を適用させて求めた ΔP と a_e の関係を示す。同図より、圧密荷重 ΔP が小さいときは a_e が大きく、 ΔP の増大とともに a_e は次第に小さくなり、やがて、 $\Delta P = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上では、 a_e はほぼ一定となることがうかがわれる。

これは、泥炭の圧密挙動のうち、初期のひずみ速度が、圧密荷重が小さいうちは遅く、圧密荷重が増大するにつれて早くなり、圧密荷重が 0.5 kg/cm^2 を越えたとほぼ同じ程度のひずみ速度になることを示している。

また、含水比が小さいと a_e も大きくなってひずみ速度が遅い傾向にあるが、ほぼ $250 \sim 350\%$ 以上の場合には、含水比の多少にかかわらず、近似した a_e を示していることから、泥炭のひずみ速度は、 $250 \sim 350\%$ 以上の含水比の場合には、 a_e の差はほとんどなく、含水比にかかわらずほぼ同様のひずみ速度になることがうかがわれる。

一般に、強熱減量 $\text{Lig} > 50\%$ の場合には、 Lig と有機物含有量はほぼ等しいとみなせ、 $\text{Lig} \approx \frac{1}{10} w_0$ (w_0 : 自然含水比) なる関係もあり⁷⁾、かつ有機物含有量が 20% 以上のものを泥炭と称するならば、上記の結果から、泥炭の場合には、含水比の大小にかかわらず圧密荷重 ΔP の増大につれてひずみ速度が早まり、 $\Delta P > 0.5 \text{ kg/cm}^2$ では、ひずみ速度は一定であるということができよう。

図-9に、 ΔP と b_e の関係を示す。同図より、当然のことながら含水比が大きいほど、また、 ΔP が大きいほど b_e の値が小さく、すなわち、最終ひずみ量が大きくなる傾向にあることは明らかであるが、含水比別に3つのグループに大別できそうである。とくに、含水比が 650% 以上の場合には、ほぼ近似した値となっていることから、含

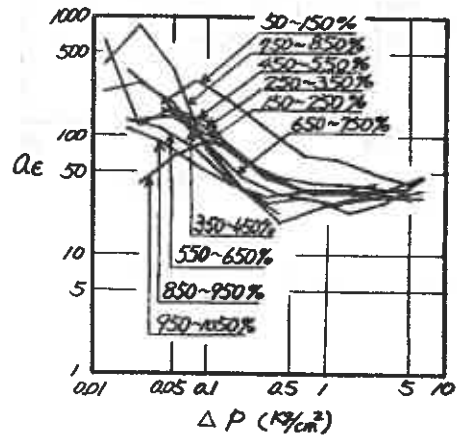


図-8 圧密荷重 ΔP と係数 a_e の関係

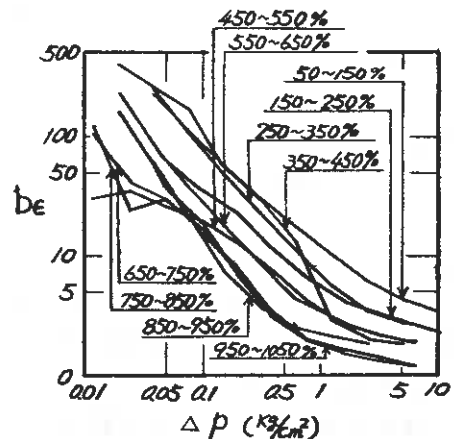


図-9 圧密荷重 ΔP と係数 b_e^* の関係 (* (3)式で補正した b_e)

水比が65%を越えるような泥炭の場合には、含水比の多少にかかわらず、圧密荷重のみの関数で最終ひずみ量が決まるともいえそうである。

以上の結果から、現場の沈下予測に便利のように、マクロ的な見地に立って Q_e 及び b_e の平均的な値を推定し、図-10, 11を作成した。

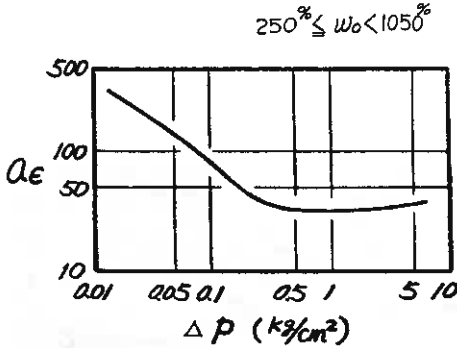


図-10 圧密荷重 Δp と係数 Q_e の平均的な関係

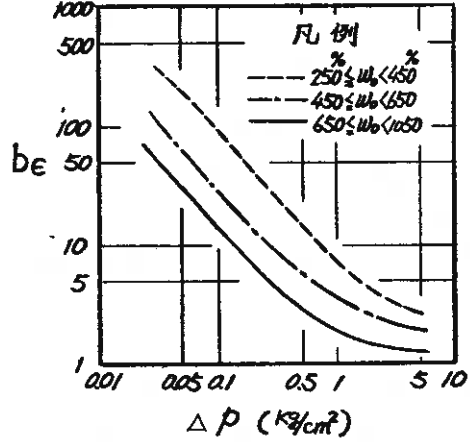


図-11 圧密荷重 Δp と係数 b_e の平均的な関係

3-3. 室内と現場との Q_e , b_e の比較

図-12に、JIS圧密試験から求めた Q_e と、現場実測データから求めた Q_e を併記した。同図において、現場データが $w_0 > 450\%$ であることから、室内データも自然含水比が450%以上のデータのみについて示してある。現場データの Δp については、道路盛土や河川堤防などのように二次元載荷重の場合の地盤内増加応力は盛土荷重にオスターバークの図表を用いた影響係数を乗じた値に近似することを確認しており、今回もオスターバークの図表を用いて地盤内増加応力を求めて表示している。

同図によれば、現場データが少ないために十分な比較とはならないものの、室内 Q_e に較べて現場 Q_e のバラツキが大きく、必ずしも一致した値とはなっていないことがわかる。これは、JIS圧密試験から求めた Q_e は必ずしも設計荷重載荷法の場合の Q_e と同一ではないのかも知れないという疑問もあるが、各現場の載荷条件がそれぞれ異なっていて、たとえば施工機械等による泥炭層の圧縮や側方流動が初

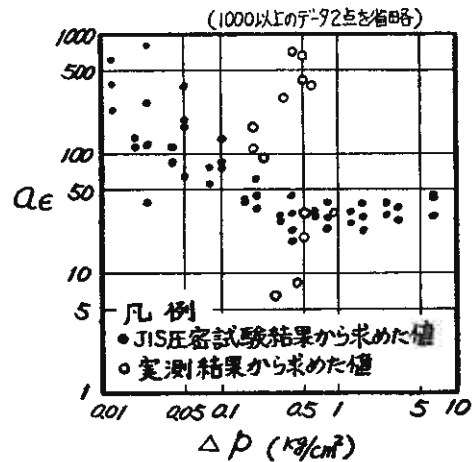


図-12 圧密荷重 Δp と係数 Q_e の関係

期の沈下速度の算定に影響したり、盛土施工速度の違いによって Q_e が変化するためと思われる。これらの問題のうち、盛土施工速度については、漸増載荷の場合の補正を行なうことが可能であるし、また、その他の問題についても、果たして沈下予測に際して有意の差異となって現れるかどうかを後に検討することにする。

図-13には、同様に室内と現場の b_e を併記したが、両者はほとんど一致しており、現場の最終ひずみ量は室内の b_e から十分な精度で推定できることが判明した。

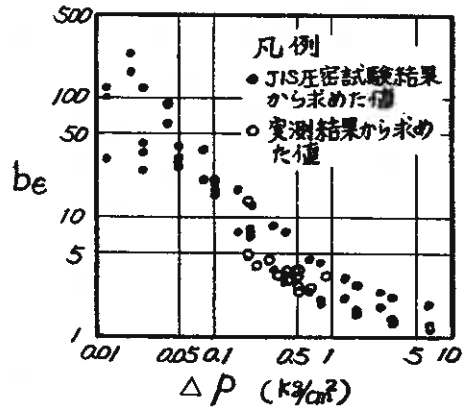


図-13 圧密荷重 ΔP と係数 b_e の関係

4. 泥炭地盤の沈下予測について

前述のとおり、JIS圧密試験による時間～沈下量曲線群から統計的処理をして求めた係数 Q_e 及び b_e が、ある程度、現場の沈下挙動の予測に役立つそうであることから、2, 3の現場における実測沈下ひずみと図-11, 12から求めた Q_e 及び b_e を用いた推定沈下ひずみとを比較

すると、図-14が得られた。現場B, Cは、盛土施工時の種々の現場条件が明らかであり、かつ十分な施工管理が行なわれた地点であるが、実測ひずみと推定ひずみが比較的一致していることがわかる。これに対して、現場Aは、河川堤防のデータであり、現地は極めて狭少な高水敷しか有しないという現場条件から、盛土施工時及び施工後に低水路への側方流動が生じるなど、推定値以上のみかけの沈下が進んだため、実測ひずみが大きく生じているものと考えられる。

現在、他の現場データとの検証を進めているが、図

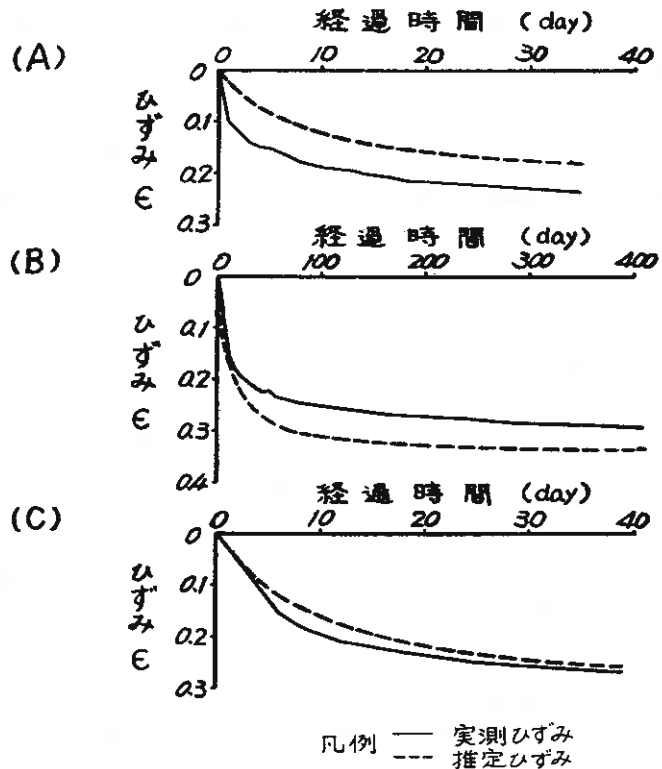


図-14 実測ひずみと推定ひずみの比較例

に示された2, 3の例から明らかのように、十分な施工管理が行なわれた現場に対しては、比較的精度よく沈下の予測が可能であるものと考えられるし、現在のところ、実用に供し得る沈下の経時変化を求める方法がないことや、泥炭地盤の工学的性質のバラツキ程度などを勘案すると、本報告で提案した係数 a_e 及び b_e を用いて沈下予測する方法は有益であると思われる。

すなわち、泥炭地盤の沈下挙動の予測式は次式で与えられる。

$$e = \frac{S}{H} = \frac{t}{a_e + b_e t} \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 S : 時間 t における沈下量 (cm)

H : 初期圧縮層厚 (cm)

t : 載荷後の経過時間 (day)

a_e, b_e : 図-11から求められる ΔP に対応する係数

ΔP : オスターバグの図表を用いた地盤内増加応力 (kg/cm^2)

5. 結論

以上の検討の結果、JIS圧密試験による時間～沈下データから統計的処理を行なうことによって求められた係数を用いて、現場の沈下挙動を予測することが可能であり、かつ泥炭の工学的性質のバラツキ程度や圧密諸常数を用いた従来の沈下予測方法の誤差程度及び現在までに提案されている各種の予測式の複雑さなどを勘案すると、本報告で提案した方法は、比較的容易に、また、比較的精度もよく沈下予測ができ、実用に供し得るものと考えている。

現在、より多くの現場データとの検証の準備中であり、また、いくつかの問題点についても検討を進めているので、明らかになり次第報告したいと考えている。

参考文献

- 1) 佐々木・能登；泥炭地盤の工学的性質の均一性に関する一考察，第30回土木学会，1975.10
- 2) 佐々木・木元・能登；泥炭の圧密諸常数の統計的推定方法，第32回土木学会，1977.10
- 3) 佐田・塚本；泥炭の圧縮についての考察，基礎地盤コンクリート技術資料第DS401号，1974.6
- 4) 佐々木・木元・能登・東海林；泥炭地盤の沈下予測に対する圧密試験の適用性について，技術報告資料第15号，土質工学会北海道支部，1975.2
- 5) 宮川；泥炭地における土質工学上の2,3の問題，土質工学会北海道支部講習会テキスト，1962.2
- 6) 土質工学会；土質試験法，第6編特殊土の試験
- 7) 佐々木・木元・能登；泥炭の工学的性質の特異性に関する考察，土質工学会有機質土に関するシンポジウム，1977.11
- 8) 未発表資料；北海道開発局土木試験所土質研究室所有

⑨ 泥炭の乾燥履歴と圧密特性について

北海道大学 農学部

梅田 安治
○ 平岡 秀展

I. はじめに

主として低温多湿の場所に、植物遺体が分解せず堆積し、現在なお、あまり分解の進んでいない状態にある泥炭地は、農用地基盤としての土地条件を得るためには、水分状態を改良することが、まず必要である。他の一般土と異なり間欠キが非常に多く、保水性が極めて大きい泥炭にとっては、水分状態を改良すること、すなわち排水である。この研究は、その排水過程における泥炭の理工学的特性の中でも、特に、強さ特性の水分状態（乾燥履歴）による変化を捉えようとしたものである。引張り強さの変化特性については、先に報告してある。この報告では、圧縮（圧密）特性について考察を試みた。また、泥炭の異方性についても、若干の検討を試みた。

II. 試料と試験方法

試験に用いた試料は、北海道内の美唄・新篠津・当別・峰延・サロベツ・北川口などから採取した泥炭である。また、同一試料に乾燥履歴を与えるため、自然乾燥により、事前に数段階の異なる乾燥状態に調整したものを、飽和状態に戻して試験した。試料の構成植物と物理性は、表-1に示した。

表-1 試料の構成植物と物理性

試料名	比重	強熱減量%	分 解 度		構 成 植 物
			水洗法 (%)	ホスト法	
美 唄	1.34	97	66	H-3	ミスゴケ(ツルコケモモ・ワタスゲ)
新篠津	1.93	66	64	H-3	ミスゴケ(木質・ツルコケモモ)
当 別	1.43	97	66	H-4	ミスゴケ(スゲ・木質)
峰 延	1.54	97	62	H-4	スゲ(ツルコケモモ・ミスゴケ)
サロベツ	1.36	96	64	H-5	ツルコケモモ(ミスゴケ)
北川口	1.38	96	79	H-5	ミスゴケ(木質)

試験方法は、固定リング型圧密箱を備えた標準的圧密試験機を用い、土質工学会の土質試験法に準拠して行なった。試験結果の整理方法としては、これまでの試験結果や、また、試料の泥炭があまり分解していないものであることなどを考慮し、既法を採用した。また、圧密試験における復元量を、詳細に観察するため、全荷重段階終了時の測定その他に、一段階ごとに除荷し、復元量を測定しながらの試験も行

なった。

Ⅲ. 試験結果と考察

乾燥履歴の異なる試料についての $e-\log P$ 曲線を、図-1~6に示したが、乾燥程度が著しくなるに従い、タテ(鉛直)方向・ヨコ(水平)方向とも、顕著な差違が示されている。特に、初期含水比50%以下で、その傾向が顕著である。これ

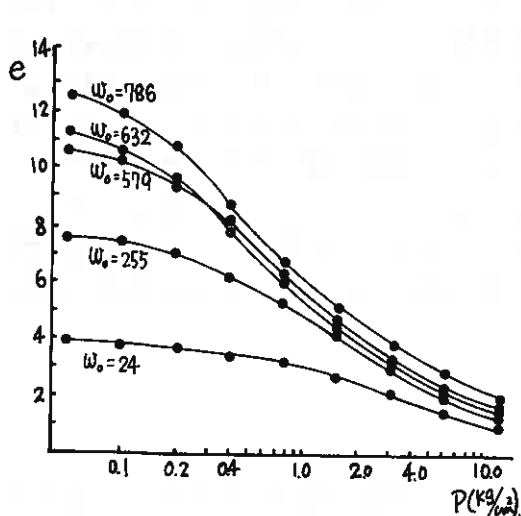


図-1 $e-\log P$ 曲線(北川口:タテ)

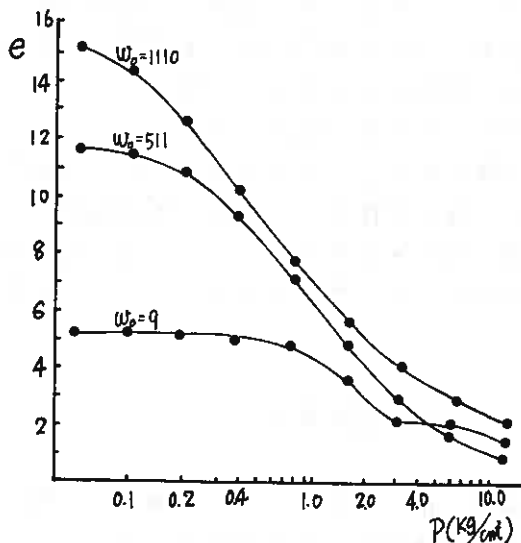


図-2 $e-\log P$ 曲線(サ島:タテ)

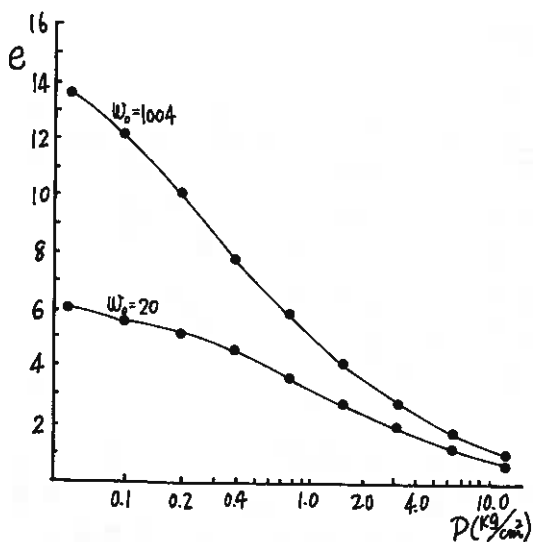


図-3 $e-\log P$ 曲線(当別:タテ)

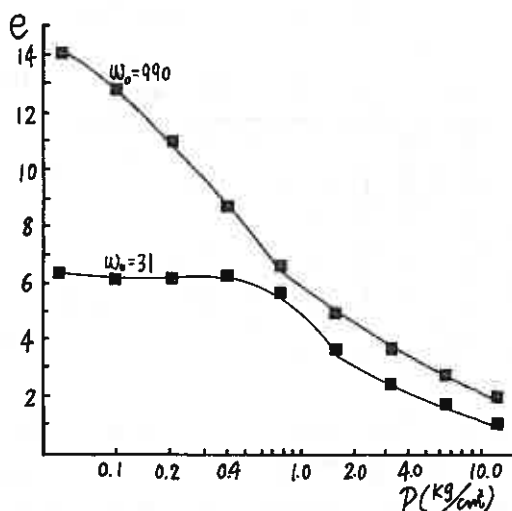


図-4 $e-\log P$ 曲線(当別:ヨコ)

は乾燥による収縮のために、泥炭の間ゲキが著しく小さくなるとともに、密度が増加することを意味する。この現象は、泥炭の保水機構の“カッパ乱積みモデル”で示されている。水分保持構造の二重性からして、乾燥履歴は、その後の湿潤化によっても、完全には復元されることなく、その影響が残存することを表わしている。

また、泥炭が植物遺体の堆積物で層状をなしているため、タテ方向とヨコ方向とは、性質が異なることが予想されるので、その異方性についても、若干の考察を試みた。当別・美唄のタテ方向・ヨコ方向の e - $\log P$ 曲線を、図-3~6に示し

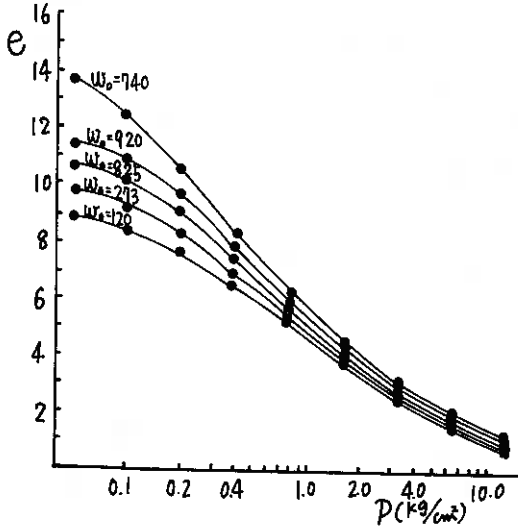


図-5 e - $\log P$ 曲線 (美唄: 7丁)

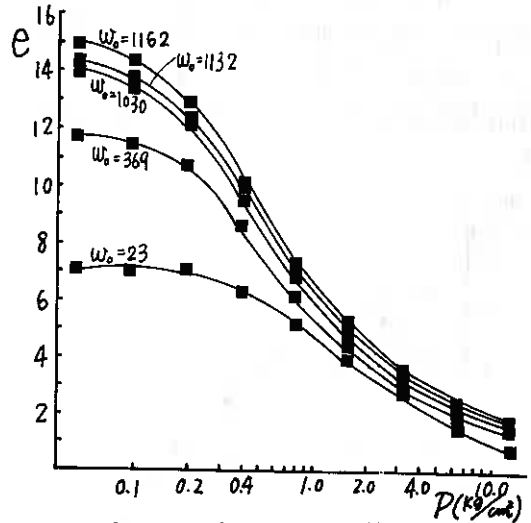


図-6 e - $\log P$ 曲線 (美唄: 3コ)

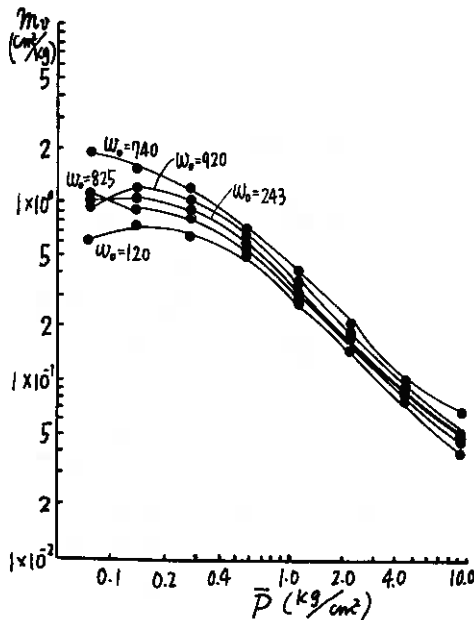


図-7 $\log \bar{P}$ - $\log M_v$ 曲線 (美唄: 7丁)

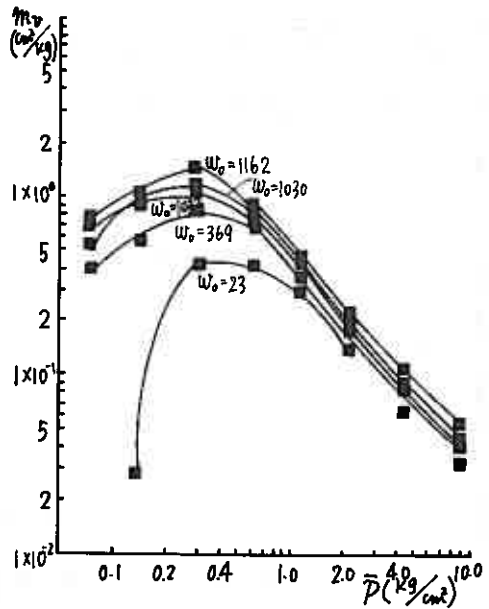


図-8 $\log \bar{P}$ - $\log M_v$ 曲線 (美唄: 3コ)

たが全体的には両方向とも、ほぼ同じような傾向を示しているものの、乾燥程度が大きい試料については、タテ方向は、徐々に間ゲキが減少するのに対し、ヨコ方向では、荷重が増加するに従い、急に間ゲキが減少する降伏点が見い出される。

また、乾燥履歴の違いと、 $\log \bar{P} - \log M_v$ 曲線を、図-7~10に示したが、 $e - \log P$ 曲線ほど顕著ではないまでも、荷重が増加するに従い、体積変化の割合が減少する傾向を表わしている。それに、乾燥程度が大きい試料について、タテ方向は、体積変化の割合が徐々に減少するのに対し、ヨコ方向は、曲線が上に凸となり、 $e - \log P$ 曲線と同様に、降伏点が見い出される。このように、 $e - \log P$ 曲線・ $\log \bar{P} - \log M_v$ 曲線とも、降伏点が見られる。この現象は、タテ方向では、センイが圧縮作用を受け、密度の増加作用として働くのに対し、ヨコ方向では、ある種の構成植物が長柱として作用し、その長柱の座屈現象が降伏点として、現われるのである。

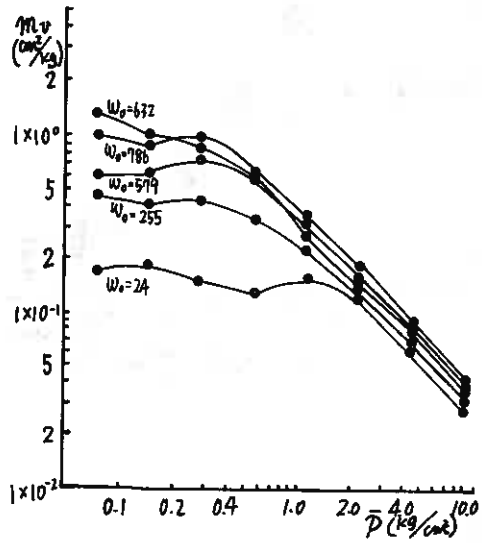


図-9 $\log \bar{P} - \log M_v$ 曲線(北川口:タテ)

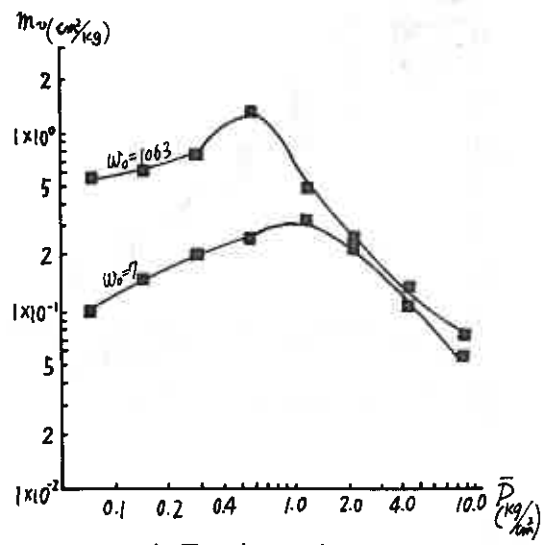


図-10 $\log \bar{P} - \log M_v$ 曲線(カバヅ:ヨコ)

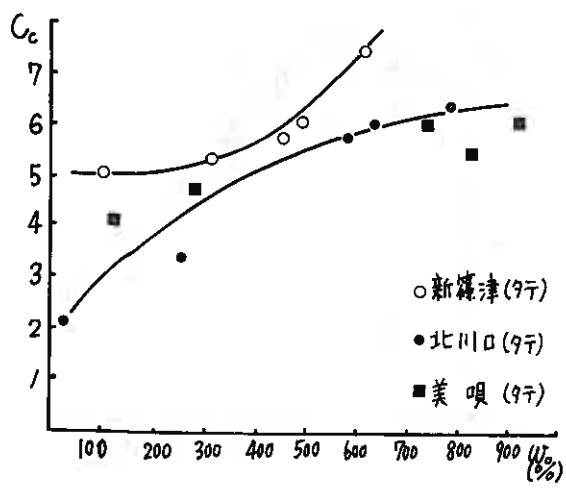


図-11 初期含水比と圧縮指数の関係

圧縮指数と初期含水比の関係を、図-11・12に、また、圧縮指数と初期間ゲキ比の関係を、図-13に示した。これによると、初期含水比と圧縮指数の間には、ほぼ正の相関関係が見い出される。これは、乾燥するに従い、間ゲキが小さくなることや、構成植物のセンイの強度が増加することなどにより、圧縮強さが大きくなると考えられる。

また、初期間ゲキ比と圧縮

指数の間にも、ほぼ正の相関関係が認められる。これは、圧縮指数は数値的には、間ガキ量に大きく支配されていることを示すとともに、泥炭の地盤としての強度を増加させるためには、何らかの方法で間ガキ量を小さくすればよいことを示唆している。それに、圧縮指数は、全体的に見るとタテ方向よりヨコ方向のほうが、大きい値を示しているが、これは、 $e - \log P$ 曲線・ $\log \bar{P} - \log M_v$ 曲線ともに表われる。ヨコ方向特有の降伏点より小さい荷重に対しては、急激に圧密されるという現象のためである。

復元量を復元率（復元量 / 圧密量）として、初期含水比との関係を示したのが図-14である。これによると、乾燥履歴が大きい試料ほど復元率の大きいことがわかる。これは、乾燥過程を経ることにより、センチ分の強度が増すとともに、泥炭塊としての弾性係数が増加するためであると考えられる。また、美唄のタテ方向の試料が著しく復元率の小さいのは、カラミ効果が非常にあるワタスゲ (*Eriophorum vaginatum* L.)・ホロムイヌ (*Carex Middendorffii* FRSCHM)・ホロムイウ (*Scheuchzeria*

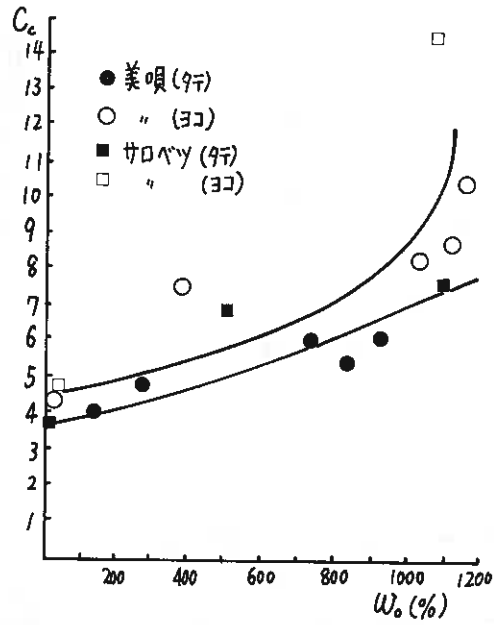


図-12 初期含水比と圧縮指数の
タテ・ヨコ間の関係

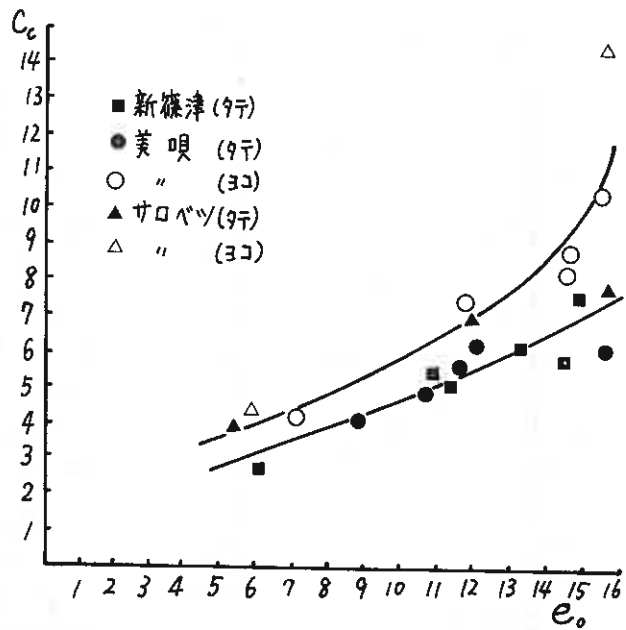


図-13 初期間ガキ比と圧縮指数の関係

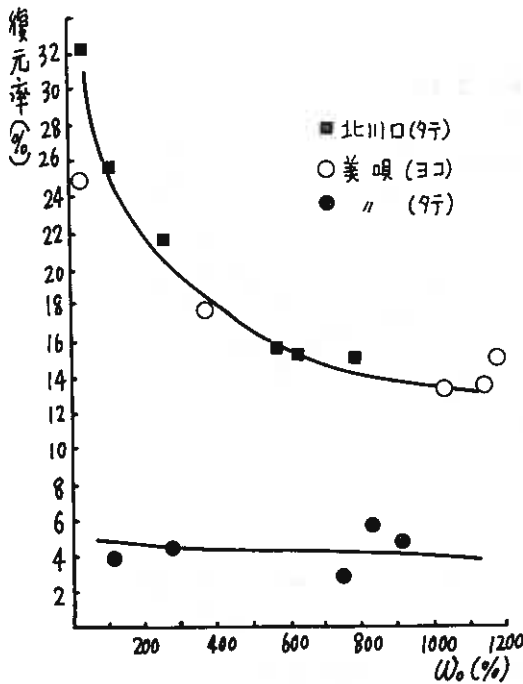


図-14 初期含水比と復元率の関係

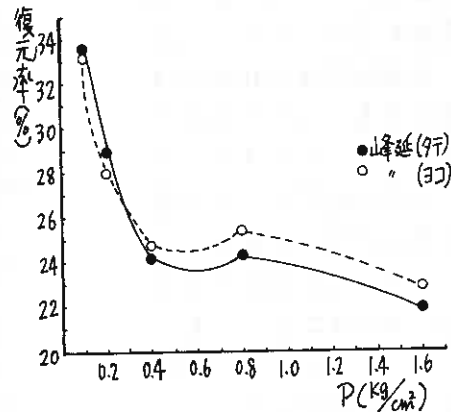


図-16 荷重段階と復元率の変化

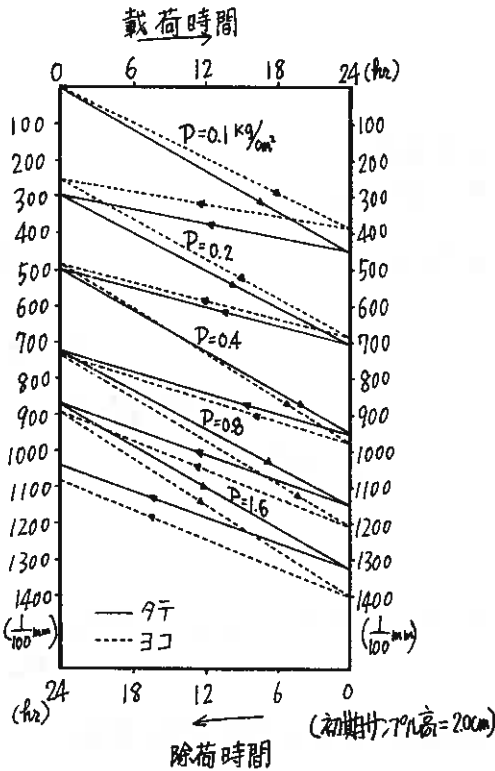


図-15 圧縮⇒復元繰り返し試験結果

palustris L.) などのようにセニイが層格状になって外間キキを構成しているのではなく、この泥炭の主要構成植物であるミズゴケ (Sphagnum Spp) は、セニイが独立してバブル状になっているのが、圧縮され破壊してしまうためであろう。泥炭は、一般的に層状をなしているため、タテ方向の方がヨコ方向よりも各構成素枝間の弾力性もあり、復元量が大きいことも予想される。しかし、図-14の美唄の試料については、タテ、ヨコ方向について見ると、タテ方向よりヨコ方向の方が復元作用が顕著である。いま、圧縮試験方式で載荷しながら、一段階ごとの復元量を測定し、その結果を模式的に表現したのが図-15である。これによると、初期の軽荷重段階では、タテ方向の方が、圧縮・復元量とも多いが、やがて、ヨコ方向がタテ方向よりも、圧縮・復元量とも多くなる。(この例では第3段階0.4 kg/cm²) すなわち、ある限界の荷重で、ヨコ方向のセニイが、座屈現象をおこし、圧縮作用がよりいっそう進行するのであろう。

また、圧密荷重と復元率の関係を示したのが図-16である。これによると、タテ・ヨコ方向とも荷重段階が進むにつれて、復元率が減少する傾向にある。また、初期の荷重が比較的小さな段階では、タテ方向の方がヨコ方向より、復元率が大きい。復元率が約25%の段階で、ヨコ方向の方が、復元率が大きくなる。これは、タテ方向が著しく復元しがたくなるためである。

いま、これらの現象をモデル化して考えるならば、図-17~19のようになる。すなわち、図-17は、構成植物を長手方向に切れ目の入った中空パイプと考へたもので、このパイプ状のものがタテ方向の荷重に対し密度の増加作用とし、ヨコ方向では一応長柱として作用する。また、タテ・ヨコ方向の荷重に対する断面形状を、荷重段階の進行に伴いモデル化したのが図-18・19である。すなわち、タテ方向は、初期の軽荷重段階では、構成植物も、その集積体としての泥炭も、骨格的構造として弾力性を示すが、荷重段階が進むにつれ、集積体として間隔は極めて小さくなり、素材間の接合度も低下し、また、円型断面が徐々に楕円型断面となり、その後破壊され、ひいては、復元不可能な断面形状となる。全体的には、このような断面形状に、齊一的に変形するのではなく、部分的に変形し、破壊部分が増加していくと考えられる。

また、ヨコ方向についてみると、荷重段階が進むにつれ、長柱として作用するパイプ状の構成植物は、座屈作用をうけるが、その作用後は、

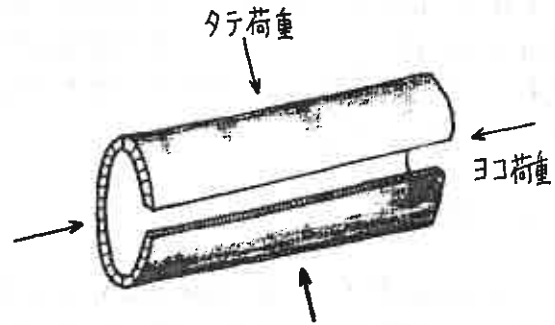


図-17 構成植物の中空パイプモデル

泥炭の構成植物も、長手方向に切れ目の入った中空パイプと考へると、このパイプは、タテ荷重に対しては密度の増加作用として、また、ヨコ荷重に対しては長柱として作用する。そして、ヨコ方向では、荷重段階が進んでいくと、ある限界の荷重で座屈現象がおこる。

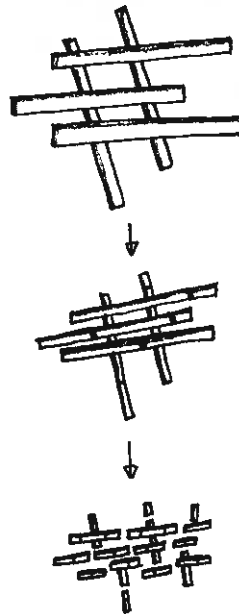


図-18 ヨコ荷重の作用断面モデル

ヨコ荷重に対し、センイが長柱として働き、ある限界の荷重で座屈現象をおこし、柱長が短くなるもの、長柱の数は増加する。

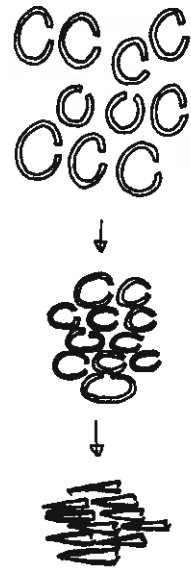


図-19 タテ荷重の作用断面モデル

タテ荷重に対し、初期は、間隔も多し、弾力性を示すが、徐々に間隔が小さくなり、その後、断面形状が楕円型となり、ひいては破壊され、復元不可能な断面となる。

柱長が短くなるものの、数的には長柱が増加し、タテ方向ほどは、復元不可能なセーイが多くはない。それに、タテ方向は、徐々に破壊され復元不可能なセーイが増加するのに対し、ヨコ方向は、ある限界の荷重により、急激に産屈作用を受け圧縮される。この現象が、 $e - \log P$ 曲線や $\log \bar{P} - \log M_w$ 曲線に表われる降伏点となると、説明しうるであろう。

IV. おわりに

日本の泥炭地は、気温・降水量などの気象条件の変動中が大きく、後背地からの流入水の不規則性などより、諸外国の泥炭地よりも構成植物が複雑なものとなっている。また、他の土壌と比較し、セーイ質が多く、サンプルの均一性に乏しく、測定値バラツキも多い。この研究は、泥炭の乾燥履歴と圧密特性について、異方性を考慮しながら、概略的に考察を試みたが、まず第一に、タテ方向もヨコ方向も、ほぼ同じ圧密特性を示すものの、ヨコ方向は、タテ方向が徐々に間キ比や体積変化率が変化するのに対し、降伏点なるものが見つけられ、降伏点より後の荷重段階では急激に変化することが解った。また、泥炭が植物遺体の堆積物であり、層状をなしているゆえ、タテ方向の方が弾力性に富み復元力があるが、ある荷重を限界にして、その性状は、ヨコ方向の方が優ること、あるいは、乾燥履歴が大きい試料ほど、復元作用が顕著であることなどが解った。泥炭の圧縮（圧密）特性を明確に示すモデルを試案し、現象の解明を行なった。今後、複雑に構成植物が混在している、日本の泥炭の力学的特性を解明するためには、その構成植物のパターン化が有力な手段となるであろう。

⑩ 軟弱地盤における盛土工事の動態観測集中管理システム

日本道路公団

栗原則夫
○高橋明和

1. はじめに

北海道縦貫自動車道(札幌～岩見沢)は、延長約32kmのうち台地部約5kmを除く約27kmが、石狩低地と呼ばれる泥炭地盤上に全線ほぼ5m以上の針画高で建設中である。このような大規模な泥炭地盤における高速道路建設は日本道路公団として初めての経験であり、昭和48年より5年間にわたる調査、試験工事、設計を経て昭和53年より本工事を開始するに至っている。

当区間においては、基本的には盛土構造を採用しているが、この設計は試験盛土の実態から考えても決して余裕のある設計ではなく、むしろ極限設計に近い。従ってその成否は十分な動態観測にもとづく、入念な施工、すなわち現場計測工法の活用にかかっている。軟弱地盤における盛土工事の現場計測工法、あるいは情報化施工法の考え方については既に発表している¹⁾が、当区間の盛土工事にあたってはこの現場計測工法の考え方を全面的にとり入れた施工を行っている。すなわち、札幌～岩見沢間では各工事現場で動態観測を行って施工管理を行うほか、日本道路公団札幌工事々々所に電算機の端末機能を導入して、全線約120ヶ所の測線の観測データを毎日集約し、現場全体を集中的に管理する二重の体制をとっている。

そこで、ここではこのような大規模な軟弱地盤における盛土工事の動態観測の集中管理システムについて述べる。

2. 盛土工事の概要

札幌～岩見沢間の軟弱地盤延長約27kmのうち、盛土区間は約17kmであり、約10kmが橋梁高架区間となっている。盛土工事は大半が本線外の上取場からの客土によるものであり、総客土量は約500万²⁾にのぼる。この盛土工事は、10工事に分けて施工され、5つの担当課で担当することになっている。

当区間の盛土部の対策工は、押え盛土工法と緩速施工法を基本として、地盤処理工法としてサンドドレーン工法を採用している。また、10kmの橋梁高架区間のうち2.9kmは地盤がとくに軟弱であるため高架工法を採用している。図-1に札幌～岩見沢間の概略工質縦断面図と一般盛土部の地盤処理工法を示す。

盛土工事は図-2に示すように冬期休止期間約5ヶ月を利用した緩速施工となっているが、橋台部やボックスカルバート部はプレロード工法を採用しているため、一般盛土部より急速に盛上げなければならない。地盤処理工は一般盛土部より1ラック上げの設計を行っている。

3. 現場計測工法の活用

3-1 現場計測工法の重要性

軟弱地盤上の構築物の施工においては、設計時に予測したことと実際が一致しないという事態にぶつかることが多い。その結果設計では所定の工期内に安全に施工可能な対策工が採用されている筈なのに、実際には施工途中で破壊を生じるケース

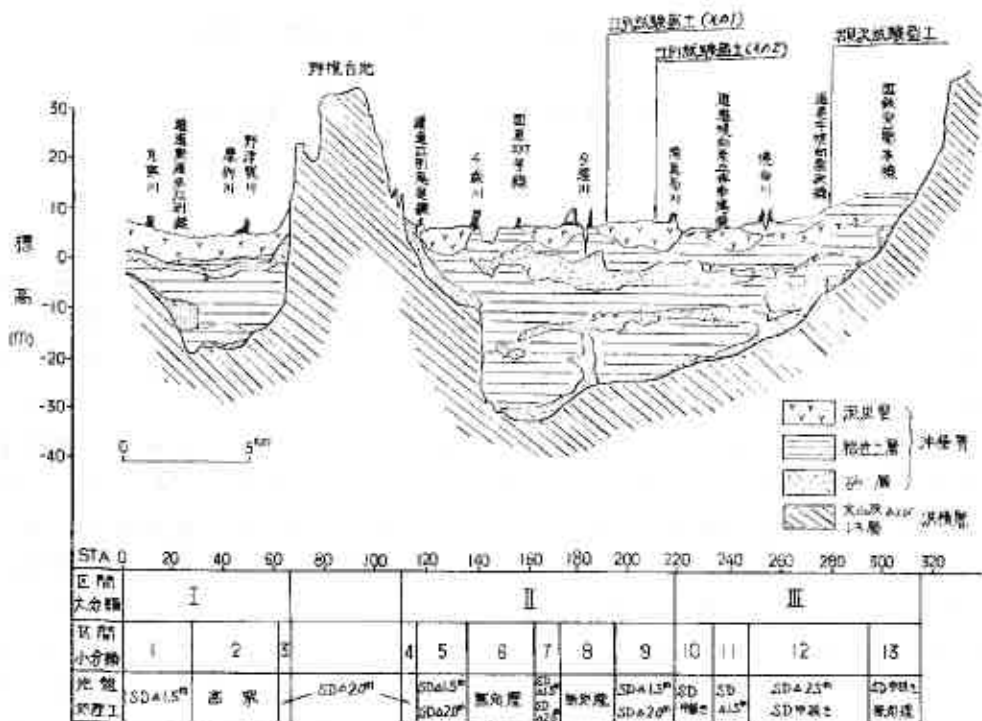


図-1 工賃横断面 区間区分による地盤処理

がなかったり、逆に何れも前強がなく施工したため、結果的にみるとどうもオーバーサイズではなかったかというケースが主になります。

これは、現行の設計の過程に多くの単純化、理想化、仮定が含まれていることや、設計時の情報（ボーリングや土質試験のデータ、同様の施工データ等）が限

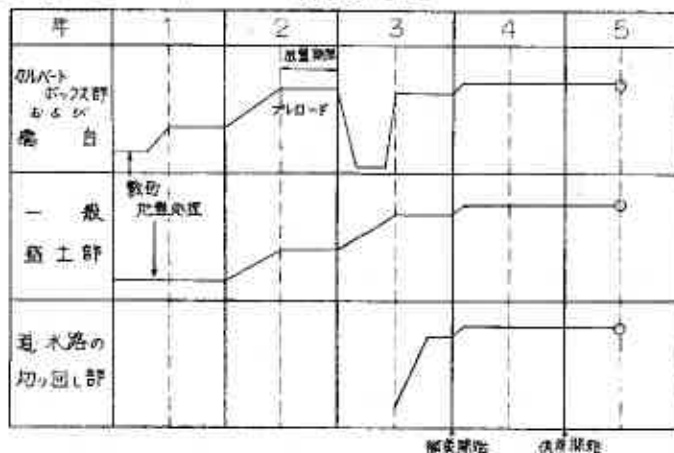


図-2 標準盛土工程

られていたために、設計自体に不確定要素伴うことが避けられないからであり、従って、設計安全率の小い盛土のような土構造物の場合は、このような設計の不確定要素が施工中の破壊につながることで多大な経済的損失を招く危険性が大きく、事実をこのような事例が少なくない。従って、とくに軟弱地盤における盛土のような土構造物の場合、各種の計器を設置して動態観測を行うことにより、構造物が設計通りにできていないかどうかをピックアップして盛土の破壊といった致命的な事態を未然に防止しながら施工することが重要であり、軟弱地盤における土構造物の一時的な施工法となっている。

このような施工法は、現場計測工法と呼ばれ、昔から行われていた方法である。ここで、盛土のような土構築物の場合は、橋梁などの構築物にくらべれば、施工中の設計変更は比較的容易であるから、現場計測工法によれば、動態観測を単に構築物が安全側にあるかどうかを確認するためだけの手段に止めず、時々刻々観測データと設計計算値を対比しながら、当初設計をテェウし、その状況に応じて、施工法や設計自体の修正を行うための手段として積極的に活用することが可能である。

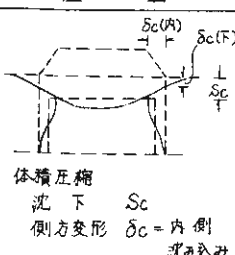
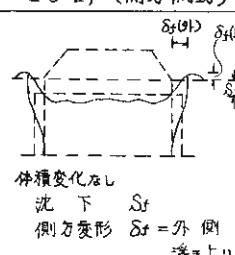
札幌～岩見沢間のようにほぼ全線が軟弱地盤の区間における盛土工事を所定の工期内に完成するためには、どうしてもこのような現場計測工法の考え方をとり入れて、合理的かつ経済的な施工を行うことが必要である。

3-2 安定管理方法

現場計測工法の可否は、盛土の安定管理がどこまで定量的にできるかにかかっている。軟弱地盤における盛土の安定管理方法の基本概念をまとめると表-1のようになる。

一般に盛土の沈下や地盤の変形の観測結果にもとづく安定管理方法がもっとも容易であり、かつ確実である。札幌～岩見沢間においては、表-1にもとづき、定性的な管理方法と定量的な管理方法を併用している。

表-1 安定管理方法の基本概念

	(安定)		(不安定)	破産の傾向	安定管理方法	
	圧密	セン断 (側方流動)			定性的指標	定量的指標
変形	 <p>体積圧縮 沈下 S_c 側方変形 δ_c = 内側沈み込み</p>	 <p>体積変化なし 沈下 S_f 側方変形 δ_f = 外側浮き上り</p>		<ul style="list-style-type: none"> 圧密変形に比べてセン断変形が過大な場合 	<ul style="list-style-type: none"> ヘアークラック のり戻りの外側上方への変位 盛工作業後の地盤リ計の動き etc 	<ul style="list-style-type: none"> $S \sim \delta_H$の勾配変化 $\Delta \delta_H / \delta_H \geq 2\%$ $\Delta \delta_H / \delta_H \geq 10 \sim 15 \text{ t/m}^2$ $S \sim \delta_H / S$の破産規準線 etc
測定値	盛土中央部沈下量 のり戻り側方変位 水平変位 鉛直変位	$S = S_c + S_f$ $\delta_H = \delta_c(\text{内}) + \delta_f(\text{外})$ $\delta_v = \delta_c(\text{下}) + \delta_f(\text{上})$		<ul style="list-style-type: none"> δ_Hが外側 δ_vが上方 δ_H / Sが増加 		
強度・荷重	体積圧縮 = 密度増加 ↓ 強度増加有り $C_0 \rightarrow C = m(P_0 + U\Delta P)$	強度増加無しまたは低下 $C_0 \rightarrow C_0$ または C_0 以下		圧密による強度増加に対する支持力以上の荷重が載荷される場合	<ul style="list-style-type: none"> 盛土工度の管理 施工法の注意事項 etc 	<ul style="list-style-type: none"> 安定訂算 チェックボーリング etc
測定値	地盤強度 $\delta_u, \delta_c \rightarrow C = \frac{1}{2} \delta_u = (\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}) \delta_c$ 盛土荷重 $\delta_d (= \delta_v \cdot H) = \alpha \cdot C$ 過剰間ゲキ水圧 $\Delta u \rightarrow$ 圧密度 U			<ul style="list-style-type: none"> Cの増加少ない $\delta_d > \alpha \cdot C$ Uが小 		

な上、軟弱地盤上の工に於いては、地盤の安定工は専ら施工上の注意事項（サンドマットの撤去出し方、サンドパイルの打設方法、盛土材のダンプロップの仕方、ダンプロップの現場内走行方法等々）も重要な安定管理の一環であり、これらは現場管理の要項として現場に徹底させている。

(1) 定性的な安定管理方法

各種の計器の動きから、地盤の状況を推定し、盛土の安定管理を行う必要がある。表-2は、盛土作業休止中の測定値の経時的傾向と地盤の状態の関係をこのまでの施工経験にもとづいてまとめられたものである。

表-2 盛土作業休止中の測定値の経時的傾向と地盤の状態

計器	地盤状態	I 期	II 期	III 期	IV 期	V 期
中央部沈下板		—		沈下	—	
ノリ尻沈下板		—		沈下または停止	浮き上り	浮き上り
変位グイ (鉛直変位)		沈下	停止または沈下	浮き上り	—	
変位グイ (水準変位)		停止または盛土側に変位	盛土外方に变位		—	
地スベリ計		停止または盛土側	盛土中より変位速さ減少		盛土中と同一速さ変位	
盛土の状態		—		異常なし	段差、クラック発生	
次段盛土の可、不可		可	可	?	不可	不可



この関係を利用して各測定値の傾向から総合的判断を行って定性的な安定管理を行うことができる。また、盛土が破壊するとその兆候として一般的にいえるのはつぎのようなことである。

- ① 盛土の天端やノリ部にヘアークラックが発生する。
- ② 盛土中央部付近の沈下量が急激な増加を示す。(図-3(a))
- ③ 盛土ノリ尻付近の水平変位が、盛土の外方向に急増する。(図-3(b))
- ④ 盛土ノリ尻付近が隆起する。
- ⑤ 盛土作業を中止しても、上記③、④のほかには地盤内の間がキ水圧が上昇し続ける。

このような兆候も定性的な安定管理の指標となる。

(2) 定量的な安定管理方法

盛土の沈下や地盤の変形、盛土荷重あるいは地盤内の過剰間がキ水圧などの測定値の傾向から盛土の破壊を予測する方法がいくつか提案されていすが、札幌～岩見沢間の盛土工事においては、常法に実施した2つの試験盛土工事においてそれらの適用性を検討した結果²⁾にもとづいて、つぎの4つの方法を併用することにより定量的な安定管理を行うこととしている。

- ① 盛土中央部の沈下量 s と盛土ノリ部の水平変位量 d の関係 ($S \sim d$ 管理図) を用いる方法

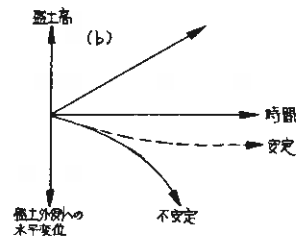
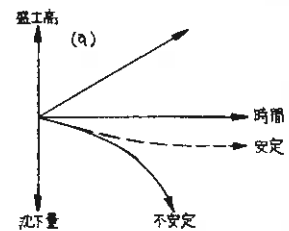


図-3 盛土の安定と不安定の兆候

- ② δ の時間的变化量 $\Delta\delta/\Delta t$ ($\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図) に注目する方法
- ③ 盛土荷重と δ の増分比 $\Delta\delta/\delta$ と δ (または盛土高 H) の関係 ($\Delta\delta/\delta \sim \delta$ (または H) 管理図) を用いる方法
- ④ δ と δ/δ の関係 ($\delta \sim \delta/\delta$ 管理図) を用いる方法

これら4つの管理図による盛土の破壊予測方法は、参考文献2)に示してあるが、実際の工事にあたっては、後述するように各管理図において多少安全側の基準を設けて安定管理を行うこととしている。

3-3 動態観測計画

これまでに述べた現場計測工法の考え方を十分に活用するためには、必要かつ十分な動態観測体制を敷かなければならない。札幌~岩見沢間の動態観測計画の骨子はおおむね以下のとおりである。

- ① 当区間の盛土区間は、地盤特性による区間区分、アロード部と一般盛土部の区分などによって、盛土条件、地盤条件および対策工が同一である区間が延長50~200m毎に区間分けられているので、この区間毎に測線を設けることを原則としている。
- ② 前述したように沈下や変形による安定管理が有効であるため、計器は盛土の沈下や地盤の変形を対象にしたものを重点的に採用する。具体的には、地表面沈下計および変位ゲイは全測線に設置しており、アロード部は一般盛土部より計器配置を密にしている。また、各盛土工事は先行するものと後行するものがあり、進捗状況がまちまちとなるため、先行工事区間は安全側をみて多少計器配置が疎になっているが、後行する工事区間では先行工事の動態観測状況を検討の上、計器配置計画を改善するなどの配慮を行っている。

- ③ また、工事区間に近接して重要な構造物がある箇所などの特殊箇所では、その目的に応じた計器配置を行っている。

- ④ 各工事現場には、軟弱地盤における工の経験者をコアとする動態観測班(6~10名編成)を置き、観測頻度は1日1回(冬期休止期間は1週1回)とする。測定データは、その日のうちに整理し、各種管理図にプロットするとともに翌日の午前中までに公園の集中管理センターへデータを送付する。

- ⑤ 図-4に標準的な計器配置図を示す。また、表-3に札幌~岩見沢間の計器一覧表を示す。平均的に約150m間隔で測線が設けられて

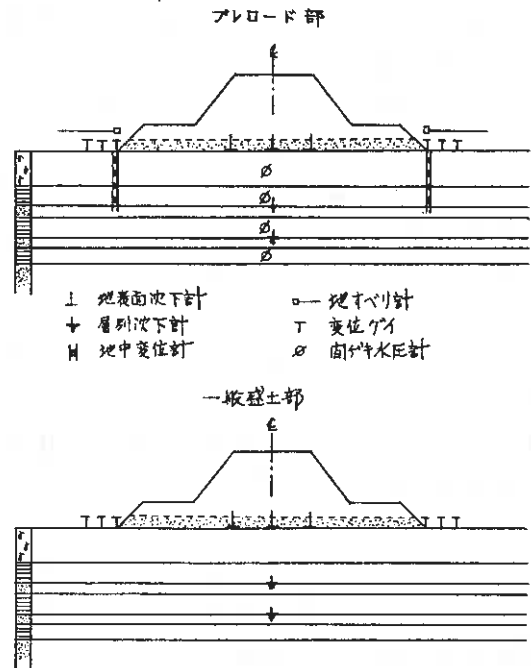


図-4 標準計器配置図

いふことがわかる。

3-4 施工方法

前述したように現場計測工法では、施工と動態観測が有機的に連動しなくてはならない。そこで、札幌～岩見沢間の盛土工事に於ける施工方法は、図-5のように実施している¹⁾。すなわち、盛土条件、地盤条件および対策工が同一である延長50～200mの区間を各々1施工区間単位として、この各施工区間単位に設けられた測線の動態観測結果をフィードバックし、区間単位に定期的に施工する方法をとっている。盛土速度は5cm/日程度を目安とし、1施工区間は1日で施工することを原則としているが(1月30cm撤だしとすれば、1施工区間は、1週間間隔程度で施工していくことになる)、実際には図-5に示すように動態観測結果にもとづいて盛土速度をコントロールすることし一月の撤だし厚の調整や放置期間の増減)が当区間に於ける現場計測工法のポイントになっている。安定管理によって盛土の不安定状態ないし破壊状態が接近したと判断された場合は、その状況に応じて思い切り、放置期間の確保、あるいは盛土荷重の軽減などの対策を講じるとともに、フィードバック、安定解析などの検討を行って、必要な対策工を実施することとしている。

表-3 計器一覧表

計器設置箇所	アロード部	一般盛土部
測線数	79	35
地表面沈下計	237	105
層別沈下計	66	15
地中変位計	22	8
地すべり計	40	2
変位ゲイ	42	60
間隔キ水圧計	64	0
水位計	14	16
砂柱中水圧計	8	8

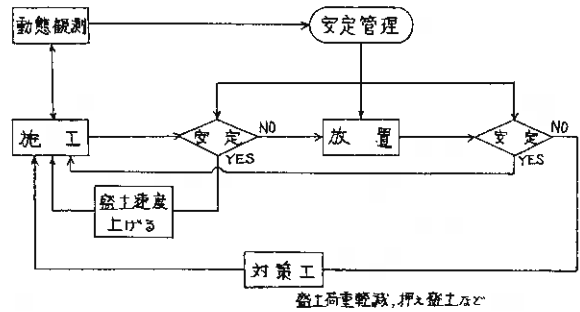


図-5 施工方法

4. 集中管理システム

4-1 集中管理システムの必要性

これまで述べたように札幌～岩見沢間の盛土区間延長は約17kmであり、本工事はこれを10工事に分割して、5つの担当課で監督することとなる。しかも、設計は極限設計に近いと考えられるので、現場計測工法を十分に活用した施工法をとる必要がある。また、各工事も先行するもの、後行するものなど進捗状況は様々であり、かつ地盤条件も変化に富んでいる。さらに動態観測のための測線数は、約120にものぼっている。したがって、当然のことながら、1担当課と1工事現場の間だけのバラバラな施工管理ではなく、札幌～岩見沢間の全体の工事をより系統的に把握した総合的な施工管理体制を敷く必要性が生じてくる。いかえれば、系統的かつ総合的な施工管理体制がなくては、当区間の盛土工事の成功はありえないと考えられる。

そこで当区間の本工事にあたっては、図-6に示すように各工事現場での施工管理とともに、公団に集中管理センターを設け、全区間の観測データを毎日集約して、現場全体を集中的に管理するシステム(集中管理システム)を導入し、系統的かつ総合的な施工管理体制をとることにした。この集中管理システムは図-6からわか

ように公団の集中管理センターの電算端末装置と電話回線により、連続した電算センターの大型コンピュータを含んでいる。なおこのような集中管理システムの導入により、ボーリングデータを含め、莫大な各種観測データの整理、蓄積が完全に行われ、供用後の維持管理への引き継ぎ、他工事への流用、さらには工賃工学上のバックデータとしての貢献など各方面へ資すること大と考えられる。

4-2 集中管理システムの内容

集中管理システムの内容は図-7に示すように公団の集中管理センターに置かれた電算端末装置と電算センターの大型コンピュータを電話回線で接続したものである。この集中管理システムの運用は、つぎのように行われる。

- ① 各工事現場から毎日、直接またはテレックスによって集中管理センターへ前日の観測データが送られる。
- ② データはデータ装置によりフロッピーディスクにパソコンされる。
- ③ ディスクにパソコンされたデータは通信端末装置によって電算センターの大容量記憶装置に送られる。
- ④ このデータの中から各種管理図および管理指標作

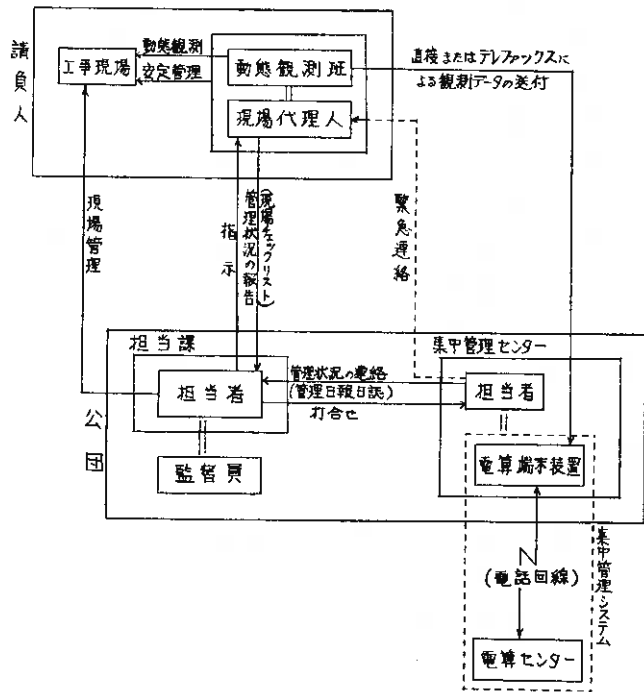
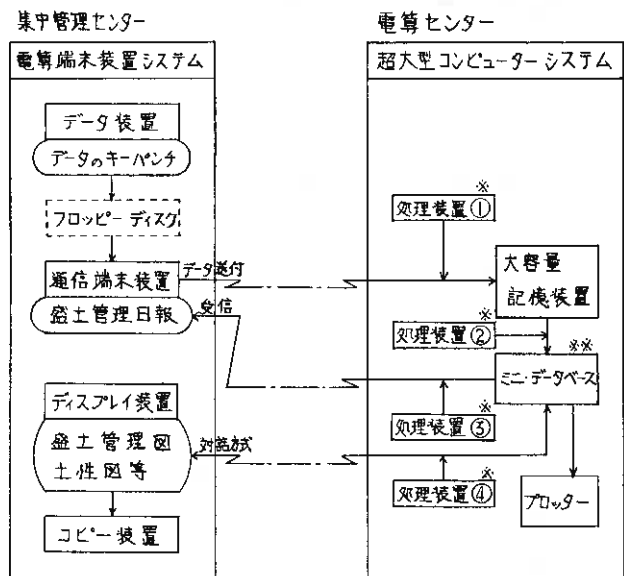


図-6 施工管理体制



- ※ 処理装置①～④への指令内容
 ① データの送付、データのチェックおよび交換、データの蓄積指令
 ② 管理用データ(或下量、変位量)の選取および蓄積指令
 ③ 盛土管理日報の作成とプリントアウト指令
 ④ 管理図、土性図等の作成指令
 ※※ 管理日報・図作成のための加工データのみ蓄積

図-7 集中管理システム運用図

- 成に必要なデータが引きだされて処理され、ミニデータベースへ蓄積される。
- ⑤ これらはミニデータベースから集中管理センターの通信端末装置を通じて盛土管理日報としてアウトプットされる。
 - ⑥ 必要な場合は、集中管理センターのグラフィックディスプレイ装置を用いて各種管理図をグラフでとりだすことができる。
 - ⑦ 欠図の集中管理センターでは、アウトプットされた盛土管理日報や各種管理図をもとに検討を加えて、各工事の担当課に対して施工管理上の注意事項等のコメントを連絡する。

4-3 運用状況

集中管理システムの運用状況は、つぎのとおりである。

(1) 運用時間

現場で観測されたデータは、その日のうちに現場で整理され、翌朝、集中管理センターに直接またはテレックスによって送付されてくる。このデータのインプット作業は、午後4時頃終了、電算処理の後、午後5時頃には各担当課へ注意事項等のコメントが連絡されている。

(2) 盛土管理日報

盛土管理日報としてアウトプットされる内容は、表-4のとおりである。

***** エリート カントリー コンプラ *****

STA.	WN	S	D	ALP1	ALP2	WN	WN	DEL.D	WN	D.Q/D.D	WN	H	DEL.H	DAY	PJ/PF	WN	ALP3	WN	D/S	WN
測尺	警	積	水	S~δ管理図		α1/α2~H管理図		α1/α2~H管理図		盛土高	Δ盛土高/日	日数	S~δ/S管理図							
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)							(m)	(m)	(日)								
297+30.00	*	145.7	34.5	.27	.89	*	*	1.30	.69	.69	3.05	.010 (2)	.88	.18	*	.24				
207+84.70		202.2	2.0	.21	-.18			.85	.90	4.13	1.60 (2)	.67	7.35		.81					
210+34.00	*	152.4	15.4	.12	10.69	*	*	.30	.00	3.62	900 (3)	.78	1.14		.10					
211+74.70	*	24.4	10.4	.12	.69	*	*	.55	.69	4.20	.000 (1)	.71	.62		.43					

表示される指標は、①測尺STA ②累計沈下量S ③累計水平変位量D ④S~δ管理図の指標ALP1、ALP2 ⑤α1/α2~H管理図の指標DEL.D ⑥α1/α2~H管理図の指標D.Q/D.D ⑦累計盛土高H ⑧その日の盛土施工高DEL.H ⑨その日の盛土施工からの経過日数DAY ⑩S~δ/S管理図の指標PJ/PF、ALP3、D/Sである。また、WNは警告標示であり、各指標が指示されている基準値をオーバーした場合に*印でプリントされる。警告標示の条件は、各管理図の検討結果²⁾を参考に

つぎのような安全側のものとしてあり、

- ① S~δ管理図 --- $\alpha_2 (=ALP2) \geq 0.5$ の場合 (図-8(a))
- $\alpha_2 (=ALP2) \geq \alpha_1 (=ALP1) + 0.5$ の場合

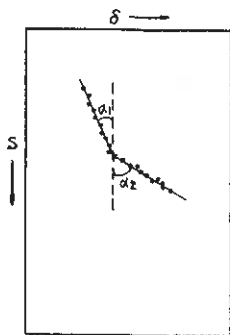


図-8 a

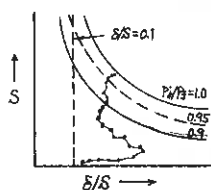


図-8 b

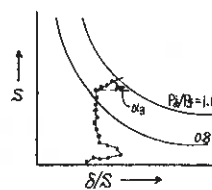


図-8 c

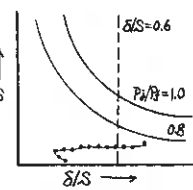


図-8 d

図-8 管理図の説明

② $\Delta\delta/\Delta t$ ~ 土管理因 ---
 $\Delta\delta/\Delta t (= DEL.D) \geq 1.5 \text{ cm/日}$ の場合

③ $\Delta\delta/\Delta\delta$ ~ H管理因 ---
 $\Delta\delta/\Delta\delta (= D.Q/D.D) \leq 15 \text{ t/m}^2$ の場合

④ $S \sim \delta/S$ 管理因 ---
 { $\delta/S > 0.1$ で $P_i/P_j (= PJ/PF) \geq 0.95$ の場合 (図-8(b))
 $P_i/P_j \geq 0.8$ で $-1 \leq \alpha_3 (= ALP3) \leq 1$ の場合 (図-8(c))
 $\delta/S (D/S) > 0.6$ の場合

(3) 安定管理の判断

盛土管理日報で警告標示がでた測尺については、各種の指標を総合的に判断して、それが見かけのものかどうかの判定を行う。検討を要すると判断された場合は、各管理因をグラフィックディスプレイによりアウトプットさせて検討する。(図-9~図-11に管理因のアウトプット例を示す)。さらに必要な場合は、沈下量、水平変位量、間ゲキ水圧などの時間的変化もアウトプットして検討を行う。

こうして総合的に判定した各測尺についてのコメント(施工継続の是非、施工上の注意、盛土速度の増減など)は、各担当課へ連絡され、各担当課では現場からのテックリストなどによる管理状況の報告とも照しあわせて、現場に灯し指示を行う。

こうした管理体制は、公団の集中管理センター、各担当課、各請負人との密接な協賛、連絡によって運営されている。

(4) 集中管理システムの電算処理能力

この集中管理システムは、上述した日常的な安定管理の

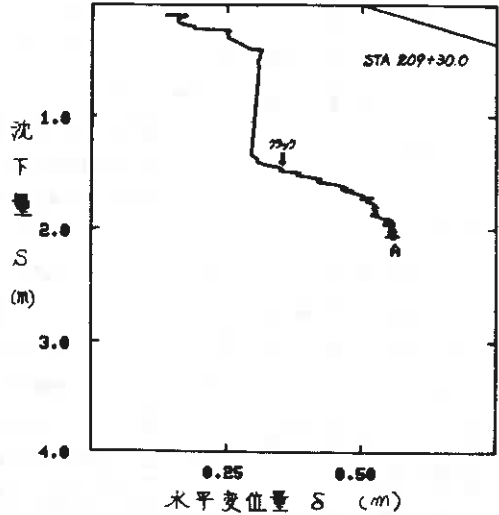


図-9 $S \sim \delta$ 管理因アウトプット例

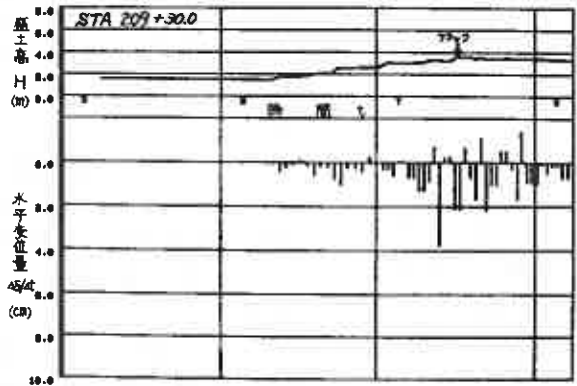


図-10 $\Delta\delta/\Delta t$ ~ 土管理因アウトプット例

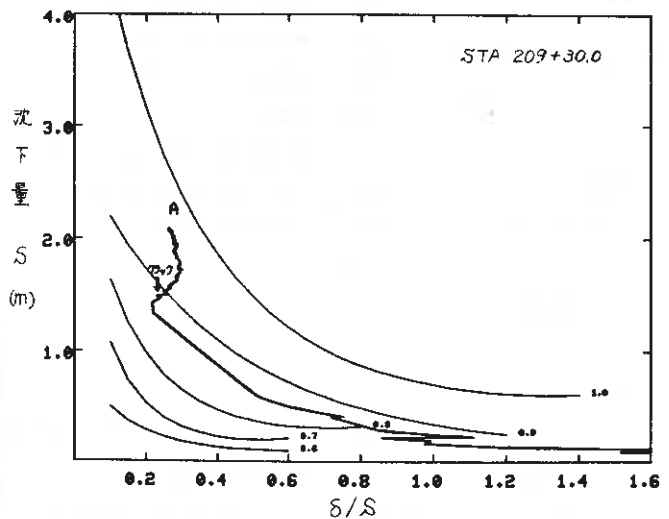


図-11 $S \sim \delta/S$ 管理因アウトプット例

ための電算処理能力の他、各種解析、検討のための電算処理能力を備えている、すなわち

- ① ボーリングデータ
の記憶および
工程図、土質定
数相関図等の作
図
- ② 沈下、安定計算
- ③ 動態観測データ
の記憶およびデ
ータの加工

が可能である。

①および②に關してアウトプット可能なものを列挙すると表-5のようである。

5. あとがき
札幌~岩見沢間の本線工事は、昭和53年6月より順次着工しており、ここで述べた動態観測の集中管理システムは、昭和54年8月より導入工中である。現在のところこのシステムは順調に動いているが、なお改良すべき点もあり、今後さらに改良発展させながら、工事が完了までやってゆきたいと考えている。

表-5 アウトプット可能なもの

Output できる内容	
1.	盛土高の実測経時変化図
2.	盛土の横断形状図
3.	地表沈下の実測経時曲線
4.	・ 時間-log scale の経時曲線
5.	・ 時間-route scale の経時曲線
6.	・ 日当り沈下速度図
7.	・ 横断形状図
8.	・ 横断沈下土量の経時曲線
9.	層別沈下の実測経時曲線
10.	層圧縮量の経時曲線
11.	地表側方変位の実測経時曲線(浮上り量・水平変位量とも)
12.	・ 形状図(ベクトル表示)
13.	・ 日当り変位速度図
14.	・ 浮上り土量の経時曲線
15.	地中側方変位の深度方向実測変位形状図
16.	・ 任意深度での実測経時曲線
17.	・ 日当り変位速度図
18.	・ 変位土量の経時曲線
19.	地表沈下量に対する地表側方変位量の比率と地表沈下量との関係図(松尾氏)
20.	層圧縮量に対する地中側方変位量(任意深度)の比率と層圧縮量との関係図
21.	地表沈下土量に対する地中側方変位土量の比率の経時変化図
22.	・ 地表側方変位土量(浮上り土量)の比率の経時変化図
23.	間ギャ水圧の実測経時曲線
24.	過剰間ギャ水圧の経時曲線
25.	上記各図における2ヶ以上のDataの重ね合せ図
26.	双曲線法による沈下予測
27.	浅岡法による沈下予測
28.	√t法による沈下予測
29.	柱状図
30.	物理的性質(Gs, Wn, LL, PL, It, Lig)の深度分布図
31.	Cone 指数の深度分布図
32.	N値の深度分布図

<参考文献>

1) 栗原則夫、野上幸治：軟弱地盤における盛土の破壊予測方法について、土質工学会北海道支部技術報告資料第18号、1978、P21~30
 2) 栗原則夫、高橋朋和：盛土基礎地盤の破壊予測に關する考察、第14回土質工学研究発表会 昭和54年度発表講演集、1979、P801~804

⑪ 乾燥砂の繰返し三軸試験における計測・解析システムの一例

北見工業大学 鈴木輝之

1. はじめ

工の動的試験では、一般に現象の変化が速いから、各種ゲージ等の目測による計測は不可能なことが多く、必然的に自動記録による計測が必要になってくる。

当土質研究室では、昭和51年度に空気圧式の繰返し三軸試験機を試作¹⁾し、引続き繰返し応力下の乾燥砂の変形特性に関する研究を続けてきている。その間、当初行なえなかった体積変化の自動記録をするための装置を開発することにより、軸力、軸変位、半径方向応力（セル圧）、体積変化の4つの自動記録を行なえるようになった。さらに昭和53年度よりデータ処理装置が導入され使用可能になった。これによって記録データの整理が手作業から電算機処理に代り、処理精度が著しく向上し、さらに、手作業では不可能な複雑、高度な処理が可能となった。本報告では、これらの装置の概要と、データ処理の一例について述べる。

2. 実験装置及び変形の検出

装置は、電磁弁の切換え方式による、空気圧式繰返し三軸試験機である。載荷部および計測器部の概要を図1および写真1、2に示す。なお、荷重制御部をも含めた装置全体の機構については既報²⁾で述べている。図1に示すように本装置は静的一定荷重と繰返し荷重を別のシリンダーによって独立して加えられるようになっている。さらに載荷ピストンと供試体の直径を同じにしてある。したがって、一般的な円柱供試体において考え得る、静的一定荷重と繰返し荷重の種々の組合せによる載荷が可能となっている。

計測に用いているセンサーはすべてヒズミゲージ式変換器であり、現在使用しているものについて表1に一括して示す。

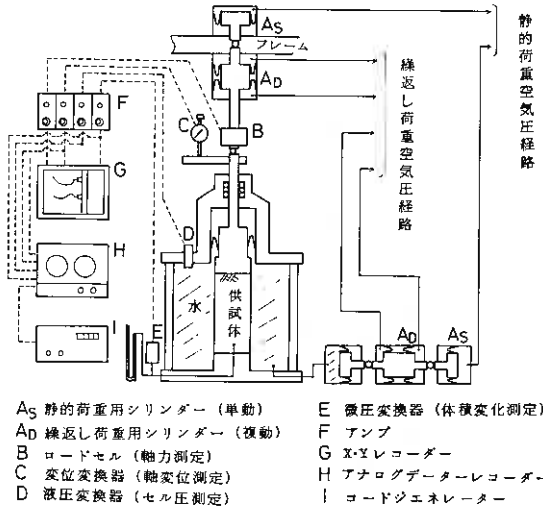


図1 載荷部および計測器部の構成

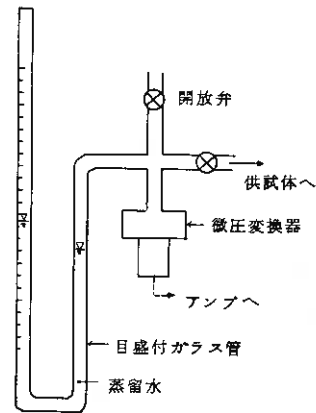


図2 体積変化測定装置の機構

体積変化は図2に示す装置による間接測定である。この装置は供試体の体積変化に伴いU字管の水位変化と管路内(供試体の間ゲキに通じる)の空気圧の変化が生じるとき、供試体の体積変化、U字管水位、管路内圧力の三者の間に直線関係が成立することを利用するものである。これら三者の関係を予め検定して置き、管路内の空気圧変動を測定することにより間接的に体積変化を測定するものである。また、U字管の水位から目視による体積変化を測定することも可能である。本装置は原理的にはエアマノメーター法²⁾を簡便化したものと言えるが、体積変化の連続的な自動計測が可能であり、さらに取扱いも非常に容易である。一方早い変化に対する追従性が懸念されたが、この点についても後掲の図3の記録例に見られるように、近似矩形波に対する体積変化に対してかなり良い追従性を示すことが分かった。



写真1. 載荷部



写真2. 計測器部

3. データの記録

表1の各種変換器により検出された変化量は、図1に示されるように、X・Yレコーダーとアナログデータレコーダー(以後データレコーダーと言う)の両方に同時記録される。

図3は等方応力状態から、軸方向に増減の繰返し応力を加えたときの軸方向変位と軸力、軸方向変位と体積変化の関係をX・Yレコーダーに記録した例である。この曲線は、そのまま、軸応力-ヒズミ曲線あるいは軸ヒズミ-体積ヒズミ曲線とはならないが、これらの曲線とほぼ相似とみなすことが出来る。したがって、この記録は、変形特性全体を定性的に見るには便利である。

しかし、この図から具体的な数値を拾い出すとすれば、その作業は大変なものとなる。

アナログデータレコーダーの具体的な数値化は、

- i) 軸力測定
 ロードセル(LU-200KE)
 最大容量 200 kg
 非直線性 0.2% フルスケール
- ii) 軸変位測定
 ダイアルゲージ型変位変換器(DT-20B)
 最大容量 20 mm
 非直線性 0.5% フルスケール
- iii) セル圧測定
 圧力変換器(PG-10KU)
 最大容量 10 kg/cm²
 非直線性 0.3% フルスケール
- iv) 体積変化測定
 微圧変換器(PG-50GC)
 最大容量 50 g/cm²
 非直線性 1.0% フルスケール

表1. 各種検出器

データレコーダーの記録から後述のデータ処理装置を用いることにより行なっている。

図4にデータレコーダーの記録形態を模式的に示してある。なお今回の実験例では、セル圧（半径方向応力）は変化させていないので記録にはとっていない（以下同様）。データレコーダーの記録は、データ処理装置で再生処理されることになる。したがってこのデータ処理装置はアナログ磁気テープを媒体としたオフラインシステムということになる。

データ処理装置では、磁気テープの1つのチャンネルに記録された所定のパルス信号（以後コード化情報と呼ぶ）を検索しそのコードにより、指定された区間のデータを処理する機構になっている。このコードの番号は1~9999まであり、任意の番号が選べるようになっている。このコード信号を発生する装置が図1に示すコードジェネレーターである。図4中にコード化情報の一例を示してある。

同図中のCOD, CALO等の名前のついている処理区間に任意のコード番号を割り当てることになる。

このコード化情報の記録は一般には実験中に、そのデータの記録と並行して行なうのが間違っても少なく手間もかからなく済む。

4. データ処理装置の概要

装置（DAAS-500 ASHZ 型、共和電業製）の構成を図5に、外観を写真3、4に示す。この装置は図4のような記録をされた磁気テープをセットした、再生用データレコーダーを電算機でコントロールし、コード化情報に基づいてデータ記録位置を検索—AD変換—計算処理の順で所定のデータ処理作業を自動的に行なえる装置である。

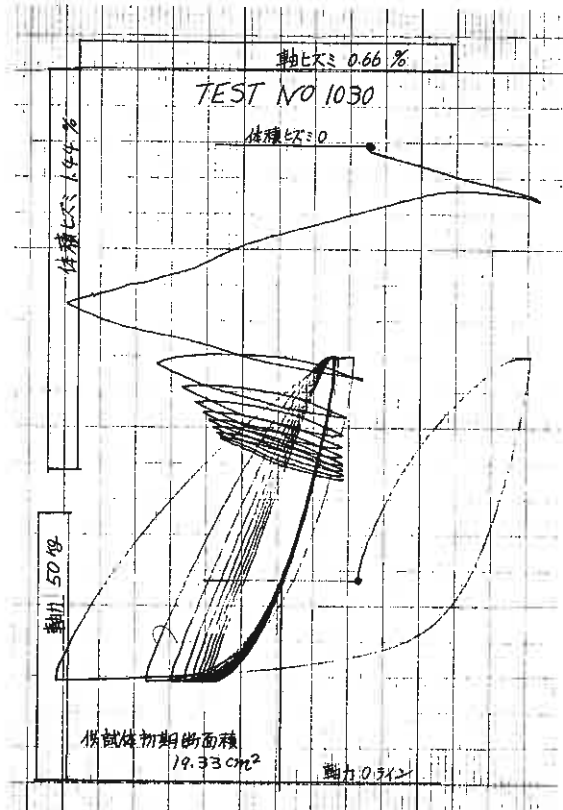


図3. X・Yレコーダーの記録例

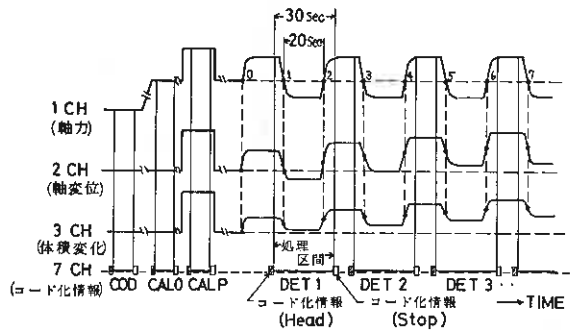


図4. データレコーダー記録の模式図

この装置の特色は、コード化情報に基づいて、アナログ磁気テープ上の必要データを検索し、再生する機能にあり、その後AD変換されたデータを所定の計算処理する部分については一般の電算機システムと同じである。

本装置はアナログ磁気テープ上の各種の記録を任意の形で解析処理する汎用機として開発されたシステムであり、工質実験のデータを解析するためというような特定の使用目的で開発されたものではない。したがって融通性を持たせるためにその機能はソフトウェアによって変えられているという性格が強い。このような汎用機を特定の目的に対してどの程度まで高度なデータ処理をさせ得るかは、ソフトウェアの開発の優劣にかかっていると言える。一方、一担処理プログラムが完成してしまえば、装置は自動運転による無人化が可能であり、省力化の面での著しい効果は言うまでもない。

5. 処理プログラムの一例

ここでは、図3に示される記録例と並行してとられたデータレコーダ記録の処理例について述べる。なお求める結果は、繰返し応力の大きさや残留変形（等方応力状態になったときの変形）とする。データ集録時に記録されたコード化情報は図4の通りである。ここで、CALOは無載荷時の記録である。CALPはキャリブレーションの原点であり、さらに2%の等方応力を載荷した時点での記録でもある。さらにCALPは各チャンネルに所定のキャリブレーションを入れたときの記録でCALPとCALOの差がキャリブレーションの値となる。処理の流れ図を図6に示す。検索するコード番号やキャリブレーションの物理量などの処理条件は、システムタイプライターから、対話形式で入力していくことも可能であるが、ここでは自動運転を行なうに

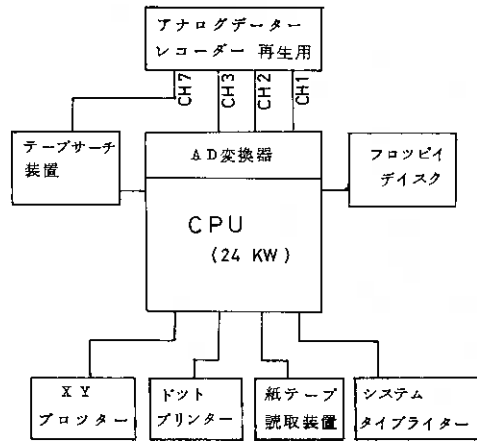


図5. データ処理装置の構成



写真3. データ処理装置(本体部)



写真4. データ処理装置(入出力部)

め、前もって処理条件を打込んだ紙テープを用意し、紙テープ読取り装置から順次読込ませている。

上記の残留変形を求めるための計算処理の内容を図4のDET1のデータ为例にして説明すると次のようになる。(出力例は図7参)

- 1). AD変換: 30秒間で、各チャンネルで1500個、計4500個のデータを拾う。
- 2). 前もって拾ってあるキャリブレーションの値と、その物理量(紙テープより読込み)を用いて、各チャンネルのデータを物理量に変換する。1CH(軸応力)の計算では2CH、3CHの変換値を用いて供試体の断面積補正計算も行なう。
- 3). データ番号1番から1500番目までの1500個の軸応力の計算値(SIGMA)において、最大値、最小値、CALOに最も近い値(図4中の点1と2に対応)を見出してそのデータ番号(N)を確定する。

- 4). 3)で確定したデータ番号に対応する軸応力のときの主応力比(θ/p)、動員マサツ角の正弦(SIN)を計算する。
- 5). 3)のデータ番号に対応する2CHの軸ヒズミの計算値(HIGHT)と3CHの体積ヒズミの計算値(VOLUME)からせん断ヒズミ(GAMMA)を計算する。
- 6). 3)のデータ番号に対応する、N、SIGMA、 θ/p 、SIN、HIGHT、VOLUME、GAMMA、の値を出力する。

以上の計算において、軸応力の最大値と最小値が繰返し応力の大きさであり、1CHでCALOに最も近い値となるNに対応する2CH、3CHの計算値が残留変形ということになる。なお、各チャンネルの値はCALO(等方応力状態)を0点として計算しており、軸ヒズミは圧縮側を正、体積ヒズミは収縮側を正、また軸応力は圧縮側が正、伸張側が負の値となって計算される。

6. あとがき

以上、当研究室で行なっている砂の繰返し三軸試験の計測、データ処理システムの現状を報告してきた。これらのシステムの導入により、測定精度の向上、能率の向上はもちろん、これまで努力的に不可能であったようなデータ処理の内容も可能となりつつある。しかしこのような多大な貢献の反面、いわゆる“生のデータ”に接する機会が少なくなることも事実であり、複雑怪奇な土の性質を調べる手

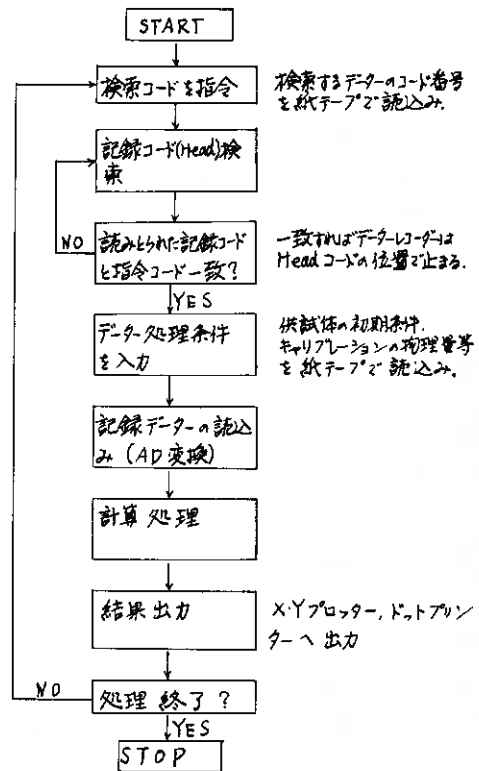


図6. データ処理の流れ図

TEST NO=1030

PRELOADING.

LATERAL PRESS= 2.00

0-0 25.5740

SIGMA(1)= 50.000000 SIGMA(2)= 0.006597 SIGMA(3)= 0.014410

CHANNEL	CAL-0	CAL-1
1	317.0	708.9
2	-50.2	176.6
3	-54.4	534.5

DETAIL NO= 1

N	SIGMA	Q/P	S IN	HIGHT	VOLUME	GAMMA
1474	2.121794	0.783741	0.346597	-0.000168	0.009563	-0.004533
1215	-1.058884	-0.642901	-0.360026	-0.005280	0.005953	-0.010997
1	2.090528	0.000000	0.000000	0.002281	0.002228	0.003357
1500	2.119870	0.000000	0.000000	-0.000168	0.008578	-0.004541
241	0.044697	0.000000	0.000000	0.001757	0.002020	0.001626
1293	-0.009774	0.000000	0.000000	-0.004096	0.006711	-0.009500

DETAIL NO= 2

N	SIGMA	Q/P	S IN	HIGHT	VOLUME	GAMMA
1439	2.135747	0.787542	0.348083	-0.000343	0.009896	-0.005462
1086	-1.051337	-0.637344	-0.356547	-0.003647	0.008104	-0.009522
1	2.119062	0.000000	0.000000	-0.000061	0.008672	-0.004128
1500	2.130935	0.000000	0.000000	-0.000360	0.009953	-0.005516
226	0.023025	0.000000	0.000000	-0.001161	0.008025	-0.005754
1275	-0.023264	0.000000	0.000000	-0.002774	0.008698	-0.008510

DETAIL NO= 3

N	SIGMA	Q/P	S IN	HIGHT	VOLUME	GAMMA
1499	2.142503	0.789378	0.348800	-0.000357	0.010527	-0.005799
1216	-1.049577	-0.635906	-0.355446	-0.003203	0.008918	-0.009244
1	2.136751	0.000000	0.000000	-0.000254	0.009965	-0.005363
1500	2.140433	0.000000	0.000000	-0.000363	0.010332	-0.005810
233	0.016861	0.000000	0.000000	-0.001295	0.009238	-0.006572
1283	-0.024585	0.000000	0.000000	-0.002412	0.009491	-0.008664

DETAIL NO= 4

図7. テータ-処理結果の出力例

段としては好ましくない面が出てくることも否定出来ないであろう。今後このような反省をも含め、目的により合った使用法を開発していくつもりである。

最後に処理プログラムの開発に当って多大の御指導をいただいている本学土木工学科佐藤幸雄助教授に對して感謝の意を表わします。

文献

1) 鈴木輝之：“くり返し応力による乾燥砂の変形特性の変化”，技術報告資料17号，昭和52年。

2) A.W. Bishop, D.J. Henkel：“The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test” EDWARD ARNOLD.

3) 安藤、吉田、辻次：“動的現象の集録と処理システムについて（その1, その2）”，共和技報 NO227, 228, 1977.

⑫ 砂の変形・強度特性における初期構造依存性

北大工学部 (印) 土 岐 祥 介

〃 (〃) 三 浦 清 一

〃 (〃) 〇 稲 直 美

1 まえがき

室内で砂のせん断試験を行なう場合、試験に用いる供試体がどのような初期構造をもっているかを把握することは、試験の結果を吟味し実際に適用する上で有益なことである。

重力場で作製した砂供試体は何らかの構造異方性を生じ、これを反映してその変形・強度特性の面においても著しい異方性が現れることが指摘されている。すなわち、種々の供試体作製法によっても、それが重力場で実施されている場合には多かれ少かれ供試体は異方的であり、それを等方的と考えて議論することは危険であることを示唆している。

著者らは先に、多重ふるい落下装置で比較的再現性がよく、かつ均質な供試体を供給できることを示した¹⁾。そこで、本論文の目的を、多重ふるい落下法による供試体と従来多く用いられているタッピング法による供試体の変形・強度特性を比較し、初期構造が力学特性にどのような影響をおよぼすかを調べることにいった。そのために、広範囲の相対密度において三軸圧縮および伸張試験を行なった。

2. 試験方法

2-1. 試料および供試体作製法

本試験に用いた砂試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $e_{max} = 0.992$, $e_{min} = 0.625$) である。ただし、最大・最小密度は「砂の相対密度試験法基準化委員会」の試案²⁾によって求めたものである。

砂供試体の作製法には種々の方法が考えられるが、ここでは次の2通りの作製法に限って試験を行なった。

(イ) 空中タッピング法 (Dry Tapping ; Tpd 法と略す)

この作製法は、メンブレンを装着したモールド内に空中で数層にわけて試料を流し込み、モールド側面を適宜にたたくことにより所定の相対密度を得る方法である。

(ロ) 多重ふるい落下法 (Multi-Sieving Pluviation ; M.S.P 法と略す)

すでに著者らによって紹介されている方法で、多重ふるい落下装置を用い、種々の落下高さとしふる径の組み合わせにより所定の相対密度を得る方法である。

2-2. 三軸圧縮・伸張試験

試験に用いた静的三軸試験装置は通常のもので、三軸試験用供試体寸法は径 50mm、高さ 120mm の円柱供試体である。M.S.P 法、Tpd 法とも供試体作製後 CO₂ を通し、引続き脱気水で飽和させた。その後、196 kPa のバックプレッシャーを与えている。

この方法によるとB係数はほぼ0.98以上になることを確認している。以上の方法で作製した供試体を有効側圧196 kPaのもとで約1時間圧密(この時の相対密度を D_{ro} としている)し、その後、ひずみ制御($\dot{\epsilon}_a = 0.23\%/min$)で側圧一定排水三軸圧縮・伸張試験を行なった。また、端面摩擦除去のため、シリコングリースを塗布した厚さ0.2mmのゴム膜を供試体上下端においている。

3. 試験結果とその考察

3-1. 三軸圧縮特性

3-1-1. 応力・ひずみ・ダイレイタンス特性

図1に、三軸圧縮試験より得られた $q/p' \sim \epsilon_v$ ($\epsilon_v = \sigma'_a - \sigma'_r$; 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, $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r)$, $\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$)の関係を示す。これによると、M.S.P法とTpd法では明らかな違いをみせており、Oda³⁾ Ladd, Mulilisらの指摘するように供試体作製法の相違による力学特性の差が著しいことが理解されよう。

図2に $\gamma \sim q/p'$ ($\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r$)の関係を示す。図1からも明らかのように、同じ相対密度であってもM.S.P法の供試体の方がTpd法のそれよりも破壊時の $(q/p')_{max}$ が大きいことがわかる。

M.S.P法とTpd法の供試体の変形特性の違いを広範囲の D_{ro} について調べるために、 D_{ro} に対して割罫係数 E_{50} 、体積ひずみの最大値 $(\epsilon_v)_{max}$ をプロットしたものを次に示す。

図3は $D_{ro} \sim E_{50}$ の関係を示すグラフである。明らかにTpd法の供試体のほうがばらつきは大きく、その中にM.S.P法の供試体の E_{50} が比較的ばらつきが少なく直線的に分布していることがわかる。

図4に、 $D_{ro} \sim (\epsilon_v)_{max}$ の関係を示す。 E_{50} の傾向と同様に、Tpd法の $(\epsilon_v)_{max}$ は帯状をなしており、その中にM.S.P法の値が実線で近似されるように分布していることが理解されよう。

ところで、供試体作製法つまり供試体の初期構造が異なっているにもかかわらず、応力比 \sim ダイレイタンス

速度の関係には影響をおよぼさないという実験事実が報告されている³⁾。そこで、図5にM.S.P法とTpd法による供試体の三軸圧縮試験より得られた $\tau = q/p' \sim d\epsilon_v/d\gamma$ の関係を示す。ただし、これは通常の側圧一定三軸圧縮試験より得られたものである。

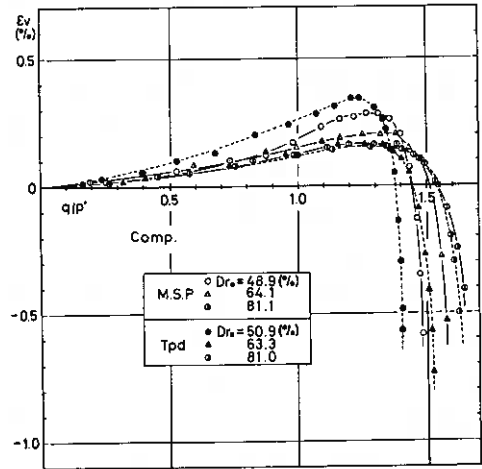


図1. $q/p' \sim \epsilon_v$

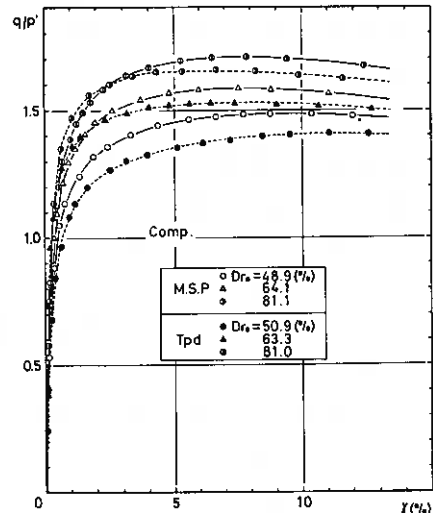


図2. $\gamma \sim q/p'$

り、 ϵ_v, γ とともに弾性成分と塑性成分が分離されておらず厳密な議論はできないと思われる。しかし、それにもかかわらず $d\epsilon_v/d\gamma > 0$ の範囲では相対密度と供試体作製法の影響をうけず、 $q/p' \sim d\epsilon_v/d\gamma$ の関係は一本の直線で近似できる傾向を示している。

それではなぜ、図1~2に示す応力~ひずみ関係は、相対密度、初期構造の影響をうけるにもかかわらず、応力比~ダイレイタンス速度の関係はこれらの要因の影響をうけないのだろうか。この理由のひとつとして、最上・今井⁶⁾が指摘しているように、実際のせん断中の砂の内部において、各瞬間に相対的にすべりが生じている粒子接点はごく少数であり、これらがその瞬間における供試体の変形を支配していると考えれば、個々の粒子接点でのすべりの距離、全体の中ですべっている接点数は、相対密度、初期構造などの影響をうけるであろう。しかし、ひずみ増分の比をとるとこれらの要因は相殺されるから、図5のように相対密度、供試体作製法の影響をうけず同じ傾向を示すのであろう。

3-1-2. せん断抵抗角 (ϕ_{dc})

3-1-1で述べたように、M.S.P法による供試体はTpd法のものより大きな $(q/p')_{max}$ を示す。図6に、 $\sin \phi_{dc} = 3 \cdot (q/p')_{max} / (b + (q/p')_{max})$ より算出したせん断抵抗角 ϕ_{dc} の値を D_{ro} に対してプロットしたものを示す。図によると、M.S.P法の供試体は D_{ro} にかかわらず $1 \sim 2^\circ$ 大きい ϕ_{dc} を与えることがわかる。なぜ、M.S.P法の供試体のほうが大きい ϕ_{dc} を与えるかについては3-1-3で議論するが、Tpd法の供試体の不均質性に原因がある

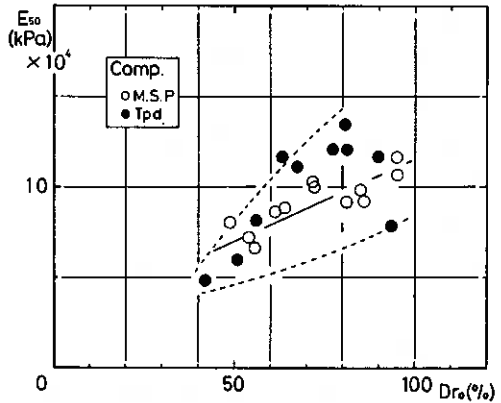


図3. $D_{ro} \sim E_{so}$

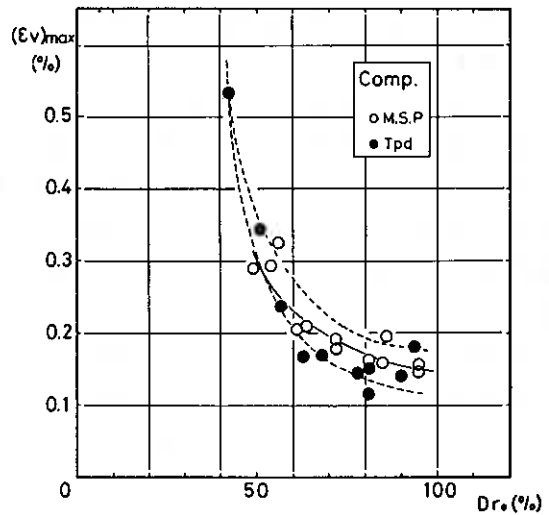


図4. $D_{ro} \sim (E_v)_{max}$

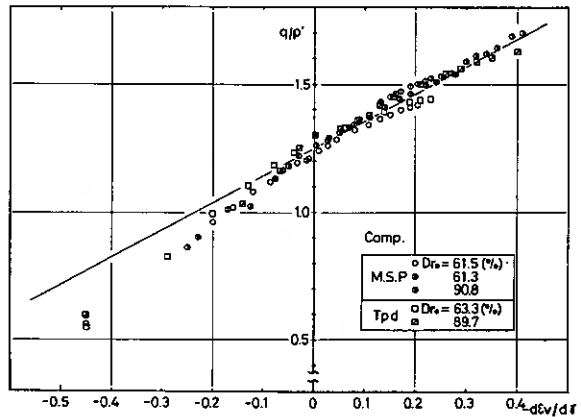


図5. $q/p' \sim d\epsilon_v/d\gamma$

のどはなかろうか。

3-1-3 三軸圧縮特性の考察

3-1-1, 3-1-2において、M.S.P法とTpd法による供試体の変形・強度特性を比較したわけであるが、次の点が明らかである。

- (1) $D_{ro} \sim E_{50}$, $(E_w)_{max}$ の関係をみたとき、Tpd法はM.S.P法に比べてばらつきが大きい。
- (2) ピーク強度に対応する ϕ_{dc} の値は試験した相対密度の全範囲においてM.S.P法による供試体の方が約1~2°大きい。

この(1), (2)の事実は明らかにM.S.P法とTpd法による供試体の初期構造の相違を反映していると思われる。供試体の初期構造を考える上で重要な要素は、異方性と不均質性であると考えられるが、砂の構造に関する最近の研究は異方性に重点をおきすぎているきらいがあり、不均質性というもうひとつの要素が軽視されがちである。

異方性について小田³⁾は、次の2種類が識別できるという。つまり、(1) 扁平粒子の長軸の定方向配列と、(2) 粒子間接点での法線方向の卓越配列によるものである。そこで、M.S.P法による供試体とTpd法による供試体の異方性について考えてみる。砂供試体の異方性は、それが重力場で作製される限り必ず存在し、その程度は砂の堆積過程に依存すると考えるならば、M.S.P法で作られた供試体もTpd法によるそれもある程度の異方性をもっているだろうことは想像に難くない。しかし、M.S.P法は砂を空中でいく層かごのふりを通して分散させ、自由落下により供試体を作製する方法であり、Tpd法のように、モールド内に砂を注ぎ込んでから人力を加える方法と異なり、微視的な異方性はTpd法よりも強いと思われる。

次に、M.S.P法とTpd法による供試体の不均質性について考えてみる。上述のように、M.S.P法は砂をふりを通して自由落下させる方法で、砂を堆積させたあとで人力を加えていない。逆に、Tpd法は砂をモールド内にいく層かにわけて注ぎ込み、そのつどモールド側面をTにいて所定の相対密度を得る方法であるから、明らかにTpd法による供試体中には間かき比のばらつきが存在し、この意味で不均質であろうと思われる。

このように、M.S.P法の供試体は、異方性はTpd法よりも強いが均質であり、Tpd法の供試体は異方性についてはM.S.P法よりも弱いだろうが、均質性についてはM.S.P法よりも劣ると推察される。すると、前述したように、Tpd法の供試体では $D_{ro} \sim E_{50}$, $(E_w)_{max}$ の関係がばらつくという事実は、Tpd法による供試体の不均質性によって説明できる。つまり、同じ相対密度のTpd法の供試体であっても、モ-

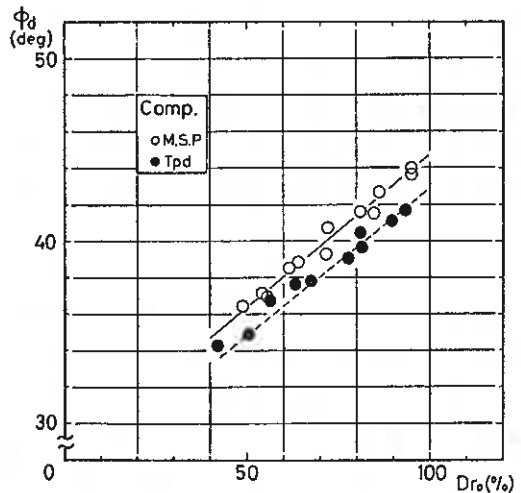


図6. $D_{ro} \sim \phi_d$

ルトを τ に τ とくという人為的な誤差のほりりやすい操作のために不均質構造が供試体ごとに違っており、そのために変形特性においてばらつきが生じると考えられる。これは、不均質が粒状体の破壊に影響をおよぼすだろうという最上の⁷⁾指摘に符合しており、石井らの⁸⁾供試体の内部に密度の不均質が存在するとき、せん断特性はゆるい部分に支配される、という実験結果に対応するものである。

同様に、せん断抵抗角 ϕ_{dc} は T_{pd} 法の供試体のほうが小さいという事実も、 T_{pd} 法の供試体の不均質性によって説明できる。上述のように不均質供試体のせん断特性が供試体の弱い部分に支配されるならば、当然 ϕ_{dc} はより均質なM.S.P法の供試体よりも小さいであろう。更に、M.S.P法の供試体のほうが ϕ_{dc} が大きい要因の中にはM.S.P法の方がより異方性が強いということも含まれているだろう。

3-2. 三軸伸張特性

3-2-1. 応力・ひずみ・ダイレイタンス特性

図7、図8に側圧一定伸張試験より得られた τ/p' ~ ϵ_v 関係、 γ ~ τ/p' 関係の代表的なものを示す。図7より明らかにM.S.P法の供試体の方が $(\epsilon_v)_{max}$ が大きいことがわかる。図8は、 T_{pd} 法の供試体がM.S.P法の供試体に比べて比較的小さな変形で強度が発揮されており、かつ $(\tau/p')_{max}$ が大きいという結果を示している。

図9 ~ 図11は、 D_{ro} と $(\epsilon_v)_{max}$ 、 $(\epsilon_w)_{max}$ における軸ひずみ $(\epsilon_a)_{at(\epsilon_v)_{max}}$ 、破壊時の軸ひずみ ϵ_{af} をプロットしたものを示す。

図9をみると、明らかにM.S.P法の供試体は $(\epsilon_v)_{max}$ が大きい。その差は、 $D_{ro} = 60\%$ 付近で0.3%にもおよんでいる。また、 T_{pd} 法において $(\epsilon_w)_{max}$ の再現性は圧縮側に比べてばらつきが少ないように思われるが、例えば、 $D_{ro} = 55\%$ 付近では0.2%程度の差は認めざるを得ない。

図10は、 $D_{ro} \sim (\epsilon_a)_{at(\epsilon_v)_{max}}$ の関係を示すグラフである。図9と同様に、M.S.P法と T_{pd} 法の差は明瞭である。 $(\epsilon_a)_{at(\epsilon_v)_{max}}$ もM.S.P法の方が大きく $D_{ro} = 60\%$ 付近でその差は約2%にもなっている。

図11は $D_{ro} \sim \epsilon_{af}$ の関係を示す。ただし、 $(\tau/p')_{max}$ の点をもって破壊としている。この図からM.S.P法の供試体の方が大きい軸ひずみで破壊していることが明らかである。

図12は圧縮側と同様の観点から、 $\tau/p' \sim d\epsilon_w/d\gamma$ の関係を示したものであり、M.S.P法と T_{pd} 法の間には明瞭な差はみられず、前述の

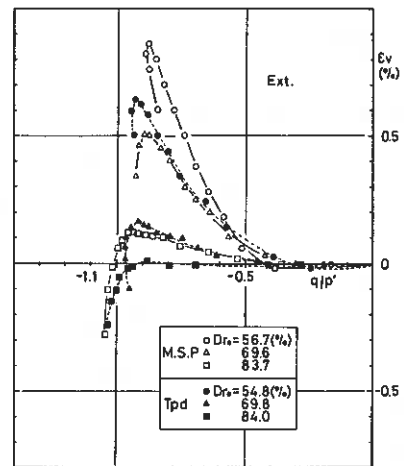


図7. $\tau/p' \sim \epsilon_v$

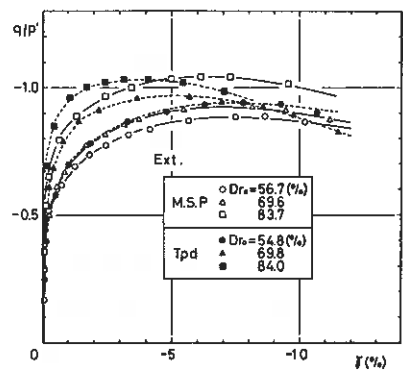


図8. $\gamma \sim \tau/p'$

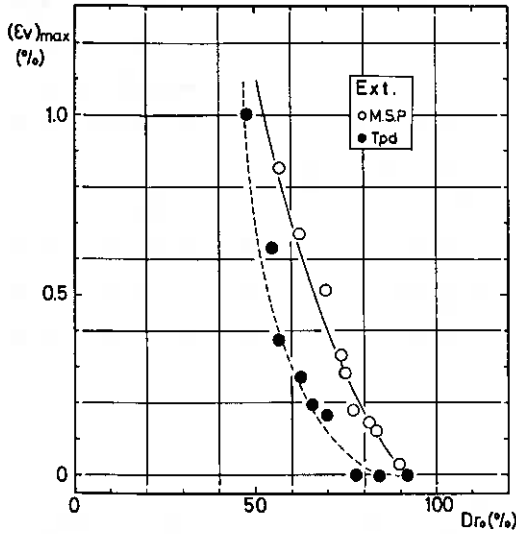


図9. $D_{ro} \sim (E_v)_{max}$

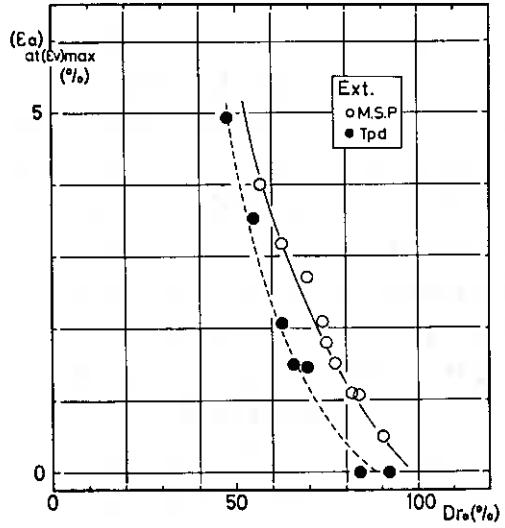


図10. $D_{ro} \sim (E_a)_{at(E_v)_{max}}$

推論を支持する結果となっている。

3-2-2. せん断抵抗角 (ϕ_{de})

変形特性に関するこれまでの議論で明らかのように、M.S.P法による供試体は $(\rho/p)_{max}$ が Tpd法に比べて小さいから、対応するせん断抵抗角 ϕ_{de} は小さい。ただし、 $\sin \phi_{de} = 3 \cdot (\rho/p)_{max} / (6 - (\rho/p)_{max})$ である。図13に $D_{ro} \sim \phi_{de}$ の関係を示す。相対密度の比較的小さい $D_{ro} = 60\%$ 付近では約 3° の差があるが、 $D_{ro} = 80\%$ 以上ではほとんど等しい ϕ_{de} を示している。この事実は、3-1-2で述べた圧縮側におけるM.S.P法とTpd法による供試体が示す ϕ_{dc} の関係と逆になっている。しかし、3-1-3の考察で述べたように、M.S.P法とTpd法の供試体の異方性に着目すると説明可能であると思われる。以下、伸張側でのM.S.P法とTpd法による供試体の挙動の相違について考察を加えてみようと思う。

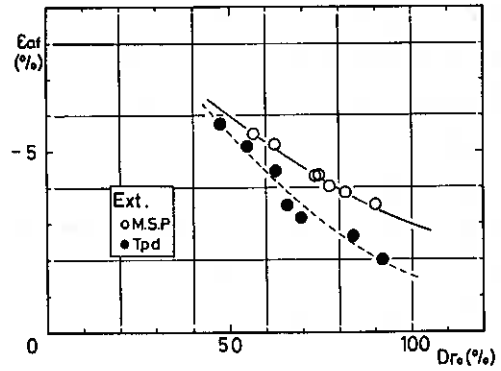


図11. $D_{ro} \sim E_{af}$

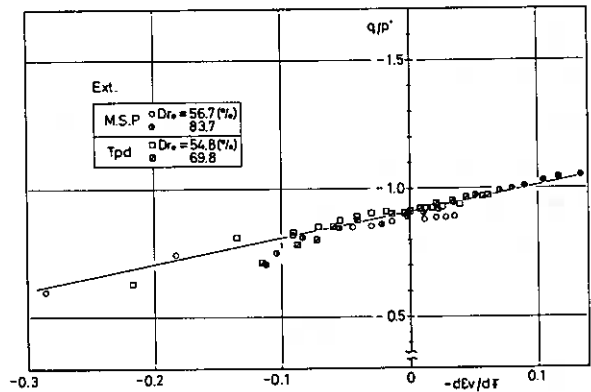


図12. $\rho/p' \sim dE_v/dt$

3-2-3. 三軸伸張特性の考察

3-2-1, 3-2-2 では, M.S.P 法と Tpd 法の供試体による変形・強度特性を比較したわけであるが, 次の点が明らかである。

- (1) 伸張側において, M.S.P 法で作製された供試体は Tpd 法のものに比べて $(\epsilon_w)_{max}$, $(\epsilon_a)_{at(\epsilon_w)_{max}}$, ϵ_{af} が大きい。つまり, M.S.P 法の供試体は同じ相対密度の Tpd 法の供試体に比べて変形しやすい結果となっている。
- (2) ピーク強度に対応する ϕ_d は Tpd 法の供試体のほうが大きい。しかし, 密になるとその差は小さくなり, $D_{ro} = 80\%$ 以上ではほとんど差がない。

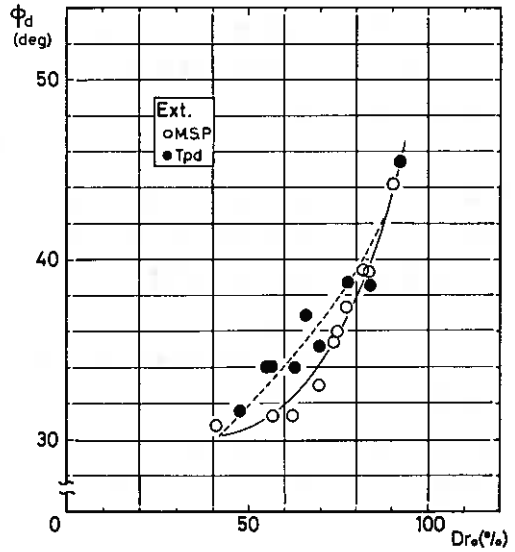


図13 $D_{ro} \sim \phi_d$

これらの事実は, 3-1-3 で述べたように, M.S.P 法と Tpd 法による供試体では異方性の程度に差があると考えれば説明できよう。つまり, M.S.P 法による供試体は砂をふるいを通して自由落下させることによって作製され, その初期構造は砂粒子の長軸が卓越的に堆積面と平行である定方向配列となし, 粒子間接点での法線方向が堆積面に垂直な方向に卓越したものとなっていると考えれば, 圧縮試験の場合は, 最大主応力の方向が粒子間接点の法線方向の卓越方向と同じである。したがって, M.S.P 法による供試体は, 異方性が M.S.P 法よりも弱い Tpd 法の供試体に比べて大きな抵抗力を示す。しかし, 伸張試験の場合, M.S.P 法と Tpd 法の立場は逆になる。つまり, 伸張試験では側圧が最大主応力となり, M.S.P 法の供試体にとって最大主応力の方向は堆積面に平行であり, 粒子間接点の法線方向の卓越方向とは互いに垂直であるため, 異方性の弱い Tpd 法の供試体に比べて M.S.P 法の供試体は, 側圧に対して変形しやすく, かつ ϕ_d が小さくなると考えられる。

小田⁹⁾は, 最大主応力の方向を砂供試体の堆積面に対して $\theta = 0 \sim 90^\circ$ と変化させて圧縮試験を行ない, その結果, $\theta = 90^\circ$ のときに供試体は最も大きなダイレイタンスを示し, ピーク強度も小さいことを報告している。応力経路の影響がないものと考えれば, 小田の $\theta = 90^\circ$ は著者らの伸張試験に対応しており, 前述の結果は小田の報告と同様であると思われる。

以上のように, 伸張試験における (1), (2) の結果は M.S.P 法による供試体が Tpd 法の供試体に比べて異方性が強いと考えることによって説明できる。更に, 圧縮特性の考察で述べた Tpd 法の不均質性は伸張側において圧縮側ほど顕著には現われていないようである。しかし, 図9にみられるように, Tpd 法による供試体の $(\epsilon_w)_{max}$ の値は $D_{ro} = 55\%$ 付近で 0.2% ものばらつきを示しており, 不均質構造を示唆している。

3-3. 圧縮試験および伸張試験結果の比較

これまで、圧縮側と伸張側の変形・強度特性を別々に考察してきた。その結果、推論ではあるが、M.S.P法の供試体は均質ではあるが異方性が強く、逆にTpd法による供試体は、M.S.P法よりも異方性は弱いが不均質ではないかということを通じてきた。

ここでは、圧縮側と伸張側で得られた結果を比較検討することによってM.S.P法とTpd法で作製された供試体の初期構造についてもう少し考察しよう。

3-3-1. タイレイタンシー特性

Mitchell¹⁰⁾、小田⁹⁾らは、体積変化特性に砂の初期構造の影響が最もよく現われることを述べている。そこで、図14に圧縮側と伸張側におけるM.S.P法とTpd法それぞれによる供試体の $(E_v)_{max}$ をまとめて示しておく。図によると、圧縮側と伸張側の関係は両作製法とも同じで、Tpd法の曲線はM.S.P法のそれを D_{ro} の小さい方へシフトして形になっている。更に、M.S.P法では $D_{ro} = 80\%$ 、Tpd法では $D_{ro} = 70\%$ あたりで圧縮側と伸張側の関係が逆転している。圧縮側と伸張側の $(E_v)_{max}$ の差は供試体の初期構造異方性の影響を示していると考えられるが、圧縮側と伸張側の $(E_v)_{max}$ が交点をもつという事実は、相対密度の変化につれてその間引き比だけでなく異方性の大きさも変化していることを示しているのではなからうか。

3-3-2. ϕ_{dc} と ϕ_{de}

圧縮側におけるせん断抵抗角 ϕ_{dc} と伸張側の ϕ_{de} の関係はどうかという問題は基本的ではあるが難しい問題であると思われる。ここでは、M.S.P法とTpd法による供試体の初期構造との関係において ϕ_{dc} と ϕ_{de} について述べる。

まず、図15にM.S.P法とTpd法による ϕ_{dc} と ϕ_{de} の関係をまとめて示す。明らかに両作製法とも $\phi_{dc} \approx \phi_{de}$ である。しかし、M.S.P法では $D_{ro} = 90\%$ 、Tpd法では

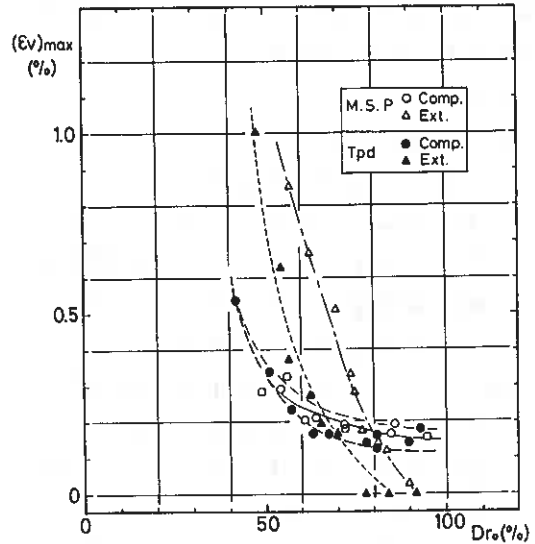


図14. $D_{ro} \sim (E_v)_{max}$

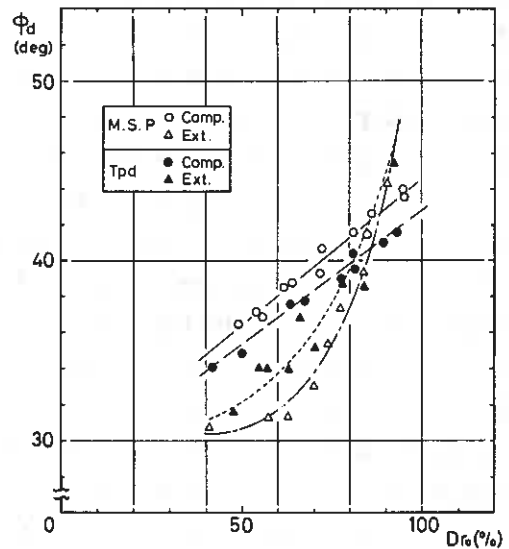


図15. $D_{ro} \sim \phi_d$

$D_{90} = 80\%$ を境にして、それ以下で $\phi_{dc} > \phi_{de}$ 、それ以上で $\phi_{dc} < \phi_{de}$ となっている。

ところで、砂の破壊規準はモール・ローロン規準でよく表わされるといわれている。しかし、モール・ローロン規準に従うと $\phi_{dc} = \phi_{de}$ であり、本試験はモール・ローロン規準の予想するところと一致しない。

更に、図15において ϕ_{dc} と ϕ_{de} の相違を M.S.P 法と Tpd 法で比較すると、Tpd 法の供試体の方がその差は小さいことが理解される。

ϕ_{dc} と ϕ_{de} に関する上述の2

つの事実は前述した、M.S.P 法

と Tpd 法が初期構造異方性をも

っていることと、両作製法で異

方性の程度が異なるのではない

かという議論で説明できる。つまり、

ϕ_{dc} キ ϕ_{de} という事実は、

初期構造異方性のために図14よ

りわかるように圧縮側と伸張側

でゲイレイタンシーが異なり、

ϕ_d がその影響をうけるためで

あるとして説明でき、Tpd 法の

供試体の方が、 ϕ_{dc} と ϕ_{de} の差が小さいという事実は、

Tpd 法の方が M.S.P 法より

も異方性が弱いため、圧縮側と伸張側のゲイレイタンシー特性の差が小さいという

ことによるものであろう。この結果は、

圧縮側の ϕ_{dc} と伸張側の ϕ_{dc} が、モール・

ローロン規準が予想するようには必ずしも等しくならず、

供試体の初期構造に依存

することを示している。

表1に、数人の研究者による ϕ_{dc} と ϕ_{de} の比較結果を示しておくが、

試料又は供

試体作製法の影響が結果に強く反映していると思われる。

4. 結 論

以上のように、M.S.P 法と Tpd 法で作製された供試体の三軸圧縮・伸張特性を変形・強度の面から比較した。得られた結果を要約すると次のようである。

- (1) 圧縮側において、 D_{90} と E_{50} 、 $(E_v)_{max}$ の関係を比較すると、M.S.P 法の供試体のほうがばらつきが少なく、ピーク強度に対応する ϕ_{dc} の値は試験した相対密度の全範囲で約 $1 \sim 2^\circ$ 大きい。これは、Tpd 法の供試体が不均質構造をもっていることを示している。
- (2) 伸張側では、M.S.P 法の供試体は $(E_v)_{max}$ 、 $(E_a)_t$ 、 $(E_v)_{max}$ 、 E_{af} が大きい傾向を示している。更に、 ϕ_{de} の値は相対密度 $50 \sim 80\%$ において M.S.P 法の供試体の方が約 $1 \sim 3^\circ$ 小さい。伸張側のこの圧縮側と逆の傾向は、M.S.P 法による供試体が Tpd 法よりも強い異方性をもつと考えることで説明できる。
- (3) 圧縮側のせん断抵抗角 ϕ_{dc} と伸張側の ϕ_{de} を比較すると、M.S.P 法、Tpd 法ともに ϕ_{dc} キ ϕ_{de} であり、M.S.P 法では $D_{90} = 90\%$ 、Tpd 法では $D_{90} = 80\%$ を境にしてそれ以下で $\phi_{dc} > \phi_{de}$ 、それ以上で $\phi_{dc} < \phi_{de}$ である。この事実は、圧縮

Author	Material	Method of Sample Prep.	Result	Note
Habib (1953) 11)	Fontainebleau sand	?	$\phi_c > \phi_e$	同種供試体三軸圧縮試験
Conforth (1964) 12)	Braided Sand	Vibration (n=35-45%)	$\phi_c = \phi_e$	角粒供試体
Bishop (1965) 13)	Braided Sand Ham River Sand	?	$\phi_c = \phi_e$	モー・ローロン規準は適用である
Barden & Khayat (1966) 14)	River Welland Sand	Tapping (n=39-45%)	$\phi_c = \phi_e$	同種供試体、圧縮試験・伸張試験において破壊時のせん断抵抗力も同じである
Ko & Scott (1968) 15)	Ottawa Sand	?	$\phi_c < \phi_e$	角粒供試体、中間せん断力影響大である
Green & Bishop (1969) 16)	Ham River Sand	?	$\phi_c < \phi_e$	中重同種供試体、角粒供試体
Arthur & Menzies (1972) 17)	Leighton Buzzard Sand	Pouring (n=45%)		加齢せん断試験
Mitchell (1976) 10)	Crushed Basalt	Pouring (D ₉₀ =90%)		加齢せん断試験、供試体の異方性が生じ原因である
Renden & Green (1976) 13)	Ham River Sand	Tapping (n=38-46%)	$\phi_c \leq \phi_e$	同種供試体、角粒供試体

表1.

側と伸張側の $(E_w)_{max}$ の比較で明らかのように、ゲイレイタンシーの差が ϕ_{dc} と ϕ_{de} の差を生ぜしめていふと考えられる。更に、 T_{pd} 法の方が ϕ_{dc} と ϕ_{de} の差が小さいということの理由として、 T_{pd} 法の供試体の方が M.S.P 法のそれよりも異方性が弱いことがあげられる。

(4) M.S.P 法による供試体は、 T_{pd} 法よりも異方性は強いが均質で、 T_{pd} 法による供試体は、異方性は M.S.P 法よりも弱い不均質であると考えられる。

5. あとがき

われわれの室内試験が一種のエレメント試験であることを考えると、供試体内で密度の不均一があることは望ましいことではない。更に、等方均質な供試体を作ることが現状では困難であることを考えあわせると、再現性がよく均質な供試体を生産できる M.S.P 法は、その異方性の程度を把握さえしておけば、 T_{pd} 法よりもすぐれた供試体作製法であるといえる。

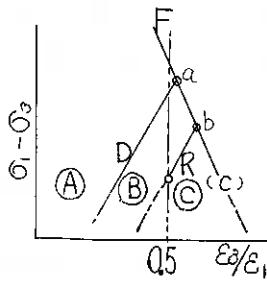
最後に、本研究について御教示頂いた北郷 繁教授ならびに実験に多大の協力を得た本学四年生、安田・長谷川の両君に謝意を表する。

[参考文献]

- 1). 土岐・三浦 (1979) : 第24回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 173~180.
- 2). 吉見・小委員会 (1977) : 第12回土質工学研究発表会講演集, pp. 157~160.
- 3). Oda, M. (1972) : Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 1~18.
- 4). Ladd, R.S. (1974) : Proc., ASCE, Vol. 100, GT10, pp. 1180~1184.
- 5). Mulilis, J.P., Chan, C.K. & Seed, H.B. (1975) : Report No. EERC 75-18, Univ. of California
- 6). Mogami, T. & Imai, G. (1967) : Soils and Foundations, Vol. 7, No. 3
- 7). Mogami, T. (1965) : Soils and Foundations, Vol. V, No. 2.
- 8). 石井・その他 (1974) : 第9回土質工学研究発表会講演集, pp. 215~218
- 9). Oda, M. (1972) : Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1
- 10). Mitchell, J.K. (1976) : Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons, Inc.
- 11). Habib, P. (1953) : Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., 1, pp. 131~136
- 12). Cornforth, D.H. (1964) : Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 143~167
- 13). Bishop, A.W. (1966) : Geotechnique, Vol. 16, No. 2, pp. 372~383
- 14). Barden, L. & Khayatt, A.J. (1966) : Geotechnique, Vol. 16, No. 4, pp. 338~357
- 15). Ko, H.Y. & Scott, R.F. (1968) : Proc., ASCE, Vol. 94, SM4, pp. 883~898
- 16). Green, G.E. & Bishop, A.W. (1969) : Geotechnique, Vol. 19, pp. 144~149.
- 17). Arthur, J.R.F. & Menzies, B.K. (1972) : Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 115~128
- 18). Reades, D.W. & Green, G.E. (1976) : Geotechnique, Vol. 24, No. 4, pp. 551~576

I. はじめに.

既に、不飽和粘性土 (U.U. 試験), 飽和砂 (C.D. 試験) の結果を、軸差応力, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, とポアソン比, $\varepsilon_3/\varepsilon_1$, の関係によって整理し、破壊時 (F), セン断中の体積最小の状態 (D), と初期体積と同体積の状態 (R) においては、各々について、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と $(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$ の関係が直線である事が見出されている。(なお、この直線関係は、圧密履歴、せん断応力経路、せん断速度、せん断方法の影響を受けない事が実験的に示されている。) Fig. 1 に、不飽和土の場合を定性的に示す。



- 1) F; 破壊状態線, D; 体積最小状態線,
R; 体積変化が零の状態線.
- 2) a; 正規圧密土と過圧密土の境界状態と考えられる。
b; non-dilatant point に相当し、 $\bar{a}b$ は、やや過圧密された状態、 $b \rightarrow (c)$ は、強く過圧密された状態、に相当するであろう。

Fig. 1

- 3) (A); 体積が、せん断に伴い収縮する領域、これによって強度増加が生じる。
(B); (A) 領域によって得た密度増加を、変形の形で (体積増分) 消費する領域。
(C); (B) 領域と似ているが、過圧密粘土に特有の粘着力成分 (ワーロン理論) が変形に寄与する領域。(初期体積以上に膨張、ダイラタンシー)
- 4) D線とR線は平行である (初期体積に回復するまでの変形能が一定)
R線が、0.5 より大きな $(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$ となる事がある。

II. ひずみについて.

前項の 4) に示したが、 $\varepsilon_v = 0$ の R の状態で $0.5 \leq \varepsilon_3/\varepsilon_1$ が生ずる原因は、ひずみの取り方に問題がある。すなわち、

$$(1 + \varepsilon_v) = (1 + \varepsilon_1)(1 + \varepsilon_2)(1 + \varepsilon_3) \quad (1)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2) \rightarrow (\varepsilon_i \text{ が充分小さい時の (1) 式})$$

I に示した ε_2 は、いわゆる工学ひずみである。従って、(1) 式を用いると充分 大きなひずみにおいては、 $(\varepsilon_3/\varepsilon_1) > 0.5, (\varepsilon_v = 0)$ が生じ得る。

一般に粘性土は、破壊に致るまでに、相当大きな変形をする事が多いので、工学

ひずみ, ε , は, かならずしも適当なものとは考えられない。

充分大きな変位に対しても, 線型性を保持しているひずみとして, 対数ひずみ, e , (自然ひずみ) が考えられる。すなわち,

$$e = \log(1 + \varepsilon) \text{ ————— (3)}$$

である。従って, ポアソン比を, この対数ひずみの比で表現すると, $E\mu = 0$ では $\mu = \log(1 + \varepsilon_2) / \log(1 + \varepsilon_1) = 0.5$ となる。

このように, 対数ひずみで表現したポアソン比を用いて, Fig. 1 と同じ関係と求めると, Fig. 2 のようになる。

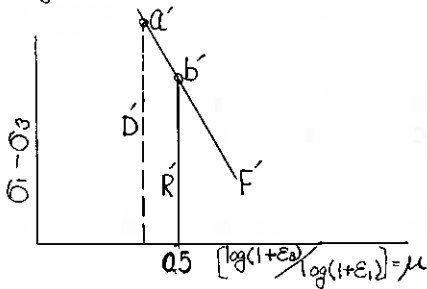


Fig. 2.

1) a', b', D', R', F' は, 各各 Fig. 1 の a, b, D, R, F に対応している。

2) R' は, $\mu = 0.5$ である。

3) D' も, μ の値が, 一定値に近づく。その値は, $\mu \approx 0.4$ である。また, この値は, 飽和砂における値と, はほぼ同じであるようだ。

III. まとめ.

○ ひずみとして, 工学ひずみの代りに, 対数ひずみを用いる事によって, 体積変化がない状態では, ポアソン比は, ひずみの大きさににかかわらず, 常に 0.5 となる。

○ 体積最小の状態 (膨張転位点) におけるポアソン比の値は, 対数ひずみで表現すると, 側圧, 軸差応力に拘らず, はほぼ一定値となるようである。その範囲は, $0.38 \leq \mu \leq 0.42$, で, 飽和砂に対する値とほぼ等しい。

○ D', R', F' などの線によつてわけられる領域は, それぞれ, 正規圧密, lightly Over-consolidated, over-consolidated などの領域と, 対応関係があり, それを特徴づける状態が, a', b' 点であり, 特に, b' 点は, いわゆる non-dilatant point の状態を説明する。

⑭ 大型一面せん断試験機による粗粒材料のせん断強さ

北海道開発局土木試験所 岸 洋一

1. まえがき

ロックフィルダムの透水性部には、ロック材・砂レキ材などの粗粒材料が用いられ、この粗粒材料のせん断強さは、ロックフィルダムの安定に大きな影響を与える。実際のダムに用いる粗粒材料のせん断強さは、粒径が非常に大きなものが含まれるため、実際的に求められない。このため、最大径を200mm程度に調整し、各種の大型せん断試験機を用いてせん断を行う。非粘着性材料としては、従来、小型のせん断試験機により、砂を用いた実験が数多くなされ、ロック材・砂レキ材などのせん断挙動の推定に、少なからず寄与している。しかしながら、砂は個々の粒子が十分に淘汰され、粒子形状はほぼ一定しているため、低応力範囲では圧縮、せん断に伴う粒子の破碎がほとんどなく、粒度組成の変化は少ない。これに対して、ロック材・砂レキ材などの粗粒材料は、円レキ・角レキあるいは板状・塊状など粒形が変化に富み、岩の種類により低い圧縮応力で破碎されるものもあり、砂とは異なる性状を示す場合が多い。

粗粒材料のせん断強さに影響する要因として、岩片¹⁾は材質(材料自体の強度)・粒子の形状・粒度組成・密度(間ケキ比)・含水状態などを内的要因、せん断試験機特性、せん断試験方法などを外的要因として分類した。青藤・岸らの実験においても、間ケキ比、粒度組成、粒子形状などがせん断強さに及ぼす影響が明らかになっている。²⁾³⁾このようなことから、粗粒材料のせん断強さに影響を及ぼす要因を図-1のように分類した。

図-1の要因のうち、粒子個々の性質、粒子集合体の性質、せん断条件などは、本質的なせん断強さの違いを示すものである。一方、試験機の種類によるせん断強さの違いは、試験誤差とすべき性質のものであるが、現実にはせん断試験機が異なること、せん断強さは非常に異なり、通常の試験誤差の範囲をはるかに越える⁴⁾。また、一面せん断試験機では、材料の粒径によるせん断強さの変動が大きい⁵⁾。

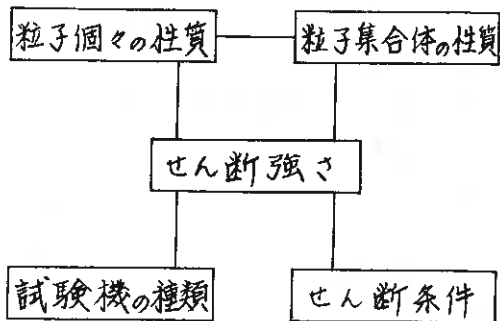


図-1 粗粒材料のせん断強さに影響する要因

本報告は、一面せん断試験機により、最大粒径を変えた材料のせん断試験の結果を報告する。

2. 試験の方法

実験に用いたせん断試験機は、内径110cm、高さ40cmの一面せん断試験機である。

この試験機では、垂直荷重載荷部を従来のものと変え、載荷板を10分割し、それぞれの載荷板は面積 $0.1m^2$ である。それぞれの載荷板には10t油圧ジャッキがつき、また、各ジャッキのストローク測定のため、変位計がつけてあり、試料の圧密時、せん断時の各載荷板の垂直変位が独立に測定できる。この大型一面せん断試験機の概略を図-2に示す。

試験に用いた粗粒材料は、輝緑凝灰岩であるが変質しているため、岩質はもろく採取時から細粒化している。この材料をフルイ分けにより分級し、図-3に示す粒度組成をもつように調整し、締固め試験およびせん断試験に使用した。

せん断試験の密度は、あらかじめ振動締固め試験を行い決定した。振動締固めは、せん断試験機のせん断箱を用い、自重 $800kg$ 、直径 $110cm$ の振動板により締固め時間を変えて行った。最大径 $60mm$ 以下の材料については、ランマーを用いた突固めによる締固め試験も行った。

試験は、締固め試験の結果から得た密度をもとに、相対密度が80%、70%、60%となるような密度を目標として締固めに供試体を所定の垂直応力により、約40分圧縮し、その後、せん断速度毎分 $4.5mm$ で、水平変位が $160mm$ 以上となるまでせん断した。

3. 試験結果

最大粒径が $10mm$ から $60mm$ の範囲の材料の振動締固めによる結果を図-4に示す。加振時間と密度増加の傾向は、最大粒径によらず、ほぼ一定である。しかし、密度と最大径には直接の関係が見られない。

図-5に、せん断の進行に伴う試料各部の垂直変位を示す。ここ

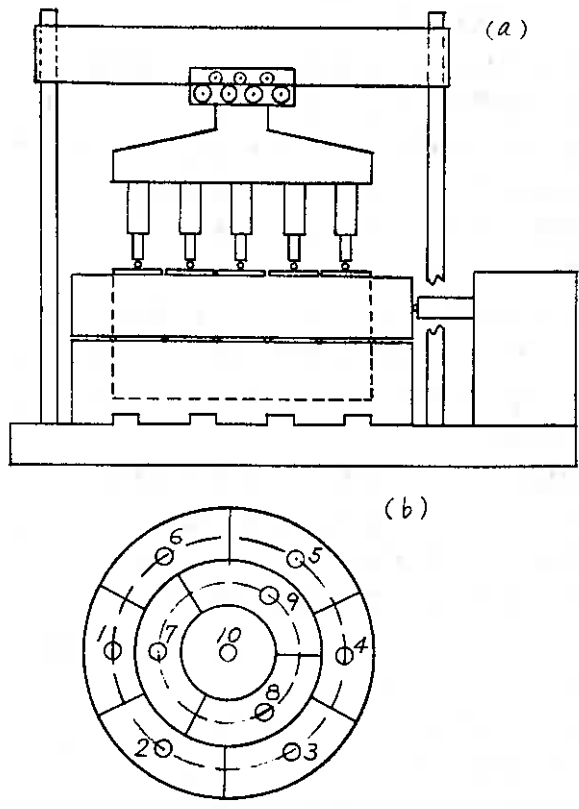


図-2 (a) せん断試験機概略図。
(b) 載荷板の位置。

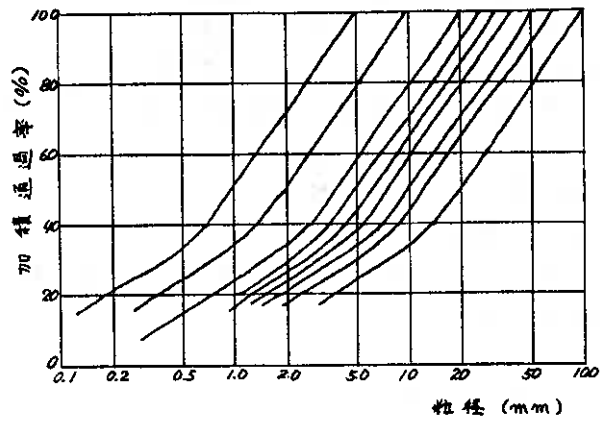


図-3 試験材料の粒度組成

に用いた試験機は上部可動型であり、せん断の進行に伴い、上箱先端部では急激な沈下が見られる。一方、中心部ではせん断のピークを過ぎても膨張が継続する。また、後部・周辺部においては沈下・膨張ともに顕著ではない。これよりせん断の進行により上部せん断箱先端部は空洞化し、先端部に存在していた土粒子はせん断箱中心部あるいは後端部に移動し、せん断箱内部の間隙比は、先端部で大きく、中心部では非常に密に、後端部でも密になり非常に不均等になると考えられる。

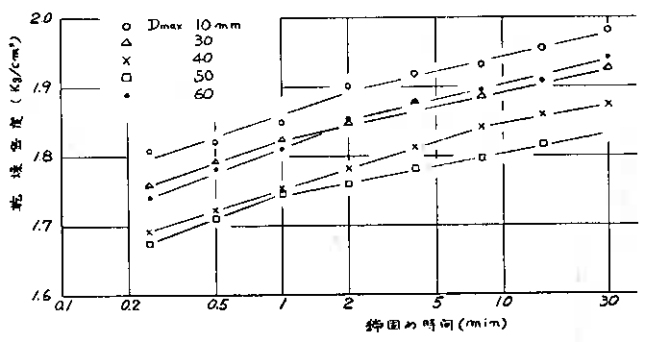


図-4. 振動締固め試験結果.

図-6は先に行った垂直荷重を一枚の載荷板により載荷する試験機のせん断箱底面の土圧分布の傾向を示すものである。この場合、載荷板の先

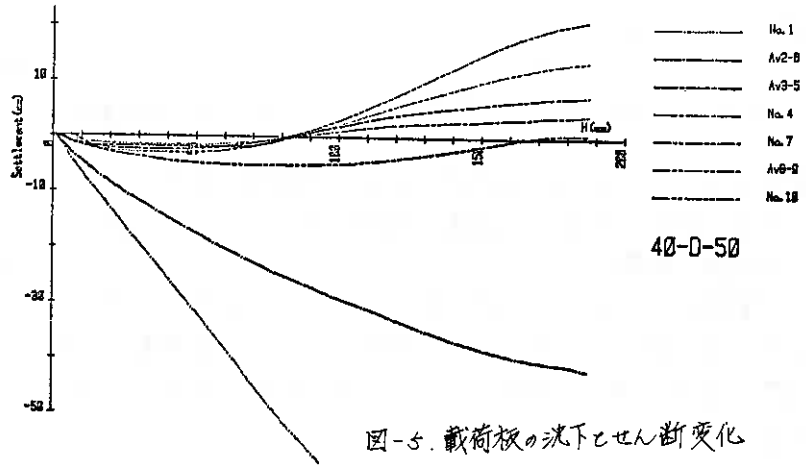
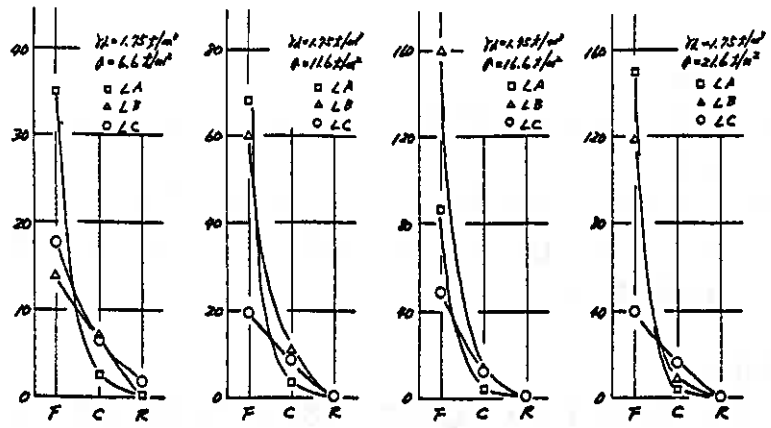


図-5. 載荷板の沈下とせん断変化

図-6. せん断箱底面土圧分布



端部は沈下し、後端は浮き上がるこが示された。分割した載荷方法ではどのような場合も、図-5と同様に先端部の沈下・中央部の膨張があることから考えると、一枚の載荷板による場合には供試体後端部には、まったく垂直荷重が伝達されず、上部せん断箱中心部に集中して垂直荷重が載荷されたものと思われる。

図-7は、締固め密度の差異によるせん断強さの変化の一例を示したものである。この図から見られるように、締固め密度はせん断強さに影響を何ら与えてはいない。

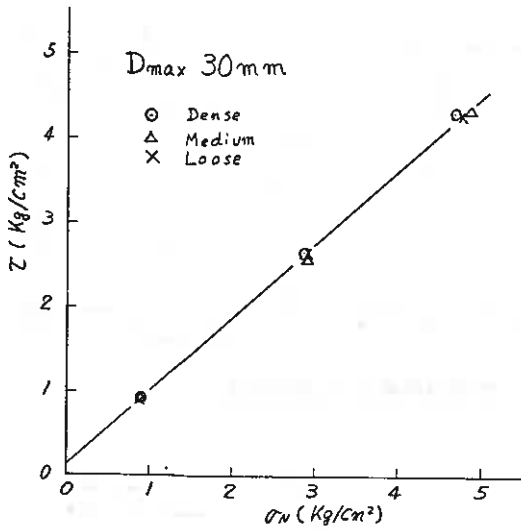


図-7. 密度とせん断強さ.

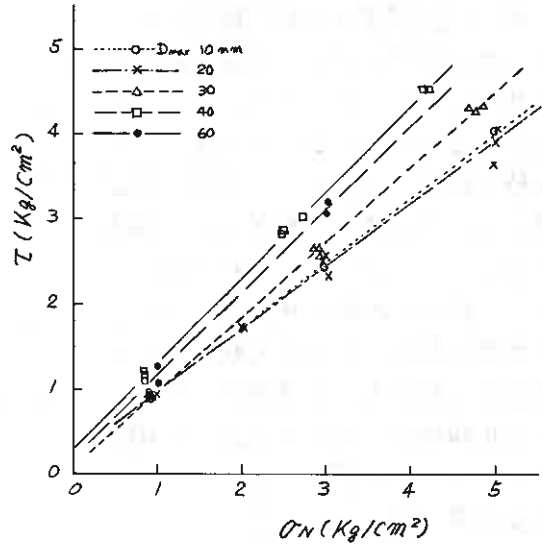


図-8. 最大粒径とせん断強さ.

前述のように、せん断の進行とともに供試体内部では密度は不均衡となり、載荷された水平荷重が部分的な密度の増加に等号していることから、初期密度の差異はピーク強度に影響しないと考えられるためである。このように締固め密度がせん断強さに影響はないとして、最大粒径によるせん断強さの違いを示したものが図-8である。最大粒径が 10^{mm} 、 20^{mm} の場合は、せん断摩擦角 ϕ は約 36° 、 30^{mm} では ϕ は 41° 、 40^{mm} 、 60^{mm} の場合には約 45° となり、最大粒径 20^{mm} 以下と 40^{mm} 以上では明らかな違いがある。

4. まとめ

以上の結果から、

- (1) 大型の一面せん断試験機では、供試体内部の密度分布が不均等になる恐れがある。
- (2) 今回使用した試験機では、供試体作成時の密度の差異がせん断強さに影響しない。一方、相似粒度で最大粒径の異なる材料では、粒径の大きいものが、せん断強さも大きい。

参考文献

- 1) 岩片：粗粒材料のせん断試験の問題点とその結果の適用性，土と基礎VOL.21, No.4, 1973.
- 2) 斉藤他：間欠比の異なる砂レキのせん断特性，オ21回農工学会北海道支部研究発表会，昭47.
- 3) 岸他：粒度組成の異なる砂レキのせん断特性，オ21回農工学会北海道支部研究発表会，昭47.
- 4) 岸：粗粒材料のせん断強さについて，オ22回開発局技術研究会論文集，昭54年8月
- 5) 岸：フィラダム粗粒材料のせん断強さに影響をおよぼす要因について，土木試験所月報 No. 313, 1979年6月.
- 6) 岸：粗粒材料のせん断強度(2)，オ21回開発局技術研究会論文集，1977.

⑮ 粘土の強度回復に関する実験的研究(Ⅱ)

北見工業大学 山田 洋 右
鈴木 輝 之

1. まえがき

粘土の含水比を不変のまま保って静置養生すると、時間と共に強度が増加してくる。この強度特性の回復傾向は、特に変形係数 E_{50} において顕著となる。

前報で、含水調整直後におけるベントナイトの粒子構造は、団粒部分と薄膜状部分から形成されており、養生日数の増加と共に、比較的径の小さな団粒が多くなっていくことを報告した。

この現象は、カク乱しても元にもどらないから、これと強度の回復が何らかの関係があるとするれば、強度回復現象は非可逆的な性質を示す部分もあると思われる。このようなことから、強度回復の可逆性を調べることによって、この団粒径の変化が強度回復と関係があるか否かを調べた。この結果、比較的低含水比においてもほぼ可逆性を示すことが分り、したがって、強度回復は薄膜状部分の養生に伴う、より微視的な変化が強度回復と関係していることが推定された。

次にベントナイトに凝集剤や分散剤を加えることにより、粒子構造を強制的に変化させたものについて、走査型電子顕微鏡による観察と強度試験(一軸圧縮試験)を行い、粒子構造の状態による強度特性の違いを調べた。この結果、 E_{50} は粒子間接触点が多い構造ほど、大きくなることが実験的に確かめられた。

2. 試料および実験方法

用いた試料は市販のベントナイトである。ベントナイトの主要鉱物はモンモリロナイトであり、その粒子径は $0.1 \sim 1 \mu m^2$ と非常に小さく高活性な粘土である。

この他に、ベントナイトに硫酸アルミニウム $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ (土重量100gにAlイオン0.0073モル)、塩化カルシウム $CaCl_2 \cdot 2H_2O$ (同じくCaイオン0.0068モル)、ピロリン酸ナトリウム $Na_4P_2O_7 \cdot 10H_2O$ (同じくNaイオン0.0056モル)を加えた試料も使用した。これらの試料をAl粘土、Ca粘土と呼ぶことにする。使用した試料の物理的性質を表1に示す。

試料の準備は、まずベントナイトに水を加えて所定の含水比で練返すが、このままでは試料の均一性が保たれないので、ミートチョッパーで土塊を2~3回繰返して練返すと、ほぼ均一になることが分った。このようにして作製した土塊から、トリマーを用いて直径3.5cm、高さ8cm

試 料	G_s	LL(%)	PL(%)	PI(%)
モンモリロナイト	2.74	431	40	391
Al 粘土	2.81	452	39	413
Ca 粘土	2.75	322	27	295
Na 粘土	2.68	336	32	304

表-1

の供試体を作り、所定の養生を行った。養生温度は 20°C で、強度は一軸圧縮試験で調べた。

走査型電子顕微鏡による形態観察の方法は、前報と同じである。

3. 実験結果および考察

3.1 強度回復の可逆性

単一鉱物からなる試料が希薄な状態であれば、強度回復現象は完全な可逆性を示すであろう。³⁾しかし、低含水比の場合に、このような現象を示すかどうか分らない。このことから、低含水比の試料が可逆性を示すかどうかを調べたのが図1,2,3である。

今回の実験では、養生日数40日で練返しを行っているが、変形係数 E_{50} 、一軸圧縮強度 C_u 、破壊ヒズミ ϵ_f のいずれも養生前の練返ししたときの値とほぼ等しくなっている。養生日数40日までの回復曲線と、再練返し以後の曲線とは完全に同じになっていないが、養生日数40日と85日の値を比較すると、 E_{50} 、 C_u 、 ϵ_f のいずれも同じ値を示している。

このような試験結果から、低含水比の場合にも強度回復現象は、ほぼ可逆的現象を示すものと云える。前報において、低含水比のベントナイトの粒子構造形態が団粒部分と薄膜状部分からなり、養生に伴って団粒部の径が小さくなることを示した。これらの径分布の違いが、強度回復現象と関係があるならば、強度回復現象は非可逆的になると思われる。しかし、以上において得られた結果では、可逆性を示していると考え

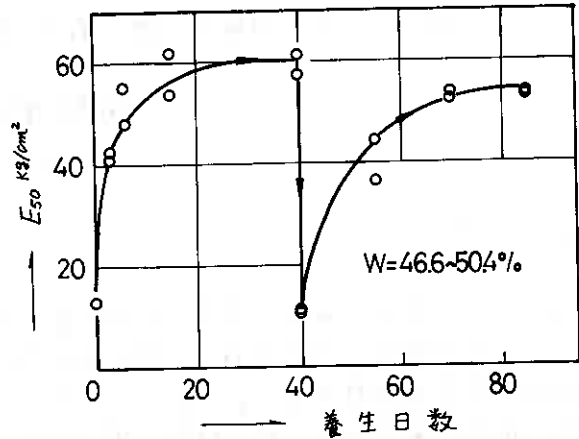


図-1

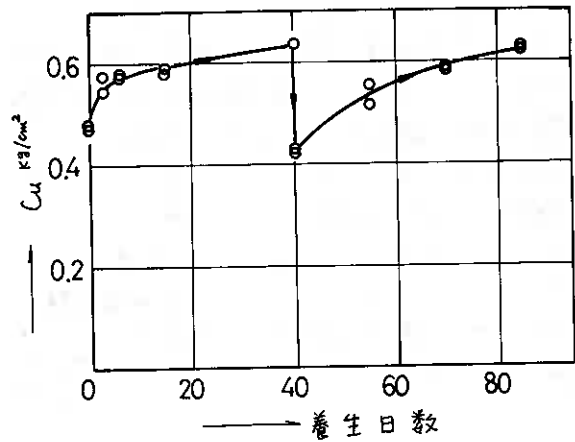


図-2

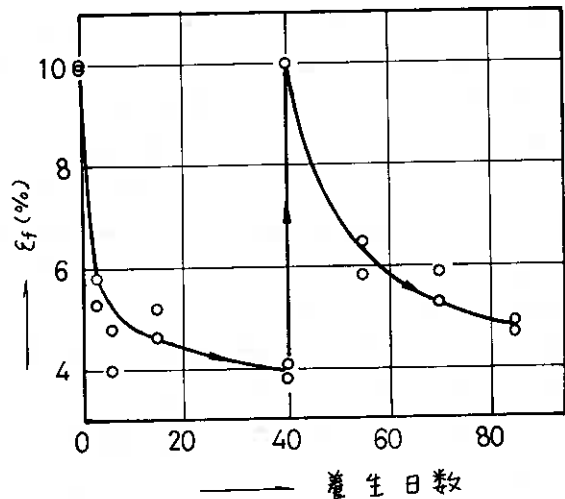


図-3



写真-1 モンモリロナイト

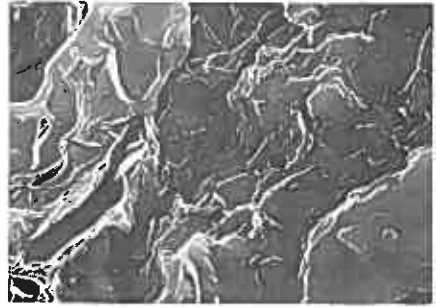


写真-2 Al 粘土

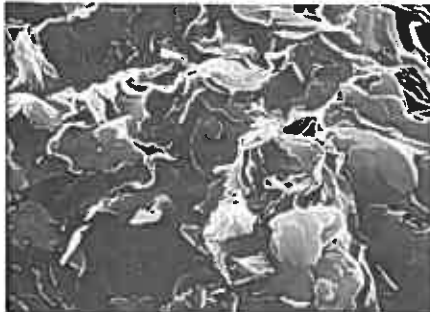


写真-3 Ca 粘土

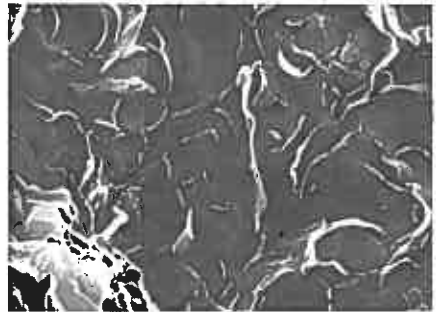


写真-4 Na 粘土

てもよいことから、団粒部の径分布が養生に伴って変化していくという現象は、強度回復現象を支配する要因とはならないようである。

3.2 変形係数 E_{50} と粒子構造の関係

31の結果から、モンモリロナイトの強度回復現象は、薄膜状構造の凝集現象と吸着水の経時変化に基くものと考えられる。この強度回復現象は、特に変形係数において顕著となる。そこで、モンモリロナイトに凝集剤および分散剤を加えて、その薄膜状構造の形態を変化させたときの変形係数の変化を調べた。

写真1,2,3,4は各試料の走査型電子顕微鏡による写真である。

写真1はモンモリロナイトの形態を示している。モンモリロナイトの粒子径は、 $0.1 \sim 1 \mu\text{m}$ とされているから、写真にみられる薄膜状構造は、モンモリロナイト粒子の集合体であると考えられる。

写真2はモンモリロナイトに硫酸アルミニウムを加えたときの形態を示している。Al粘土では、モンモリロナイトの薄膜状構造に比べて、形状の異なるペッドがはっきりと形成してくることが分る。このペッドは、モンモリロナイトの薄膜状構造が多数結合して形成されているものと思われる。

写真3はモンモリロナイトに塩化カルシウムを加えたときの形態を示している。Ca粘土では、モンモリロナイトとAl粘土の中間的な形態を示している。すなわち、モンモリロナイトの薄膜状構造もみられるが、Al粘土のペッドと同じような部分もみられることが分る。

写真4はモンモリロナイトにピロリン酸ナトリウムを加えたときの形態を示して

いるが、モンモリロナイトとの明確な違いはみられない。

このようにモンモリロナイトに凝集剤を加えると、その凝集剤に応じてペッド形態が大きく変化することが分る。

顕微鏡写真から、Al粘土のペッドは、多数のモンモリロナイトの薄膜状構造が結合して形成していると思われる。このことは、Al粘土の粒子間接触点が多量にモンモリロナイトに比べて非常に多いことを意味する。

各試料のペッド形態から、粒子間接触点の多い順序は、Al粘土 > Ca粘土 > モンモリロナイト > Na粘土の順となるだろう。(粘土に分散剤を加えると、ペッドが形成されにくくなり、粒子間接触点は少なくなると思われる。)

表-2に各試料の E_{50} および C_u の値を示す。 E_{50} の大きさの傾向をみると、Al粘土 > Ca粘土 > モンモリロナイト > Na粘土の順となることが分る。この傾向は、各試料の粒子間接触点の傾向と同じである。一軸圧縮強度 C_u では、 E_{50} のように一定の傾向を示さない。

これは E_{50} が変形の小さい範囲で測定される値であるので、初期構造の影響が強く現われるものと思われる。また、このような結果は、変形係数 E_{50} が粒子間接触点と密接な関係にある、1つの検証となることを示している。

試料	E_{50} kg/cm^2	C_u kg/cm^2
Ca 粘土	18	0.46
Al 粘土	74	0.51
Na 粘土	9	0.34
モンモリロナイト	15	0.53

表-2

4. むすび

以上述べたことを整理すると、次のようになる。

1) 低含水の試料においても、強度回復現象はほぼ可逆性を示す。含水調整時に出来るモンモリロナイトの団粒部の養生に伴う変化は、強度回復現象を支配する要因とはならない。

2) 走査型電子顕微鏡による形態観察から、変形係数 E_{50} は、ペッド形態(粒子間接触点)と密接な関係があることが実験的に確かめられた。したがって、静置養生に伴って E_{50} が増加する主な原因は、モンモリロナイトの薄膜状構造が変化し、粒子間接触点が多くなるためと推定される。

5. 参考文献

- 1) 山田洋右, 鈴木輝之(1979): 粘土の強度回復に関する研究 技術報告集 No.19
- 2) 最上武雄著: 土質力学, 技報堂 pp.7
- 3) Mitchell J.K (1960): Fundamental aspect of thixotropy in soil. Soil Mech Found. Div, Proc, ASCE. vol 86 SM 3
- 4) 最上武雄著: 土質力学, 技報堂 pp.75~76

⑬ 粘性土における間ゲキ水圧におよぼす変形速度効果

函館高専

佐野 侑房

1 まえがき

有効応力解析において間ゲキ水圧の値をいくらと見積るかは、大層重要な作業であり、解析結果の精度に大きな影響を与える。間ゲキ水圧発生量をいかにとらえるべきか、どのように数式化されるべきかを究明すべく、種々の理論的実験的研究が行われている。これまでの研究結果によると、間ゲキ水圧は実に多種多様な要因によって変化する。しかしながら、それらすべての要因が本質的な影響因子であるとは限らず、ある要因が他の要因に従属するものであるかもしれない。そのためには要因相互間の関係を精密に検討することも必要である。

間ゲキ水圧は応力の関数としてとらえられることが、Skempton以来の考え方である。しかし、間ゲキ水圧は、外力が加えられたり、体積が変化したりするために発生する物理量であるから、変形の面かうとらえられるべきと考えられる。著者はこの観点からの間ゲキ水圧表示法を追求している。その過程において、供試体下端部において測定される間ゲキ水圧値に疑問を抱き、その解明を試みている。

土の強度特性は、変形速度・載荷速度の影響を受けることが知られている。一方土の変形特性が変形速度・載荷速度の影響を受けるか否かは、測定技術の難しさもあり、さだかではないようである。間ゲキ水圧は変形速度の影響を本質的に受けるものか否か、それとも測定方法に帰因して見掛上現われたものかを知るためのステップとして、供試体下端における間ゲキ水圧が変形速度により受ける影響についてデータを解析し、仮説について検討を加えた。

2 著者の仮説

間ゲキ水圧は等方圧の増減と、個々の間ゲキの変形によって生ずる。後者の成分はひずみによって表現される。三軸試験において、端部は完全には自由ではないため、供試体内部における変形は一樣には生じ得ない。したがって供試体各部における間ゲキ水圧も一樣ではない。特に圧縮時における両端部は変形が小さく、中央部と端部の間ゲキ水圧はかなり異なり、高い動水勾配を有し、間ゲキ水が移動しようとする。土の透水性との関連において、十分の時間のある遅いセン断速度の場合には、端部の間ゲキ水圧は、中央部の水圧が伝達され高くなっている。もし早いセン断速度の場合には、中央部の水圧が伝達される時間がないため、端部の間ゲキ水圧は低いままである。いずれのセン断速度の場合にも、端部で測定される間ゲキ水圧は、セン断が生じている部分(中央部)の間ゲキ水圧に一致しない。

3 既往の研究

載荷速度・変形速度が土の挙動に与える影響を知る必要性は、次のような事項のためであろう。(1)自然界ではゆっくり堆積が進み、過剰間ゲキ水圧がほとんど発生

しないかの如くであるに対し、実験では時間的制約から非常に早い速度で圧密を進行させるため、過剰間ゲキ水圧が高い。あるいは過剰間ゲキ水圧が残っている間に次段階の載荷がなされる。(2)自然界ではゆっくり荷重が増加、あるいはゆっくりと変形がすすむ場合がある。実験では、比較的高速にて試験される。(3)地震、爆発、交通荷重のように、通常の試験時速度よりも高速の場合が自然界にはある。このように、自然界の土の挙動は広範囲の載荷速度変形速度の下で生じ、一方実験では、時間・装置等の制約より、ある標準的速度による測定が志向される。前者の挙動と後者の挙動との対応、後者の挙動データより前者の挙動を予測する手法の検討がなされている。

これまでに発表された載荷・変形速度(セン断速度)の効果は、セン断強度に関するものが多い。セン断速度が早くなるとセン断強度が大になるとの報告が圧倒的に多い。しかしこの効果は他の要因による効果に比して、それほど大きくないとの報告⁽¹⁾もある。

間ゲキ水圧に関するセン断速度効果を論じたものは少ない。しかも間ゲキ水圧の発生がセン断速度に影響されるかどうかの観点ではなく、間ゲキ水圧測定系の体積変化に対して供試体の透水係数の依さに帰因する応答遅れを解消する最高セン断速度の発見という観点のものが初期に多い。

BLIGHTは、三軸圧縮時⁽²⁾には破壊部(中央)と端部とで測定された間ゲキ水圧が差異を有すること、この事実⁽³⁾に帰因する誤差を取り除くには間ゲキ水圧が再分布し均等する時間的余裕のある変形速度を用いることであると述べている⁽²⁾。さらに彼は、端部拘束があるため供試体内の応力分布が不均一であること、lubricated platensを利用すること、およびpedestalと供試体の間にdiscを置くことによって中央部と端部の間ゲキ水圧の差が減少することを報告した⁽³⁾。これらの成果より、供試体とpedestal、cap間にはdiscを用い、供試体上下両端部をlubricateし、かなり遅いセン断速度を採用し、下端面にて間ゲキ水圧を測定することが通例となっている。

赤井らは、正規圧密土の場合、偏差応力は変形速度の対数($\log \dot{\epsilon}$)に比例して増加する。しかし、間ゲキ水圧はその影響を受けず、ひずみによってuniqueに決まると述べた⁽⁴⁾。他方、過圧密土の場合、偏差応力に関する傾向は正規圧密土のそれと同様であるが、間ゲキ水圧については異なる。dry側では $\log \dot{\epsilon}$ に比例して間ゲキ水圧は増加し、wet側では $\log \dot{\epsilon}$ に比例して減少する⁽⁵⁾。平均主応力一定試験結果によると $\dot{\epsilon}$ (0.30と0.012%/min)が異なれば、同じひずみに対しても間ゲキ水圧は異なるとも述べている。端部で測定される間ゲキ水圧であるから、一方向載荷時の $\mu \sim \epsilon$ は $\dot{\epsilon}$ の見掛上の影響を受けたものと理解される。

三田地らは、ROSCOE & BURLANDによるenergy式を変形し、新しいパラメーター w を導入して、これに経過時間の要素を持たせた⁽⁶⁾。 $\dot{\epsilon}$ が間ゲキ水圧に及ぼす影響については論じてはいないが、 $\dot{\epsilon}$ 効果を数式化する一手法として有意義である。

間ゲキ水圧が応力の関数であるか、あるいはひずみの関数であるかは議論すべき点である。セン断試験中、供試体に均一の応力分布変形分布を与えられることが望ましい。しかしながら両者が同時に満足されることはきわめて少ない。

(7)
BALASUBRAMANIANによると、端部拘束などの原因により端面にマナツが発生し、供試体内各部におけるひずみが一様となる。lubricated platensを用いることによりかなり改善され、 $\epsilon_a=9\%$ まではますます均一なひずみが発生しているがその後は不均一となる。圧縮試験の場合、両端に剛部の発生が見られる。他の研究報告においても、端部には円錐状の非移動部の存在が認められているが、その範囲については諸説がある。このような特殊部分である端部にて間ゲキ水圧を測定するのは、主として技術上の要請によるものである。かなり理想的な変形・セリ断が行われている供試体中央部にて間ゲキ水圧が測定されるのは、むしろ特殊な場合のみである。

4 試料土と試験方法

試料土は、北海道福島町字千軒地内の青函隧道工事現場の一部に存する軟岩より得られた。水によって容易に分解される。0.42 mmフルイを通過させ、スラリーをポリタルにて貯蔵した。試料土の基本的性質はFIG.1に示すように、粒子はシルト分が多いが高塑性土である。土の工学的分類で

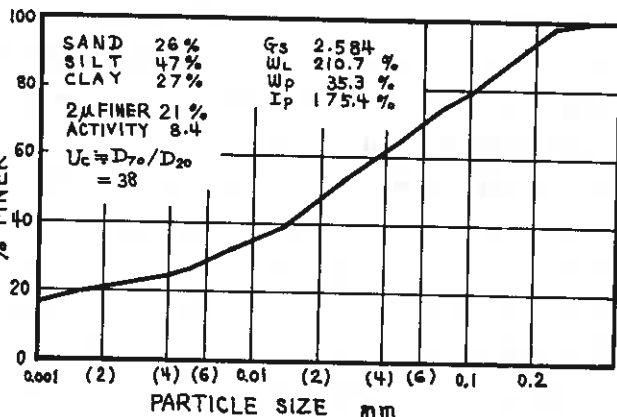


FIG 1 INDEX PROPERTIES

はCH、粘土ロームに相当する。X線回折結果(FIG.2)によると、モンモリロナイトより成る土であることが判明した。

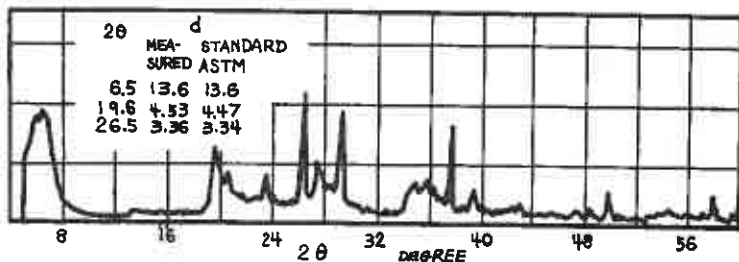


FIG 2 X-RAY DIFFRACTION

標準圧密試験によると $C_c=1.1$ 、 $C_v=2.4 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $k=3.3 \times 10^{-9} \text{ cm}/\text{sec}$ である。高圧縮性で透水性の著しく低い土である。粒度分布からは異論があろうが、粘土と呼ぶのが妥当であろう。二次圧密量が非常に大きいので、載荷時間を1週間、2週間とする圧密を実施した。FIG.3はその試験結果の一部を示したものである。2週間経

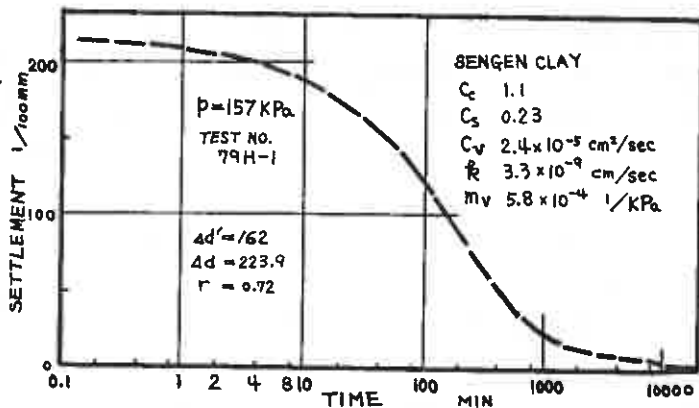


FIG 3 OEDOMETER TEST RESULTS

過後にもかなりの傾きがあり、変形が依然として進行していることが分る。

貯蔵されたスラリーを十分にカクハン、均一化し、予圧密法(圧密圧70kPa)を用いて、自立できる程度の含水比の試料を作成、直径50mm、高さ120mmの円筒供試体を削り出す。

試験は軸対称三軸圧縮試験(CIU)である。供試体側面にドレーンペーパーを巻き、上下面はシリコングリース塗布のゴム膜を置き、外周方向へのみ排水する。上端にはポラスストーンが置かれ、排水はビュレットへ導かれる。下端には中央部にポラスストーンがはめこまれた金属板が置かれ、前出のゴム膜中央に小孔がくり抜かれ、間ゲキ水圧が測定される。有効圧密圧力は300kPaであり、バックアレッションは100kPaとした。圧縮は、変形速度 $\dot{\epsilon}$ 一定のひずみ制御CIU-SCと応力速度 $\dot{\sigma}$ 一定の応力制御(周圧一定、軸圧増加) CIU-AIの2種類にて実施した。

CIU-AI試験はFIG.4に示すように、レギュレーターを定速で回転することにより応力を定増させる。空気圧を水圧に変換し軸力測定用バロフラムシリンダー上室へ導くこととした。モーターはサイリスタレオナード装置により回転速度が変化する。レギュレーターの回転と圧力の関係は良好な線型関係を有し、セン断中断面積補正後の $\dot{\sigma}$ もまたほとんど一定であった。

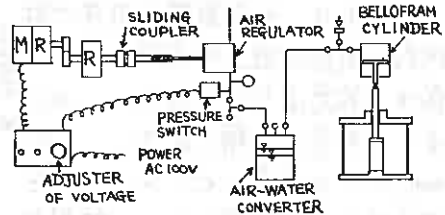


FIG 4 STRESS INCREASING SYSTEM

但し、ひずみが急速に増大する破壊付近では満足されない。実施した応力速度は $\dot{\sigma} = 1.1, 0.14 \text{ kPa/min}$ の2種類である。

CIU-SC試験は $\dot{\epsilon} = 1.0, 0.1, 0.01, 0.001, 0.0001 \text{ mm/min}$ の5種類である。最も低速の試験は進行中であり、ひずみが2%までのデータが示されている。標準データ収集のため、 $\dot{\epsilon} = 0.01 \text{ mm/min}$ のCIU-SC試験を $\dot{\sigma} = 200, 400, 600 \text{ kPa}$ の条件下で実施した。 $c' = 2 \text{ kPa}$ 、 $\phi = 13^\circ$ 、 $C_u / \sigma_{sc}' = 0.267$ である。

5 実験結果と考察

変形速度 $\dot{\epsilon}$ 、応力速度 $\dot{\sigma}$ をパラメーターとして、応力経路をFIG.5、ひずみの増加に対する偏差応力、間ゲキ水圧、塑性間ゲキ水圧、間ゲキ圧係数Aの関係をFIGS.6~9、塑性間ゲキ水圧と正八面体セン断応力をFIG.10に示す。FIG.11には各ひずみにおける間ゲキ水圧が、変形速度毎に示される。応力はすべて圧密圧力 σ_{sc}' によって除され正規化されている。SC、AI両試験結果が同一紙面上にプロットされている。

応力経路 FIG.5よりセン断速度の相違が有効応力経路ESPに多大の影響を与えることが明らかである。ESP群は、その初期部分の進行方向によって2種に大別される。すなわち、全応力

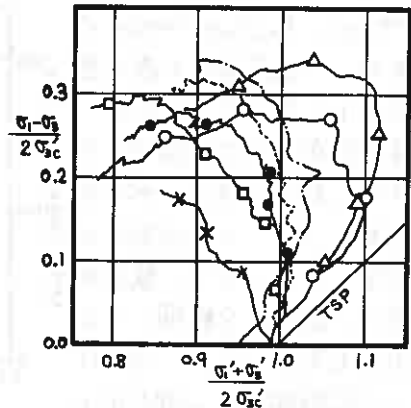


FIG 5 STRESS PATH

経路TSPに沿ってセン断応力 σ が増大し、 σ がTSPより離れて左方へ移動し σ_{max} に至る型は、高速セン断FASTの場合に見られる。これに対し、セン断開始後すぐにTSPから遠ざかるESPを持つ型は、低速セン断SLOWの場合に見られる。周知のようにTSPとESPの水平距離は間ゲキ水圧に相当する。従ってSLOWの場合には応力時より正の間ゲキ水圧が発生するのに対して、FASTの場合には大きな応力時になって初めて同程度の間ゲキ水圧が観測されるのである。

本報告の主たる目的ではないが、 σ_{max} に関するセン断速度効果は一般に、高速になるほど σ_{max} が増大すると言われている。FIG.6によれば、中位の速度の場合についてはわずかにズレているが、ほぼ速度の順に曲線が位置していることから、千軒粘土の場合にも、 σ_{max} はセン断速度と共に増大すると言えよう。

間ゲキ水圧 圧縮セン断に伴って発生した間ゲキ水圧 ΔU は、ひずみと共に単調に増加する(FIG.7)。 ΔU がセン断速度の影響を受けることは明瞭である。この現象が本質的なものか、あるいは見掛上のものかは現在のところ不明である。

CIU-AI試験においては、SLOWの場合の方が高い ΔU が発生している。CIU-SC試験においては、 $\dot{\epsilon}=0.1, 1.0, 0.001, 0.01, 0.0001$ mm/minの順に高い ΔU が発生し、また $d\Delta U/d\epsilon$ も同様の傾向を持つ。ひずみが10%程に達すると $d\Delta U/d\epsilon$ はほとんど0となり、 ΔU はほぼ一定値となり、新たな間ゲキ水圧は発生しないようである。全体的に判断するならば、セン断速度が低くなると間ゲキ水圧は増大する傾向が見られる。 $\dot{\epsilon}=0.01$ の場合の曲線は他の速度の場合のそれより上位に位置するが、変位の大きな時すなわち土が破壊した後には、 $\Delta U \sim \epsilon$ 曲線はかなり狭い範囲内に集まる傾向が見られる。

著者の仮説により、このデータの傾向を説明してみよう。正規圧密土がセン断を受けると負のダイレタンシーが生じ、供試体中央部の間ゲキ水圧 U_c は正である。しかるに端部における変形は、拘束されているためにわずかであり、この部分の間ゲキ水圧 U_b はほとんど発生しない。

このため中央部から端部に向かって間ゲキ水が移動し、間ゲキ水圧は均等化に向かう。しかし、透水性が低いために、FAST時には低いままの U_b に近い値が測定される。それに対し、SLOW時には間ゲキ水のすべてあるいはほとんどが移動する時間が存在し、 U_b は高く U_c は低く(ただし依然として $U_b < U_c$)なり、この時の U_b が測定され、見掛上間ゲキ水圧はセン断速度効果をうけるということになる。

この仮説によれば、所要量の間ゲキ水が移動可能な最高セン断速度以下のセン断速度時の間ゲキ水圧は一定でな

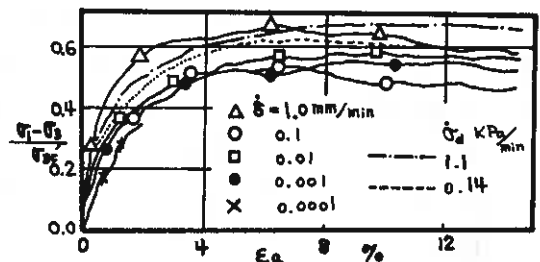


FIG 6 DEVIATORIC STRESS VS STRAIN

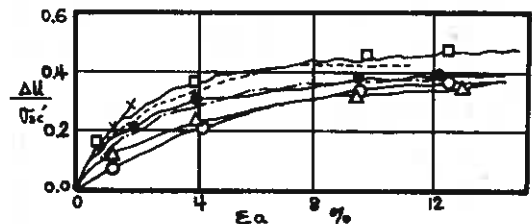


FIG 7 PORE PRESSURE VS STRAIN

ければならない。現在のところ SLOW のデータは比較的狭い帯内にあり、仮説を支持している。

赤井らのデータ⁽⁴⁾ではかなり高速度まで $\Delta U \sim \epsilon_a$ 曲線が一致している。したがって、正規圧密土の間ゲキ水圧とひずみの関係は unique であるとの結論が出された。彼らの試料土は $I_p = 26.7\%$ 、粘土分が 6% であり、透水性はとても高いと推測される。そのために、ほんのわずかの時間の間に間ゲキ水圧が均等化してしまい、端部測定のみであっても、あたかもセン断速度の影響を受けないようにみえるものと考えられる。本実験結果は、FIG. 11 に見られるように、 0.1 mm/min 以上の速度では、 ΔU はひずみによっては決定されず、セン断速度によって異なることを示す。

更に、著者の仮説によれば、端部で測定される間ゲキ水圧はセン断部の間ゲキ水圧とは一致しないのであるが、現在のデータはこのことを肯定も否定もしない。

塑性間ゲキ水圧 L_0 によると間ゲキ水圧は次式により表される。⁽⁸⁾

$$\Delta U = \Delta U_a + \Delta U_s = \Delta U_a + \Delta U_{se} + \Delta U_{sp}$$

側圧が一定のままのセン断試験の場合には $\Delta U_a = 0$ である。 ΔU_s は偏差応力に帰因する値である。偏差応力が加えられ、しかる後に取り去られる場合、ひずみは残留し、間ゲキ水圧も同様に残留し元の値には一致しない。⁽⁹⁾

ΔU_s の弾性塑性成分をそれぞれ ΔU_{se} 、

ΔU_{sp} とおく。 ΔU_{se} がどのような値であるかは議論のあるところであろう。今 $\Delta U_{se} = \Delta \sigma_m$ と仮定する。したがって $\Delta U_{sp} = \Delta U - \Delta \sigma_m = -\Delta \sigma'_m$ である。

FIG. 8 には塑性間ゲキ水圧が示されている。FAST の場合には、小さいひずみ時に ΔU_{sp} は負となり後刻増加に転じる。SLOW の場合には、最初から ΔU_{sp} は正である。FAST の場合には、 $\sigma_1 - \sigma_3$ がどんどん増加するにもかかわらず間ゲキ水圧が供試体下端まで伝達される時間が十分ではなく、低い値のまま測定されることを意味する一方、SLOW の場合には間ゲキ水圧が下端に伝達する時間があり、ほぼ均等化しているのである。これまでの経験によると、正規圧密土では ΔU_{sp} は正、時には最初負となりまもなく正になる。過圧密土の場合では、過圧密比が大きくなる程 ΔU_{sp} の負の絶対値、および負値であるひずみ範囲が大きくなる。

FIG 8 PLASTIC PORE PRESSURE VS STRAIN

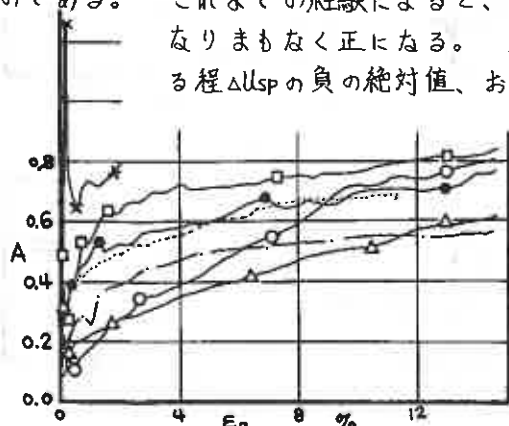
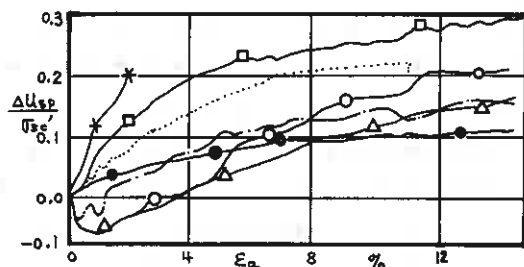


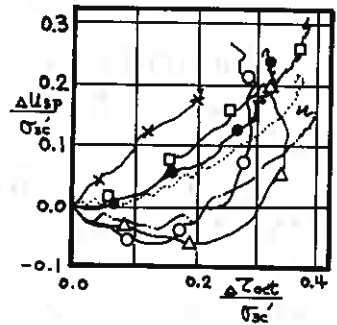
FIG 9 PORE PRESSURE PARAMETER A

本報告は正規圧密土を対象としているので、 ΔU_{sp} が正であることが通例の現象である。さらに $\dot{\epsilon} = 0.01 \text{ mm/min}$ より遅い場合のデータでは ΔU_{sp} が負である部分が全くみられないことから、正規圧密土についてはセン断による体積増加は生ぜず、従来の観測結果は、端部拘束効果と透水性の低さに基づく現象と考えられよう。

間ゲキ圧係数A 間ゲキ水圧はひずみが単調に増加する場合にはひずみに比例して増大する。ひずみは、偏差応力が単調に増加する場合には、偏差応力に応じて増大する。それゆえ Δu はひずみを仲介として $\sigma_1 - \sigma_3$ が増大するにつれて増大する。FIG.6にみられたようにセン断速度が増すと $\sigma_1 - \sigma_3$ が増大するので、FIG.7の Δu は同一 $\sigma_1 - \sigma_3$ あるいは同一 σ_m 下での \dot{s} の影響を示しているのではない。そこでスケプトンの間ゲキ圧係数 $A = \Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ を比較してみる。

FIG.9にみられるように、ひずみの小さい部分の挙動に大きな差異がある。SLOWになるとセン断初期に極大値を持ち、次いで極小値を示す。FASTの場合には極大値がなく極小値のみを持っている。セン断速度の早い程Aの値は小さくなる傾向にある。セン断速度が早くなることによって $\sigma_1 - \sigma_3$ は増大し、 Δu は減少しAは急激に減少するわけであり、 Δu に関する係数としてAは不適當であろう。

Δu の中の塑性成分 Δu_{sp} に関してセン断応力がどう効果を与えるかをみたのがFIG.10で示される。 $\dot{s} = 0.01 \text{ mm/min}$ より早いセン断速度の場合には、 Δu_{sp} は負となり、増加に転じてからの傾きはきわめて大きい。それより遅い場合、始点の違いはあるが曲線の傾きがほぼ一様であり、原点方向に移動すると一本の曲線となる。



間ゲキ水圧伝達時間の試算 非排水条件下における間ゲキ水圧の伝達時間を千軒粘土の諸値を用いて FIG 10 PLASTIC PORE PRESSURE VS STRESS 計算してみる。 $\Delta u / \sigma'_{c0} = 0.1$ 、 $\sigma'_{c0} = 300 \text{ kPa}$ のとき $\Delta u = 30 \text{ kPa}$ である。圧密終了後の供試体は $D = 4.4 \text{ cm}$ 、 $H = 10.8 \text{ cm}$ 程度で、 $w_f \sim \log \sigma'_{c0}$ 曲線から $w_f = 77\%$ と仮定できる。これらより供試体中の水量は 109.36 cm^3 である。この容積の水が 30 kPa の圧力を有するには、水の圧縮性 $5.0 \times 10^{-7} / \text{kPa}$ より $\Delta V = m_w \cdot p \cdot V = 0.0016 \text{ cm}^3$ の体積収縮が生じなければならない。中央部から端部へ向って間ゲキ水が移動し水圧が均等化するとして 0.0008 cm^3 の移動で完了する。したがって含水比の変化は極微小であり、各部の含水比の比較結果は有意な差を示さなかった。

供試体中央端部間 5.4 cm の距離に $\Delta u / \sigma'_{c0} = 0.2$ の圧力差があり、 t_f 時間後に $\Delta u / \sigma'_{c0} = 0.1$ に至るとする。各断面における水圧の時間的变化を直線と仮定してダルシーの法則を適用する。

$$t_f = \frac{Q}{\frac{u}{8\omega L} \cdot n \cdot A \cdot k} = 7.6 \text{ min}$$

7.6 分間に進むひずみは $\dot{s} = 0.1 \text{ mm/min}$ 時 0.7%

$\dot{s} = 0.01 \text{ mm/min}$ 時 0.07%

である。FIG.7によると $\Delta u / \sigma'_{c0}$ が 0.1 の増加を示すひずみ量は、 $\dot{s} = 0.0001 \text{ mm/min}$ 時 0.8% 程であるので、 $\dot{s} = 0.1$

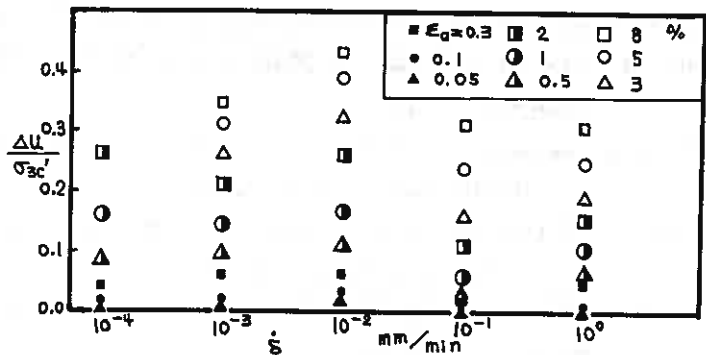


FIG 11 PORE PRESSURE VS DEFORMATION RATE

の場合には十分な時間がないことになり、 $\dot{\epsilon}=0.01$ 以下では均等化されたしが端部で測定されることになる。FIG.7にみられる傾向を説明している。

6 あとがき

三軸試験において測定される間ゲキ水圧値に大胆な仮説をたて、その検証用の一連の試験の一部を報告した。これまでに実施された資料のみでは、仮説が成立することを否定しない、あるいは成立の可能性が示されるが、積極的な立証とはならない。

正規圧密高塑性土がセン断をうけると端部において計測される間ゲキ水圧は、セン断速度が遅くなる程大きくなる傾向にあり、ひずみによって uniqueには決定されない。供試体端部が拘束されるために試料中の変形は一様ではない。変形に帰因する間ゲキ水圧は一様に分布しないので、高い所から低い所へ間ゲキ水が移動し間ゲキ水圧が均等化しようとする。したがってセン断速度の緩急が、測定値に影響を与えるものと考えられる。

以後は次の事項について検討する予定である。(1)端部以外での間ゲキ水圧の測定、端部でのそれとの比較、(2)端部と中央部との間ゲキ水の移動を遮断した場合の間ゲキ水圧、(3)体積変化、形状変化と間ゲキ水圧との関係の弾性学的、弾塑性学的検討。

本報告で用いたデータは日下誠治竹本修両君が著者の指導の下で卒業研究として実施した一部である。X線回折は福島純講師の協力を得た。ここに記し謝意を表する。

7 文献

- (1) Parry, R.H.G. (1971) Stability analysis for low embankments on soft clays: Proc. of Roscoe Memorial symposium p.651
- (2) Blight, G.E. (1963) The effect of nonuniform pore pressures on laboratory measurements of the shear strength of soils: ASTM STP 361 pp.173~191
- (3) Blight, G.E. (1965) Shear stress and pore pressure in triaxial testing: ASCE VOL.91 SM 6 pp.25~39
- (4) 赤井 et al (1974) 飽和粘土の応力-ひずみ-時間関係: 土木学会論文報告集 No.225 pp.53~61
- (5) 赤井 et al (1975) 過圧密粘土の時間依存特性: 第10回土質工学研究発表会 p.241
- (6) 三田地 et al (1979) 飽和粘土の非排水応力-ひずみ-時間関係に関する一考察: 第34回土木学会年次講演会 III p.61
- (7) Balasubramanian, A.S. (1976) Local strains and displacement patterns in triaxial specimens of a saturated clay: Soils and Foundations 16-1 pp.101~114
- (8) Lo, K.Y. (1969) The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays: Canadian Geotech. J. Vol 6 No.4 pp.383~412
- (9) 佐野佑房 (1979) 飽和粘土における間ゲキ水圧と軸ひずみとの関係: 第14回土質工学研究発表会 pp.433~436

北大工学部 (正) 北 郷 繁
 〃 (1) 三田地 利 文
 〃 (2) 山 口 晴 幸
 〃 (専) 佐 藤 宏 明
 〃 工 藤 豊

Ⅰ. ま え が ち

粘性土のせん断特性におよぼす時間効果に関する研究は大別して、ひずみ速度の影響に関するものと圧密時間の影響に関するものとに分けられる。前者についてはせん断強度がひずみ速度とともに増加するという Casagrande & Wilson¹⁾, Richardson & Whitman²⁾, 赤井・足立³⁾ らの研究があり、後者に関しては、せん断強度が圧密時間とともに増加するという Bjerrum & Lo⁴⁾, 三田地・北郷⁵⁾, Shen^ら⁶⁾ らの研究がある。また、ひずみ速度と圧密時間の両方の影響については、圧密時間とひずみ速度が粘土の挙動に類似の影響を与えるという三笠・木下⁴⁾, Vaid & Campanella⁸⁾ らの研究がある。この内で特に Shen^らは二次圧密期間中の排水阻止により間隙水圧が発生して有効応力の低下した供試体についての研究を行ない、その供試体がわずかに過圧密された粘土と類似した挙動を示すとし、併わせて Cam-clay Model の適用を試みている。しかし、これらの研究はどうかという点と変形より強度に重点が置かれたものであって、筆者らの知る限りひずみ速度、圧密時間、二次圧密阻止に関して総合的に考察したるのではない。そこで本研究では、ひずみ速度、圧密時間、二次圧密阻止、さらに一次圧密未了による残留間隙水圧がダイレイタンシー特性におよぼす影響について総合的に比較検討しダイレイタンシー関数なるものを導入した。そして二次圧密中の供試体および二次圧密を阻止された供試体が種々のひずみ速度でせん断されたときの応力経路および応力へひずみ関係の予測式またはることを試みた。

Ⅱ. 試料および実験方法

本実験で用いた試料は空知郡北村字大願で採取した乱した自然粘性土で採取場所によって新大願上層土と大願下層土に分けられる。新大願上層土は $LL=95\%$, $PI=64\%$, $G_s=2.61$, 自然村敷目盛による圧縮指数 $\lambda=0.236$ であり、大願下層土は $LL=53\%$, $PI=20\%$, $G_s=2.67$, $\lambda=0.113$ である。これを泥水状にし 420mm のフルイを通した後三ヵ月以上放置した。供試体はこの泥水を 78kPa (0.8kgf/cm^2) の鉛直圧力で10日間以上一次元的に予備圧密したのを直径 50mm , 高さ 120mm の円柱に切り出したものである。本実験の圧密は一次・二次とも算方的で、試料は完全飽和とみさせる。また、圧密時の時間効果を検討することと目的の一つであることから圧密は一定のルールに従い目標の圧密圧力まで段階的に載荷した。最終段階の圧密圧力は全て 196kPa (2.0kgf/cm^2) とし各段階における圧密圧力は $30, 78, 137, 196\text{kPa}$ で1日に1回載荷した。圧密時間の影響を考へる場合問題となるのは一次圧密領域と二次圧密領域との境界

である。これを明確に定めることは難しいが、本研究では最終圧密圧力載荷後48時間目を便宜上一次圧密終了とし、それ以後を二次圧密期間と定義した。この時点では全ての場合に間隙水圧は実質上消散していた。

実験は以下に述べる5種類である。

- i) N-Test 一次圧密終了後必ずみ速度 $0.04\%/min$ で直ちに非排水三軸圧縮試験を行なう。二次圧密された供試体と区別するために、この供試体を正規圧密された供試体と呼ぶことにする。
- ii) NS-Test 一次圧密終了後直ちに非排水三軸圧縮試験を行なう。ただし、必ずみ速度 $\pm 0.1\%/min \sim 0.0075\%/min$ の間で変化させる。
- iii) D-Test 二次圧密時間を種々に変えて、必ずみ速度 $0.04\%/min$ で非排水三軸圧縮試験を行なう。二次圧密時間は $0 \sim 52000 min$ である。
- iv) O-Test 一次圧密終了後非排水状態で放置した場合、Shenらが報告しているように供試体内に間隙水圧が発生する。このことは非排水状態のため二次圧密による体積変化が起こらず、その代償として供試体内に間隙水圧が発生するものと考えられる。そこで一次圧密終了後の非排水放置期間を二次圧密阻止による間隙水圧の発生期間ととらえ間隙水圧の発生量と二次圧密時間との対応関係を調べる目的で行なうのがO-Testであって、二次圧密阻止による間隙水圧発生量を種々に変えて、必ずみ速度 $0.04\%/min$ で非排水三軸圧縮試験を行なった。間隙水圧発生量 u_{fs} を一次圧密終了時の圧密圧力で除した値 u_{fs}/P_c は $0 \sim 0.28$ である。なお、間隙水圧発生によって減少した圧密圧力を P_2 とする。
- v) R-Test 二次圧密領域での排水阻止による間隙水圧発生と対応させるため一次圧密領域で間隙水圧を残留させた場合についての試験を行なった。これは一次圧密中の着子段階載荷終了後非排水状態で最終圧密圧力と載荷し間隙水圧を発生させ、その後排水状態の期間を変えることにより残留間隙水圧を種々に変えて、必ずみ速度 $0.04\%/min$ で非排水三軸圧縮試験を行なうるのである。着子段階から着子4段階への圧密圧力の変化量 $\Delta\sigma_3$ で残留間隙水圧 u_{R} を除した値 $U_R = u_{R}/\Delta\sigma_3$ は $0 \sim 1.0$ の範囲である。

3. 実験結果および考察

3-1 応力経路

図1~5は4種類の試験から得られた応力経路を p - q 面上に示したのであって $p = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ である。図1は必ずみ速度が速い(せん断時間が短い)程初期部分が立ち上がる傾向を示している。また、等必ずみ線が全応力経路にはほぼ早行なことから後に述べるようにせん断時の間隙水圧が必ずみ速度の影響を受けにくいということが推定され赤井らの研究結果と同じになった。図2は圧密時間下の影響が立ち上がりのふくらみに顕著に表われることを示している。このことは図1のせん断時間の影響度合と逆である。図3は二次圧密を阻止された場合の応力経路が通常の非排水試験 ($N_{95,70}$) と較べて立ち上がりに顕著な相違があること、その後通常の試験の経路に漸近することを示している。図4は図3の応力経路をせん断開始時の有効圧密圧力で正規化すると二次圧密を受けた粘土の応力経路(図2)と類似

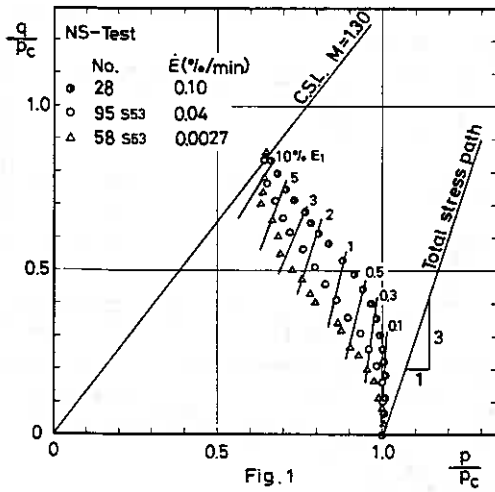


Fig. 1

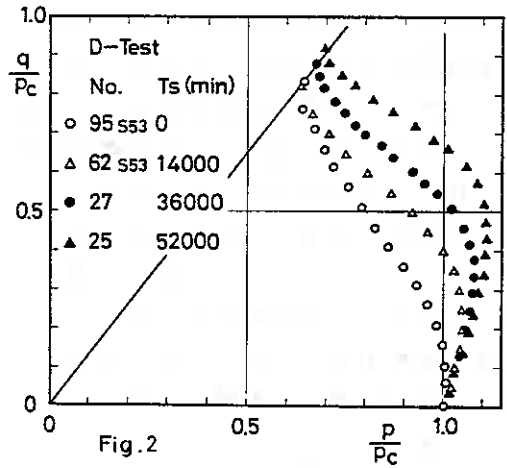


Fig. 2

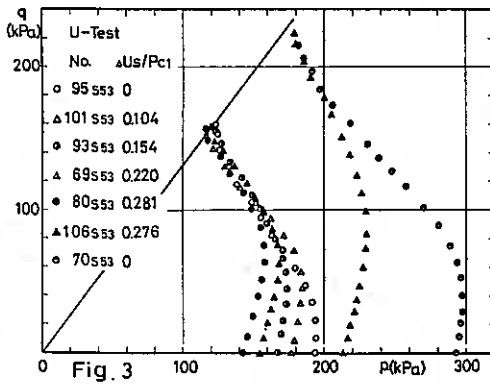


Fig. 3

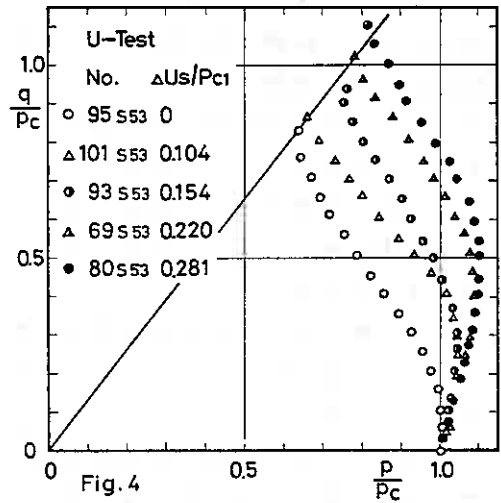


Fig. 4

して示している。一方、図5は一次圧密中の残留間隙水圧が応力経路にほとんど影響しないことを示している。

以上より、せん断時間と圧密時間をして二次圧密阻止による発生間隙水圧は応力経路に顕著な影響をおよぼすが、一次圧密中の残留間隙水圧はほとんど影響をおよぼさないことがわかる。

3-2 応力へみずみへ強度特性

図6, 7, 9は軸差応力をせん断開始時の圧密圧力で正規化したものへみずみとの関係であり、図8は一次圧密終了時の圧密圧力で正規化したものへみずみとの関係である。U-Testでは圧密圧力が減少する

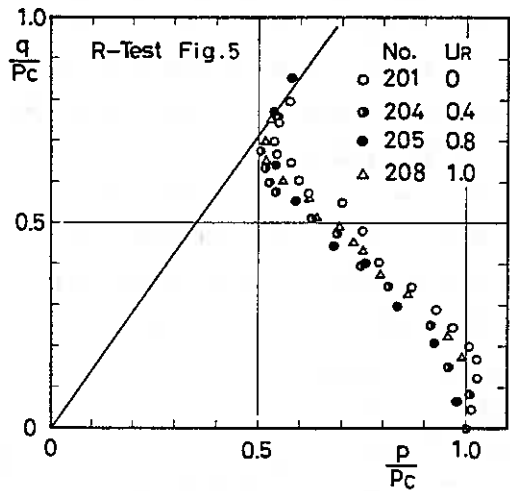


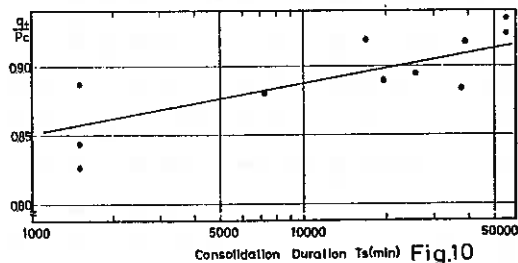
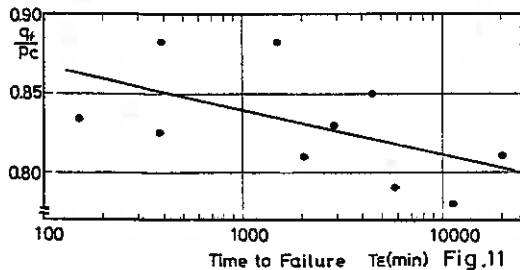
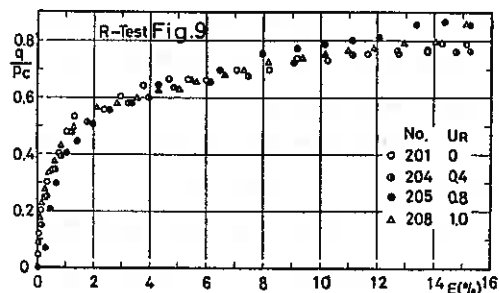
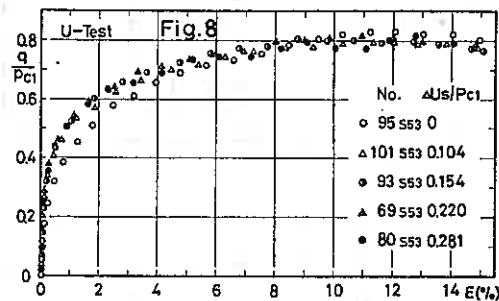
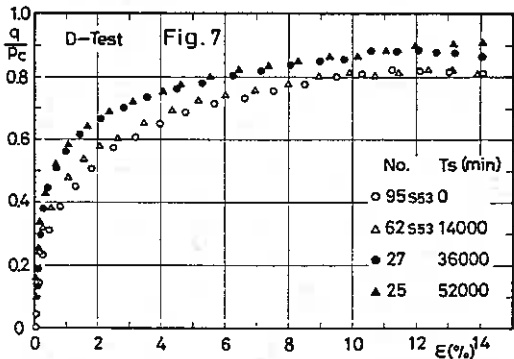
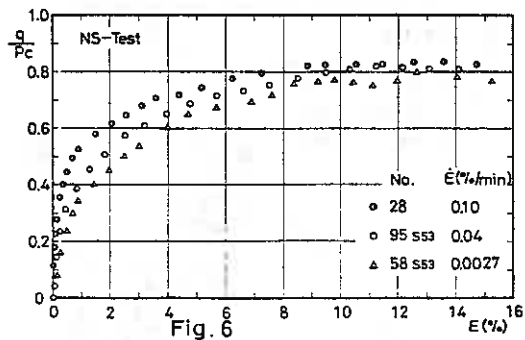
Fig. 5

ので正規圧密供試体との比較のため一次圧密終了時の圧密圧力で正規化した。図6, 7によれば、せん断時間が短い程、また圧密時間が長い程、応力へみずみ曲線の初期傾度が大きくなり強度はわずかながら増加することがわかる。図8, 9は二次圧

密阻止による発生間隙水圧と一次圧密中の残留間隙水圧が応力へひずみへ強度特性にほとんど影響をおよぼさないことを示している。また図10,11はせん断時間が短い程、圧密時間が長い程、材数目盛でほぼ直線的に強度が増加することを示している。このことから三笠らが報告しているように圧密時間を長くすること、せん断時間を短くすることはせん断時の粘土の挙動に類似の影響を与えているように思われる。

3-3 間隙水圧挙動

図12~15は4種類の試験についての間隙水圧へひずみ挙動を示している。図12はせん断時の間隙水圧がひずみ速度の影響をほとんど受けないことを示しており、このことから図1の応力経路においてひずみ速度と種々に変えた場合の等ひずみ線が全応力経路にはほぼ平行ということがわかる。図15は一次圧密中の残留間隙水圧がせん断時の間隙水圧へひずみ挙動にほとんど影響をおよぼさないことを示している。図14はせん断中の間隙水圧を一次圧密終了時の圧密圧力で正規化したものとのひずみとの関係があり、これから二次圧密阻止による発生間隙水圧 u_s/P_{c1} がせん断時の間隙水圧へひずみ挙動に顕著な影響をおよぼすことがわかる。そして u_s/P_{c1} が大きい程せん断中の間隙水圧は減少している。ここで破壊時の間隙水圧を P_{c2} で正規化した u_s/P_{c1} と u_s/P_{c2} との和を考えると表1上半のようになる。これよ



り(二次圧密阻止による発生間隙水圧)
 + (せん断破壊時の間隙水圧) = (一定)
 なる算式が成り立つように思われる。このことは二次圧密領域とせん断破壊時の間隙水圧の和が保存されることを意味し、これを間隙水圧保存則と名づける。

次に図12は二次圧密時間の影響を表わしている。No.25を除けば間隙水圧へみずみ曲線がほぼ一致しているとみなせる。また破壊時の値には二次圧密時間の影響はほとんど表われていないと思われる。そこで前記保存則をD-Testに適用してみる。

この場合、二次圧密中に間隙水圧は存在しないのでD-Testでは、せん断破壊時の間隙水圧についてだけ保存則が成立することになる。破壊時の間隙水圧と圧密圧力で正規化した $\Delta U_s/P_c$ は表1下半の通りでN-Testの値に近く、破壊時の間隙水圧は保存されていると考えられる。このことは Bjerrum & Lo によって報告されている。

以上より、せん断中の間隙水圧はみずみ速度(せん断時間)、圧密時間および一次圧密中の残留間隙水圧の影響はほとんど受けはないが、二次圧密阻止による発生間隙水圧の影響を受け、それとせん断破壊時の間隙水圧の和は一定に保たれているということがいえる。また圧密時間の影響を考えるとD-Testにおいて間隙水圧保存則が成り立つと考えられる。

3-4. ダレイタンシ-考動

土要素の体積みずみ dV/V を圧密による体積みずみ $(dV/V)_c$ と偏差応力成分による体積みずみ $(dV/V)_d$ との和と考える。

$$dV/V = (dV/V)_c + (dV/V)_d$$

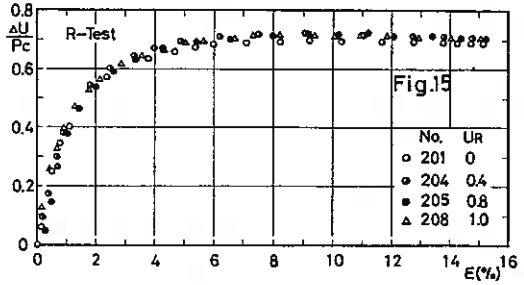
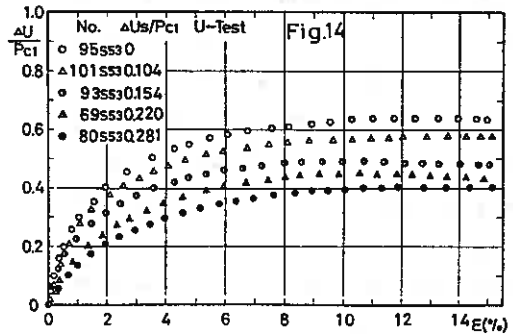
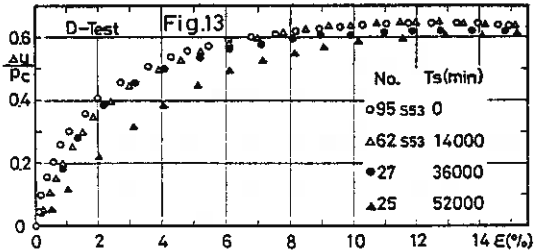
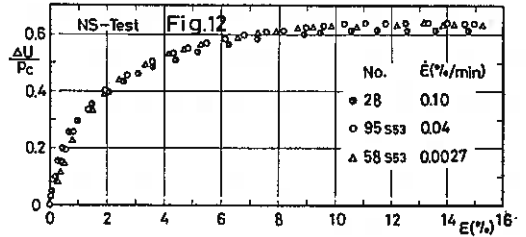
圧密による体積みずみ $(dV/V)_c$ は一般に

$$(dV/V)_c = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{P}{P_0}$$

と表わされ、非排水条件 $dV/V = 0$ を代入すると

$$(dV/V)_d = -(dV/V)_c = -\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{P}{P_0}$$

となる。



Test	No.	$\Delta U_s/P_{c1}$	$\Delta U_f/P_{c1}$	$\Delta U_s/P_{c1} + \Delta U_f/P_{c1}$
N	95 S53	0	0.638	0.638
U	101 S53	0.104	0.575	0.679
U	93 S53	0.154	0.492	0.646
U	69 S53	0.220	0.450	0.670
U	80 S53	0.281	0.406	0.687
Test	No.	$\Delta U_s/P_c$	$\Delta U_f/P_c$	$\Delta U_s/P_c + \Delta U_f/P_c$
D	62 S53	0	0.655	0.655
D	27	0	0.623	0.623
D	25	0	0.613	0.613

Table 1

これは排水せん断時における偏差応力成分によって生じる体積変化 $(\Delta V/V)d$ を非排水せん断時における平均有効主応力の変化で表現したものである。ここで、 E_d をダイレイタンシー相当量と百分率で表わすことにする。

$$E_d = -\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{P}{P_0}$$

λ : 圧縮指数 ($C_c/2.3$)

e_0 : せん断開始時の間隙比

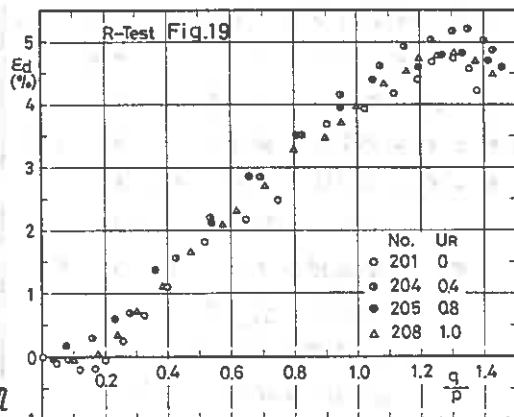
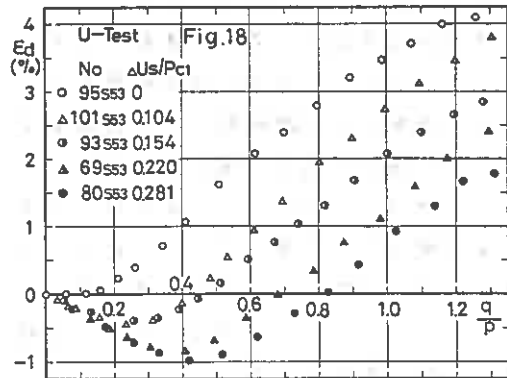
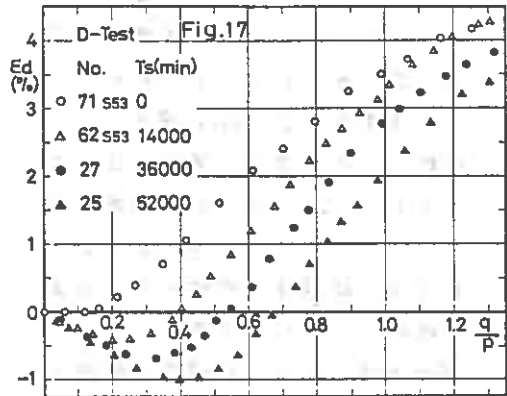
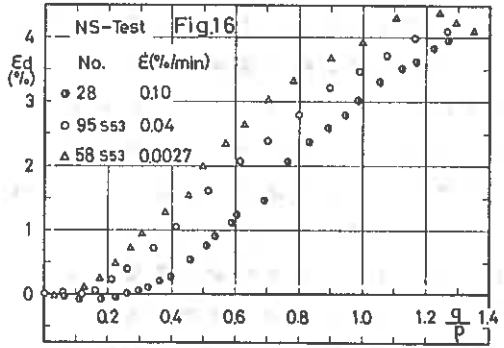
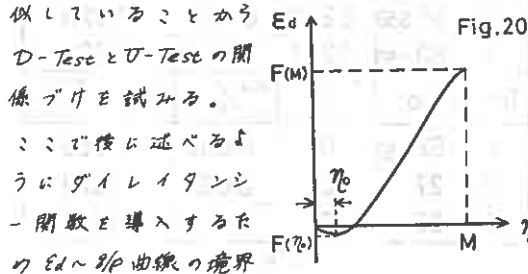
P_0 : せん断開始時の平均有効主応力

P : せん断中の平均有効主応力

E_d : ダイレイタンシー相当量

図16~19は4種類の試験に対するダイレイタンシー相当量 E_d と有効応力比 q/p ($=\eta$)との関係を表わしたのである。

E_d が正(負のダイレイタンシー)に転ずる限界をダイレイタンシー限界と名づけると、それはせん断時間が短い程、圧密時間が長い程、また二次圧密阻止による発生間隙水圧が多い程大きくなる。この影響は特に図17のD-Testと図18のU-Testにおいて顕著に表われ E_d が負に転ずる領域が大きくなっている。また図19は一次圧密中の残留間隙水圧がダイレイタンシー特性にほとんど影響を及ぼさないことを示している。また図16~19よりダイレイタンシー限界を越えた $E_d \sim q/p$ 関係はほぼ直線とみなすことができ、その傾きを M とすると M は試料によって一定で試験の種類には無関係ということがわかる。次に二次圧密(排水)と二次圧密阻止(非排水)のダイレイタンシー特性に及ぼす影響が類似していることか



を 図 20 の ξ とく定義する。図 21 より $F(\%) \sim \Delta U_s/P_{c1}$ 関係が直線とみさせることから次式が成り立つ。

$$\{F(\%)\}_{us} = \psi(\Delta U_s/P_{c1}) + \xi \quad \text{--- ①}$$

ここで $\{F(\%)\}_{us}$ は U-Test の $F(\%)$, ψ は $\{F(\%)\}_{us} \sim \Delta U_s/P_{c1}$ の傾き, ξ は切片であり、一次圧密終了後、ひずみ速度 $0.04\%/min.$ で直ちに非排水せん断 (N-Test) したときの値を表わしている。また圧密時間 T_s と間隙比 e の関係を表わしているのが図 22 である。これより e は T_s の増加とともに対数目盛で直線的に減少していることがわかる。この間隙比の変化を $\Delta e'$ とすると, T_s との間に次の関係が成立する。

$$\Delta e' = \tau \ln(T_s/T_{s0}) \quad \text{--- ②}$$

ここで τ は対数目盛での傾き, T_{s0} は $1440 min.$ とし, T_s は二次圧密時間に T_{s0} を加えた値である。二次圧密阻止による間隙水圧発生量と二次圧密による体積変化に換算すると

$$\Delta e = -\lambda \ln(P_c/P_{c1})$$

$$P_c/P_{c1} = 1 - \Delta U_s/P_{c1} \quad \text{より}$$

$$\Delta e = -\lambda \ln(1 - \Delta U_s/P_{c1}) \quad \text{--- ③}$$

$\Delta e' = \Delta e$ とおくと

$$\tau \ln(T_s/T_{s0}) = -\lambda \ln(1 - \Delta U_s/P_{c1})$$

$$\text{ゆえに } \Delta U_s/P_{c1} = 1 - (T_s/T_{s0})^{-\frac{\tau}{\lambda}} \quad \text{--- ④}$$

となる。④を③に代入すると

$$\{F(\%)\}_{us} = \psi \left\{ 1 - (T_s/T_{s0})^{-\frac{\tau}{\lambda}} \right\} + \xi \quad \text{--- ⑤}$$

となる。⑤は圧密時間 T_s による $F(\%)$ の変化を推定したもので、実験値と推定値を併わせてプロットしたのが図 23 である。これより上記の誘導は妥当なものと考えられる。次にせん断時間 T_e と $F(\%)$ との関係を表わしたのが図 24 である。この図でひずみ速度 $0.04\%/min.$ のときのせん断時間を $375 min.$ とすると $T_{e0} = 375 min.$ のとき

$F(\%) = \xi$ でなければならぬ。また $F(\%)$ はある限界値 ($F(\%) = 0$) に近づくと仮定し図中の直線部分だけを考えると $\{F(\%)\}_e \sim T_e$ 間に次の関係がみいだせる。

$$\{F(\%)\}_e = \xi (T_e/T_{e0})^5 \quad \text{--- ⑥}$$

また、三笠らが報告しているように、ひずみ速度が変わっても圧密時間がダイレイタンスー特性におよぼす影響は相対的に変わらないと仮定すると、次の重ね合せが成り立つ。

$$\{F(\%)\}_{us,e} = \{F(\%)\}_{us} + \{F(\%)\}_e - \xi \quad \text{--- ⑦}$$

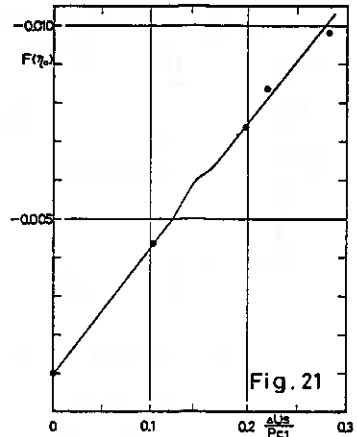


Fig. 21

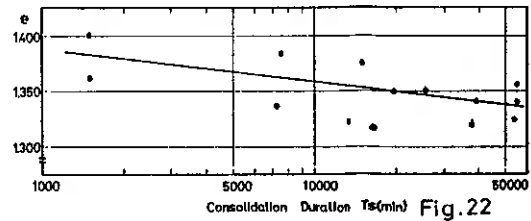


Fig. 22

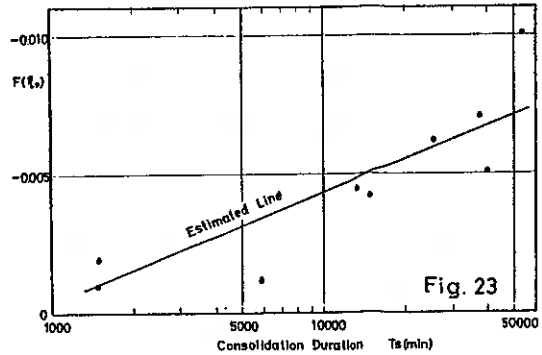


Fig. 23

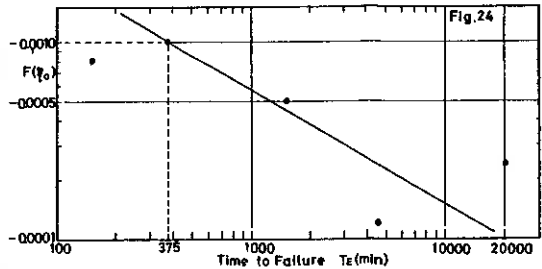
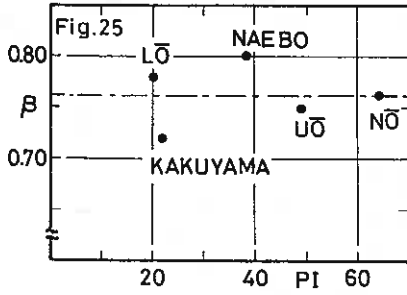


Fig. 24



ここで $\{F(\%) \}_{\pi, \dot{\epsilon}}$: 圧密時間を考慮した $F(\%)$
 $\{F(\%) \}_{\dot{\epsilon}}$: せん断時間を考慮した $F(\%)$
 $\{F(\%) \}_{\pi, \dot{\epsilon}}$: 圧密時間およびせん断時間を考慮した $F(\%)$

⑤, ⑥, ⑦より

$$\{F(\%) \}_{\pi, \dot{\epsilon}} = \psi \left\{ 1 - \left(\frac{T_s}{T_{s0}} \right)^{\frac{\dot{\epsilon}}{\lambda}} \right\} + \xi \left(\frac{T_s}{T_{s0}} \right)^{\xi} \quad \text{--- ⑧}$$

となる。

4. 応力～ひずみ～時間関係の予測

4-1. ダイレイタンスー関数 $F(\eta)$ を導入した土の構成方程式

土のダイレイタンスーはある応力比の関数で表現できる。三田地ら⁽⁷⁾は太田ら⁽⁸⁾の仮定を拡張して土のダイレイタンスー特性が応力比 η の任意の関数 $F(\eta)$ で表わされる場合の応力～ひずみ関係式を導いた。それによると非排水条件での応力経路および応力比～ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\frac{\lambda}{1+e_0} \frac{dp}{p} + F(\eta) d\eta = 0 \quad \text{--- ⑨}$$

$$d\epsilon = -\frac{\nu}{\lambda} \frac{\{F(\eta)\}^2}{F(\eta)\eta - \frac{\lambda-\nu}{1+e_0}} d\eta \quad \text{--- ⑩}$$

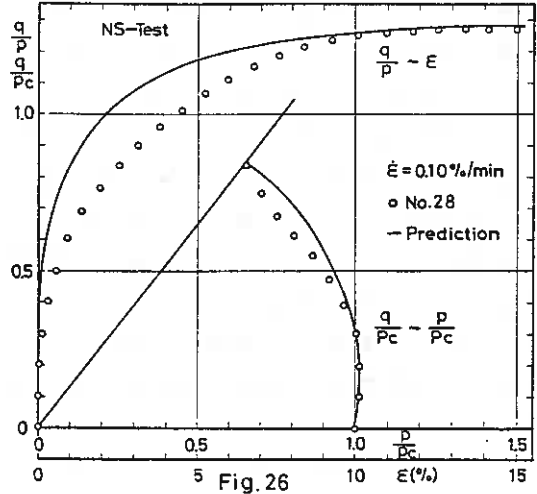
$$\left. \begin{aligned} \text{ただし、} \nu &= \lambda - (1+e_0)MF(M) \\ M &= (\eta)_{\max} \end{aligned} \right\} \quad \text{--- ⑪}$$

4-2. ダイレイタンスー関数の誘導

図20においてダイレイタンスー曲線に次の関数をあてはめる。

$$F(\eta) - F(\eta_0) = \frac{\gamma(\eta - \eta_0)^2}{\alpha(\eta - \eta_0)^2 + 1} \quad \text{--- ⑫}$$

$$\text{ここで } \alpha = -\frac{1}{\eta_0^2(M - \eta_0)^2} \left\{ \frac{F(\eta_0)}{F(M)} M(M - 2\eta_0) + \eta_0^2 \right\}$$



5 Fig. 26

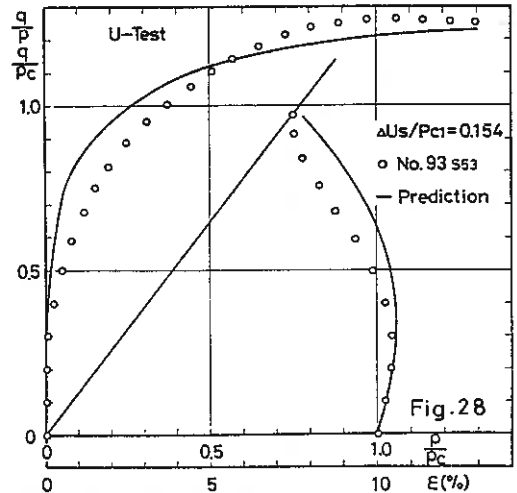
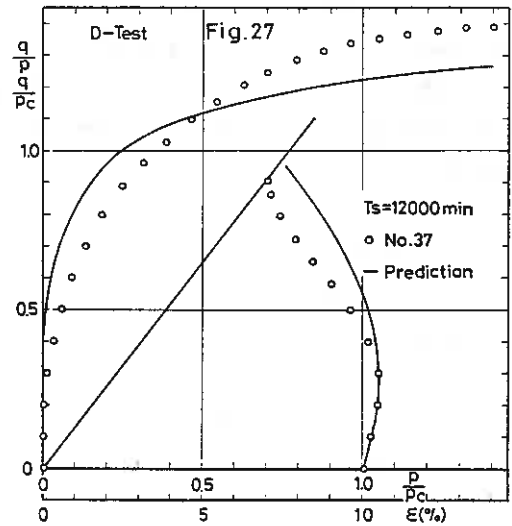


Fig. 28

$$\gamma = \frac{F(\%)}{\eta_0^2} \cdot (1 + \alpha \eta_0^2) \quad \text{である。}$$

②は変曲点を有する曲線であるが正の部分は近似的に直線とみなせる。例えば $F(M)$ は次のように表わされる。 $F(M) = \mu (M - 2\eta_0) \quad \text{----- ⑩}$

また $F(\eta)$ を2回微分し実験定数 β を導入することにより η_0 を求め予測式を立てる。この場合、 βM は本来は変曲点を表わすが、ここでは β を種々に変えて予測式を立て、応力径路、応力～ひずみ関係に最も近似の良い β を用いる。(β が小さい程、応力径路の近似は良いが応力～ひずみ関係の近似は悪くなる。) 5種類の試料に対し β を求めたのが図25で、その平均をとると $\beta = 0.76$ となる。以上より βM は変曲点よりわずかに大きい値をとることがわかる。図25で $L\bar{O}$, $O\bar{O}$, $N\bar{O}$ はそれぞれ大願下層土、大願上層土、新大願上層土を表わす。なお、 βM は

$$\beta M = \eta_0 + \sqrt{\frac{-\eta_0^2 (M - \eta_0)^2}{3} \cdot \frac{\mu}{F(\eta_0)M + \eta_0^2 \mu}} \quad \text{----- ⑪}$$

であり応力～ひずみ関係式は②に⑪を代入することにより次の差分式より求められる。

$$\varepsilon_{n+1} = \varepsilon_n + (d\varepsilon/d\eta)_{n+1} \eta \quad \text{----- ⑫}$$

4-3 ダイレイタンシ-関数を用いる際の仮定

ダイレイタンシ-関数を用いるため以下に示すいくつかの仮定を設けた。

- 1) たとえ正規圧密粘土であっても、せん断初期にわずかに正のダイレイタンシ-傾向を示す。
- 2) σ は圧密圧力の影響を受けない。
- 3) $F(\eta_0)$ におよぼすひずみ速度の影響は二次圧密条件 (D or U-Test) に依らず一定である。
- 4) ひずみ速度が変わっても圧密時間が $F(\eta_0)$ におよぼす影響は相対的に変わらぬ。
- 5) $\lambda, M (= (q/p)_{max}), \mu, \beta$ は試験の種類に依らず一定である。

4-4 予測式の適用例

実施する試験とそれによって決定される定数は次の通りである。

- 1) 正規圧密・定ひずみ速度試験 $\dot{\varepsilon} = 0.04\%/min$: $e_0, \lambda, M, \mu, \beta$
- 2) 二次圧密・定ひずみ速度試験 $\dot{\varepsilon} = 0.04\%/min$: σ, ψ
- 3) 正規圧密・ひずみ速度制御試験 : σ

例えば前述した仮定のもとで二次圧密および二次圧密と阻止された粘性土において、ひずみ速度を種々に変えた場合の応力～ひずみ、応力径路を予測できる。

ダイレイタンシ-関数の適用例を以下に示す。

1) 二次圧密・ひずみ速度制御試験

$$\tau, \tau_3 \rightarrow e_0^{(2)}, \lambda, \tau, \psi, \xi, \zeta, \eta_0, \tau_E \rightarrow \{F(\eta_0)\}_{\tau_3, \dot{\varepsilon}}^{(2)}, M, \mu, \beta, \{F(\eta_0)\}_{\tau_3, \dot{\varepsilon}} \rightarrow \eta_0 \rightarrow F(M)$$

$$\lambda, e_0', M, F(M) \rightarrow Su/Pe : \text{非排水せん断強度増加率} \quad Su/Pe = \frac{M}{2} \cdot \exp\left\{-\frac{F(M)(1+e_0')}{\lambda}\right\}$$

$$\lambda, e_0', M, \eta_0, F(M), \{F(\eta_0)\}_{\tau_3, \dot{\varepsilon}} \rightarrow \text{stress path}^{(1)}, \text{stress} \sim \text{strain}^{(2), (3)}$$

2) 二次圧密阻止・ひずみ速度制御試験

$$4Us/Pe_1, \psi, \xi, \zeta, \tau_E \rightarrow \{F(\eta_0)\}_{Us, \dot{\varepsilon}}^{(2), (4)}, M, \mu, \beta, \{F(\eta_0)\}_{Us, \dot{\varepsilon}} \rightarrow \eta_0^{(3)} \rightarrow F(M)^{(4)}$$

$$\lambda, e_0, M, F(M) \rightarrow Su/Pe \rightarrow Su/Pe_1 \quad Su/Pe_1 = (Su/Pe)(1 - 4Us/Pe_1)$$

$$\lambda, e_0, M, \eta_0, F(M), \{F(\eta_0)\}_{Us, \dot{\varepsilon}} \rightarrow \text{stress path}^{(4)}, \text{stress} \sim \text{strain}^{(3), (4)}$$

本研究で用いた土質定数の値は $e_0 = 1.383$, $\lambda = 0.236$, $M = 1.300$, $\mu = 0.042$, $\xi = -0.001$, $\tau = 0.013$, $\gamma = -0.0324$, $\delta = -0.579$, $\beta = 0.767$ である。図 26, 27, 28 は上記の値を用いて求めた予測値と実測値を併わせてプロットしたものである。NS-Test, D-Test, U-Test に対してはほぼ良い近似を表わしていると思われる。

5. まとめ

一次圧密終了後非排水状態で放置すると次第に間隙水圧が発生してくる。このことは二次圧密による土骨格の構造の変化を阻止されたために起こるものと考えられる。せん断時間 T_e が短い程、圧密時間 T_c が長い程、二次圧密阻止による発生間隙水圧 u_s/p_c が多い程応力径路は初期部分が立ち上がり全応力径路に沿う傾向にある。また NS-Test の等ひずみ線は全応力径路にはほぼ平行となり、このことは間隙水圧がせん断時間の影響を受けないということを示している。応力へひずみ挙動については T_e が短い程、 T_c が長い程初期傾度が大きくなり強度は対数目盛で直線的に増加する。しかし、 u_s/p_c の影響は受けない。せん断中の間隙水圧は T_e, T_c の影響を受けない。しかし、 u_s/p_c の影響を受け二次圧密阻止による発生間隙水圧とせん断破壊時の間隙水圧の和は一定に保たれている。ダイレイタンスー限界を越えた範囲では Ed と δ/p_c 関係はほぼ直線とみ直すことができ、その傾きは試料によって一定である。ダイレイタンスー限界と曲線の下部へのふくらみは T_e が短い程、 T_c が長い程、 u_s/p_c が多い程大きくなる。一次圧密中に残留間隙水圧が存在する場合、それは土の挙動に影響をおよぼさず単に Back Pressure の増加と等価なものと考えられる。せん断時間より圧密時間の方が土の挙動に対する影響度合は大きいから、せん断時間を短くすることと圧密時間を長くすることは土に類似の影響をおよぼすようである。ダイレイタンスー関数を用いるため、いくつかの仮定を設ければ二次圧密および二次圧密阻止された粘性土が種々のせん断時間でせん断された場合の応力へひずみへ時間関係を予測できる。

6. あとがき

本研究の実施に際しては昭和 53 年度本学卒業生梅村・西尾両君と昭和 54 年度本学学生梅田・中西両君の協力に負うところが大きい。記して深甚なる謝意を表する。

[参考文献]

- | | |
|---|--|
| 1) Casagrande, A and Wilson, S.D 1951 <i>Geotech.</i> Vol. 2, No. 3 | 2) Richardson, A.M and Whitman, R.V 1963 <i>Geotech.</i> Vol. 13 |
| 3) Bjerrum, L and Lo, K.Y 1963 <i>Geotech.</i> Vol. 13, No. 4 | 4) 三笠正人・木下哲生 1971 第 6 回土質工学研究発表会 |
| 5) 三田地利之北郷繁 1973 土質工学会北海道支部報告第 13 号 | 6) Shen, C.K, Arulanandan and Smith, W.S 1972 <i>ASCE</i> SM 1 |
| 7) 赤井浩一・足立紀尚 1975 <i>Soiland Foundations</i> Vol. 15 No. 1 | 8) Vaid, Y.P and Campanella, R.G 1977 <i>ASCE</i> GT 7 |
| 9) Hata, Ohta and Yoshitani 1969 <i>Proc. of JSCE</i> No. 172 | 10) Ohta and Hata 1971 <i>Soiland Foundations</i> Vol. 15, No. 4 |
| 11) Ohta and Hata 1971 <i>Soils and Foundations</i> Vol. 11, No. 3 | 12) Pender, M.J 1978 <i>Geotech.</i> Vol. 28, No. 1 |
| 13) Mitachi and Kitago 1979 <i>Soils and Foundations</i> Vol. 19, No. 2 | 14) Bjerrum, L 1967 <i>Geotech.</i> Vol. 17 <i>Tok Rankine Lecture</i> |
| 15) 関口典雄 1978 土質工学会論文報告集 Vol. 18, No. 3 | 16) 柴田 徹 1963 京大防災研究所年報第 6 号 |
| 17) 柴田 徹・輕部大蔵 1965 京大防災研究所年報第 8 号 | 18) 輕部大蔵・栗原則夫 1966 土木学会論文集第 25 号 |

⑬ 模型可動壁による土圧分布特性について
一壁背面が鉛直に対して傾斜している場合一

北海学園大学工学部
" "

坂上 孝 幸
○早川 寛 志

1. まえがき

擁壁などの背面は条件により鉛直に対して内外に傾斜している場合が多く、その土圧分布は設計上重要な要素となっている。

筆者らは、壁体の変位に伴う土圧分布特性について一連の実験を通してその挙動を検討してきた。^{(1)~(5)}

この報告は、壁背面が鉛直に対して傾斜している場合の壁体の変位に伴う土圧分布特性について実験した結果とその考察である。

2. 実験装置と実験方法

(1). 実験装置

写真-1, 2にその概要を示したが、実験槽は内法寸法で幅60cm, 深さ90cm, 奥行150cmで、前面を可動壁とし、他の三面を滑らかに仕上げたメタルホームで組立て緊結したものである。

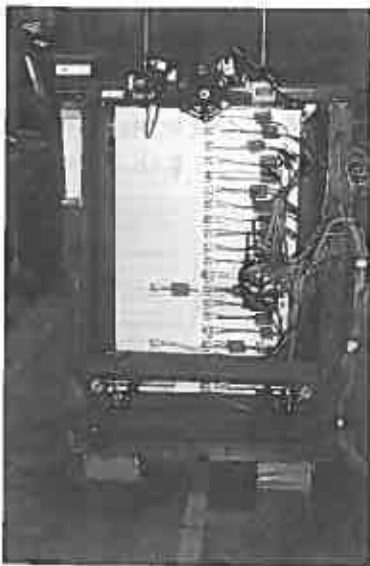


写真-1 実験槽正面



写真-2 可動壁背面

可動壁は、土圧を大きな面で受けるように表面を滑らかに仕上げたアルミ製溝形鋼 (L40x20x2) と背面が受圧面になるようにスタレ状に組立て、幅60cm、高さ88cmの壁面を構成した。この壁面を山形鋼で剛に組立てた格子状枠に、スタレ状壁面の横架材の端部が単純支持になるように受けさせた。土圧の測定は、深さ方向に4cm間隔で可動壁の中心線上に配置したワイヤーストレインゲージの曲げヒズミから、標準荷重に対する事前のヒズミ測定結果との比較から土圧の推定を行った。

可動壁の変位は、上下3ヶ所に配置したアシヤスチングスクリューにより行い、その測定は電気式ダイヤルゲージにより歪測定装置を通して全てを自動記録させた。

(2). 実験方法

試料は乾乾の豊浦標準砂を用いた。締固めの程度は、ゆる詰めと密詰めの中間程度を実験中の安定性に配慮して採用した。

可動壁の傾斜は鉛直に対し高まとの比で $1/50$, $1/25$, $1/10$ にし、それぞれ外傾 (+) と内傾 (-) の場合を測定した。可動壁の移動は、上部・下部・平行移動の3種とし、静止状態から主動状態へと移行させ、それぞれ試料の高さに対する変位を、 $1/1000$, $1/500$, $1/250$ の場合を測定した。なお、可動壁の移動速度は $1\text{mm}/\text{min}$ であり、変位に伴う土圧分布の挙動の代表的なものとして、壁背面の鉛直に対する傾斜が $(\pm)1/10$ の場合を図示した。

3. 実験結果と考察

図-1は壁背面が鉛直な場合と内外へ傾斜した場合の静止状態における土圧分布図である。主動土圧の場合は壁面の傾斜が内傾で砂の自然勾配(息角)に等しくなったときには一つの限界状態であり、そはや土圧は0となり土留め壁も必要としない。それまでの過程で $(-)1/10$ の場合を図示し、順に鉛直、外傾 $(+)1/10$ の場合を示したものである。内外傾のそれまでの $(+)1/50$, $(+)1/25$ の場合は連続的に変化しているため省略した。なお、天端は全て水平な状態である。

図-1は壁体の変位に伴う土圧分布特性の基準となり、これらのパターンが上部・下部・平行移動とどのように関連するかが以下の図に示してある。

図-2・3・4は壁背面が鉛直、 $(+)1/10$ の外傾、 $(-)1/10$ の内傾の場合のそれぞれの上・下部移動に伴う土圧分布図である。

これら一連の図から、三種類の壁背面においてとも上部移動の場合には初期に発生した土圧分布の形が壁体の移動に伴って大きな変化がなく、ゆるやかに移動して行く状態がみられる。しかし、詳細に観察すると一つの特性がみられる。また

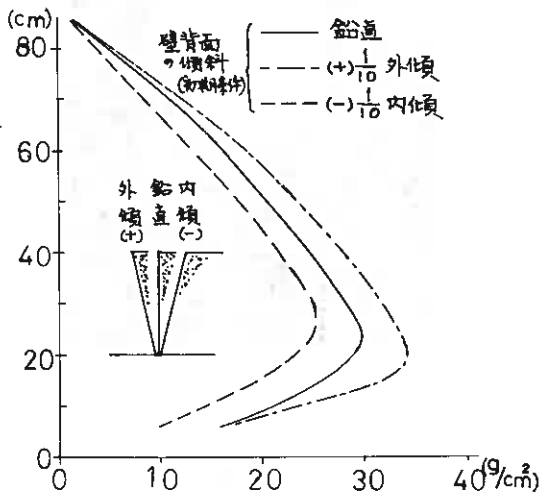


図-1 静止状態の土圧分布図

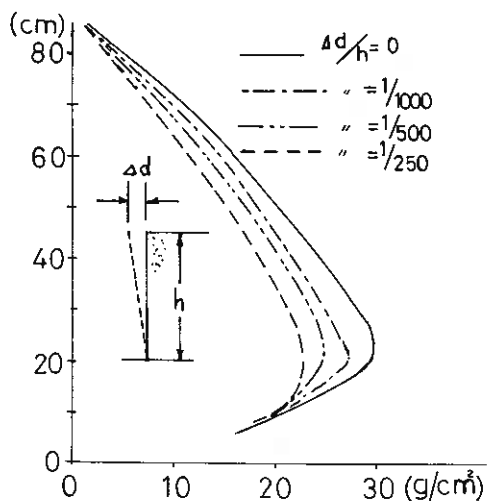


図-2 上部移動(鉛直壁)

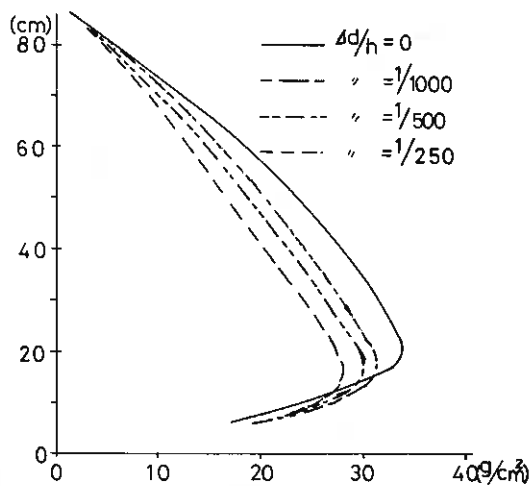


図-3 上部移動(+1/10 外傾)

わち、主働土圧合力の作用点が回転端(この場合は下端)に近づいてくる傾向がみられる。これは主働土圧の場合には土圧が不動点に集中することと意味するが、ことことはA. CaquotやJ. Kenisielの指摘するところでもある。壁背面の傾斜による影響は外傾の場合に大きく出るが、締固めの程度による影響も見逃せない。

これらの特性は下部移動の場合に顕著にあらわれ、図-5・6・7にその結果を示したが土圧合力の作用点が回転端(この場合は上端)に近づく顕著な例である。

平行移動の場合には、図-8・9・10に

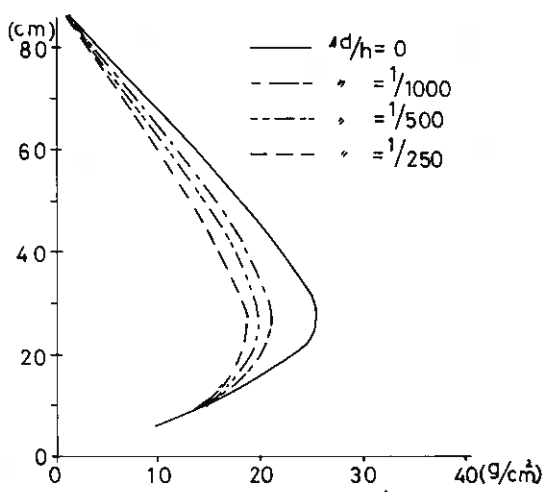


図-4 上部移動(-1/10 内傾)

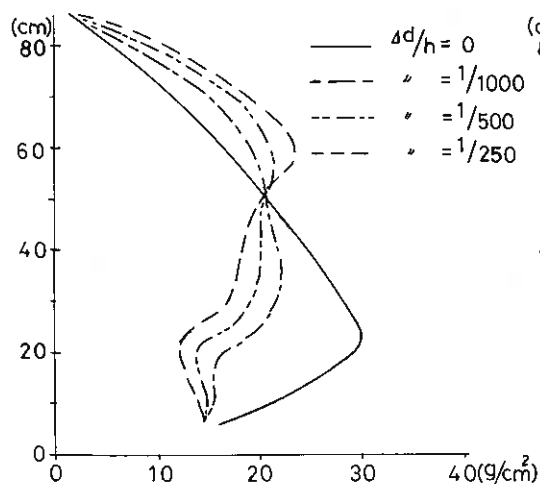


図-5 下部移動(鉛直壁)

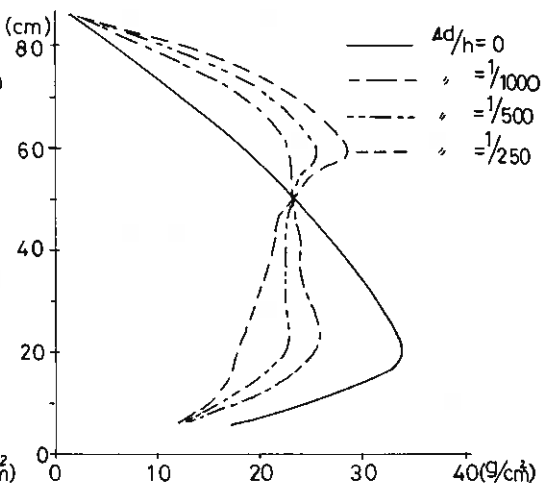


図-6 下部移動(+1/10 外傾)

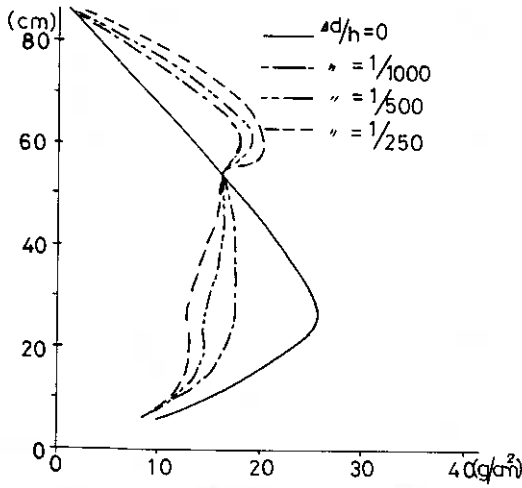


図-7 下部移動 (←) $\frac{1}{10}$ 内傾

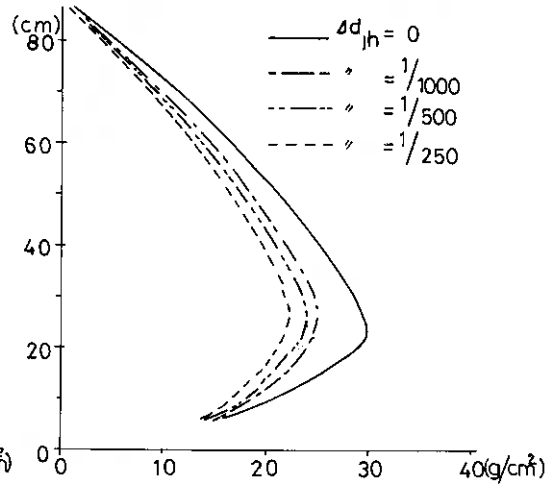


図-8 平行移動 (鉛直壁)

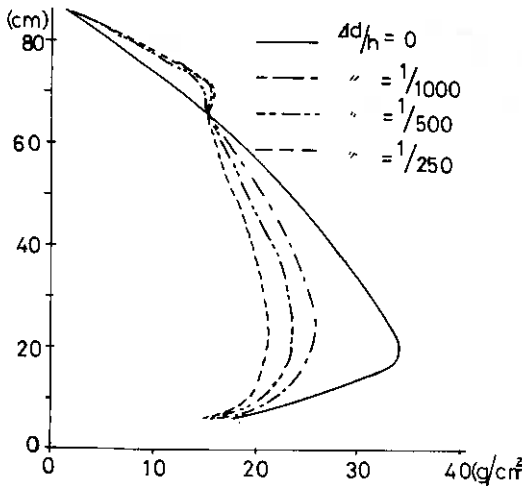


図-9 平行移動 (→) $\frac{1}{10}$ 外傾

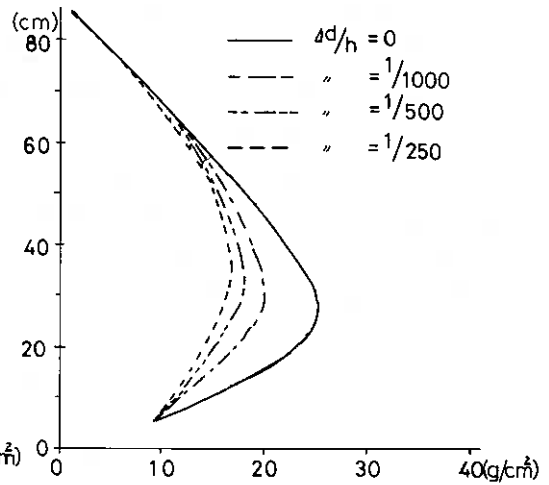


図-10 平行移動 (←) $\frac{1}{10}$ 内傾

示すように、上部・下部移動の複合では似た特性とみてよい。

4. まとめ

一連の実験結果から、壁背面が鉛直に対して傾斜している場合の壁面の変位に伴う土圧分布特性として次のようにまとめられる。

(1). 締固めの程度による問題は残るが、壁背面の傾斜による土圧分布形には基本的な相異は認められない。傾斜による影響は外傾の場合にその特性が顕著にあらわれる。(2). 初期の静止状態における土圧の大きさは内傾、鉛直、外傾の順に大きい。主働状態への移行に伴ない、初期の傾斜に関係なく主働土圧合力の作用点が不動点(回転端)に近づき、下部移動の場合にはその傾向が顕著である。

参考文献

- 1) ~ 4). 坂上 早川: 模型可動壁に於ける土圧分布特性について - 土質工学と基礎設計技術報告資料集
- 5). 坂上 早川: " " " " - 第14回土質工学研究委員会 昭和54年度発表講演集 (pp. 16, 17, 18, 19頁)
- 6). A. Caquot 共著 藤田 監訳: コーセルの土質力学 pp. 219 ~ 223. (pp. 1005 ~ 1008)

⑬ 産業廃棄物などを利用した深層混合攪拌工法による
軟弱地盤の改良について

白老町 下水道課

吉田 清一

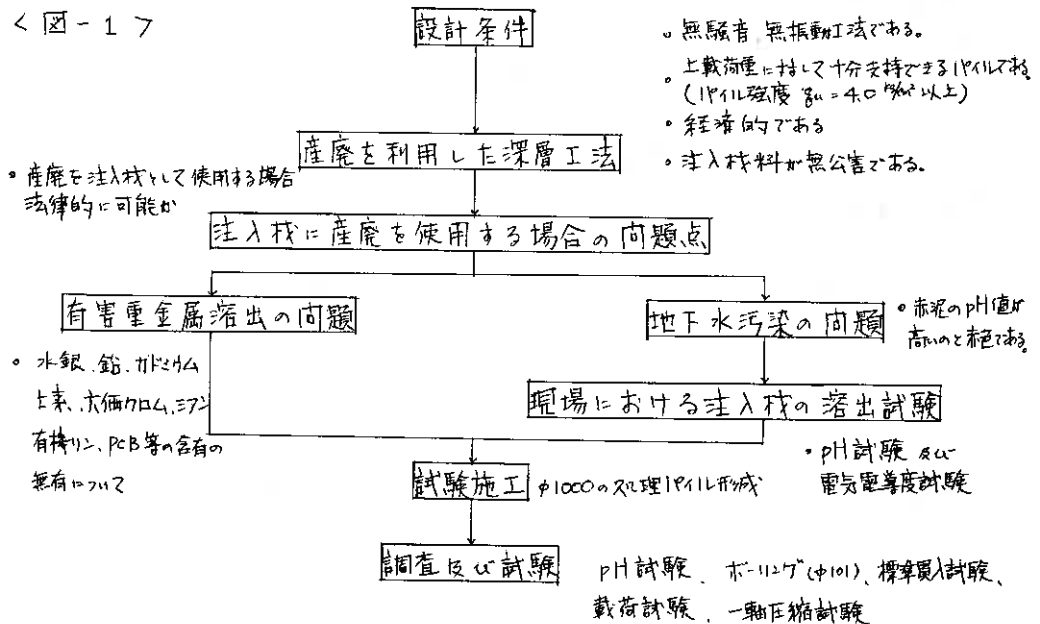
後藤 光雄

東洋技研コンサルタント ・ 久菟 倫市

1 まえがき

軟弱地盤上に下水道の基礎を構築する場合、不等沈下の防止を重点とするところから、何らかの対策工法が必要とされる。現在までに各種の工法が検討され、その一部が採用されているが、施工時における騒音、振動の減少や投資効果など、一段と強い社会的・経済的要請に対処する必要がでてきた。対策工法の中で、深層混合攪拌工法（以下、深層工法という）は、現地盤土と注入材を強制攪拌し、固結したパイルを形成する工法である。この工法は、他の工法に比べて改良効果が大きいこと、改良速度が早いため工期が短縮されること、環境問題を著しく軽減されること、残留沈下を著しく低減できることなど利点をもち、反面、非常に高価である。このため、この工法の利点を生かしつつ、低価になるよう注入材に産業廃棄物（以下、産廃という）を利用して、初めて試験施工を試みた。注入材には、産廃である赤泥、排煙脱硫石膏（以下、排脱石膏という）を使用した。本報文は、図-1に示すように、産廃を利用することによって生じる問題やその対策を講じたから、深層工法の試験施工を行った経過とその結果をとりまとめたものである。

< 図-1 >



2 注入材に産廃を使用する場合の問題点

赤泥は アルミニウムの原石であるボーキサイトから アルミニウムの中間製品であるアルミナを製造する際に発生する産廃である。一方、排膿石膏は 火力発電所、製鉄所、化学工場などにおいて発生する亜硫酸ガスによる大気汚染の防止対策として、排煙脱硫装置の導入が積極的に進められており、これに伴って副生産される産廃（通常10%程度の自由水を含む2水石膏）である。これら産廃の処理処分については「公害対策基本法」に基づいて 総理府令の「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」（昭和45年）の適用を受けるが、有害な重金属溶出試験結果が総理府令で定められた判定基準に問題がなければ、有効利用の目的で一般材料として取り扱いかまできると考えられる。現在、赤泥は 海面埋立などの方法で処分されているが、一部、泥しよう状態でコンクリートブロックの着色剤や焼成物で道路の路盤材やカラー舗装用アスファルトフィラーなどに使用されている。また、排膿石膏は、路床路盤材、土質安定材をはじめ、建材（石膏ボード、住宅用パネル、耐火被覆材）などに利用されている。

2-1 有害な重金属溶出試験

注入材料として使用する赤泥と排膿石膏を総理府令に基づき、有害重金属溶出試験を行った。この試験結果（表-1）から、ともに一般材料として取り扱いかまできるものと思われる。

＜表-1＞

注入材	重金属	水銀	カドミウム	鉛	六価クロム	ヒ素	ニッケル	PCB	有機リン
赤泥	PPM	ND	ND	ND	ND	0.032	ND	0.0005KF	0.05KF
排膿石膏	〃	ND	0.1	ND	ND	ND	ND	—	—
総理府令判定基準	〃	0.005	0.3	3	1.5	1.5	1	0.003	1.0

注) ND: 検出せず。排膿石膏は既存のデータ資料。

2-2 地下水汚染の問題

赤泥と排膿石膏の地下水汚染になる要素は pHと色である。表-2に示すとおり、赤泥は赤色であり、また pH値が高いことから地中に投入した場合、固結するまでに溶出し、地下水の汚染が考えられる。たゞ赤泥の色調を決定するものは、全重量の40~45%を占める酸化鉄(Fe_2O_3)による発色であり、この酸化鉄自体、自然状態でこの大地に多くの形で存在しているものである。また、粒径からみると、粘土にちかいミルトに分類され(10~30 μ)、自然土における経験から、土中において移動することは少ないと思われる。しかし、この件に関しては重要な問題を含んでいるところから、現場にて溶出試験を実施した。

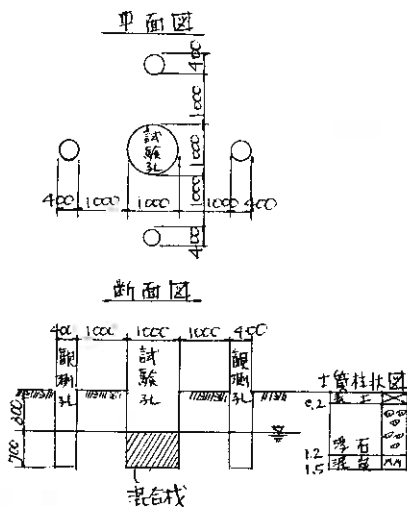
＜表-2＞

産廃	要素	pH値	色
赤泥		11~12	赤色
排膿石膏		6前後	白色

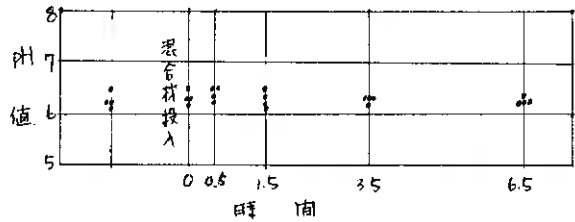
3 現場岩出試験

この試験は 地下水汚染の有無(pHや色の 溶出)を確認するため 試験施工現場で行った。図-2のように φ1000の試験孔とφ400の観測孔を 1.5"掘削し 透水係数の大きい浮石層($k=8.1 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-1}$)で 注入材のpHと色の影響を調べた。この試験に使用した材料は 赤泥(泥しよう状態)、排脱石膏、ポルトランドセメントを 4:3:3の比率で混合したものを用いた。試験方法は 混合材を投入する前に観測孔から地下水を採集し、その後、試験孔に混合材を投入して 30分後 1.5時間後、3.5時間後、6.5時間後に観測孔から 地下水を採集し この採集試料でpH試験、電気電導度試験や写真撮影による色別を行った。試験結果 色の溶出は 混合材を投入前後に観測を行ったが いずれの観測孔からも見られなかった。分析試験結果を図-3 図-4に示す。pH値で 6.1~6.5、電気電導度で 110~140 μm の範囲で投入前と挙動は見られず、溶出してないことが判明した。

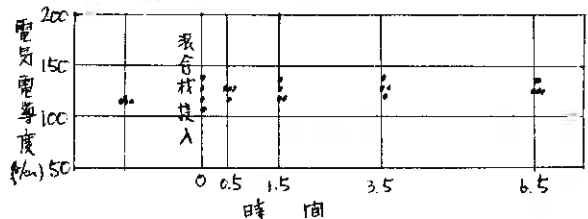
＜図-2＞測定配置図



＜図-3＞PH試験



＜図-4＞電気電導度試験

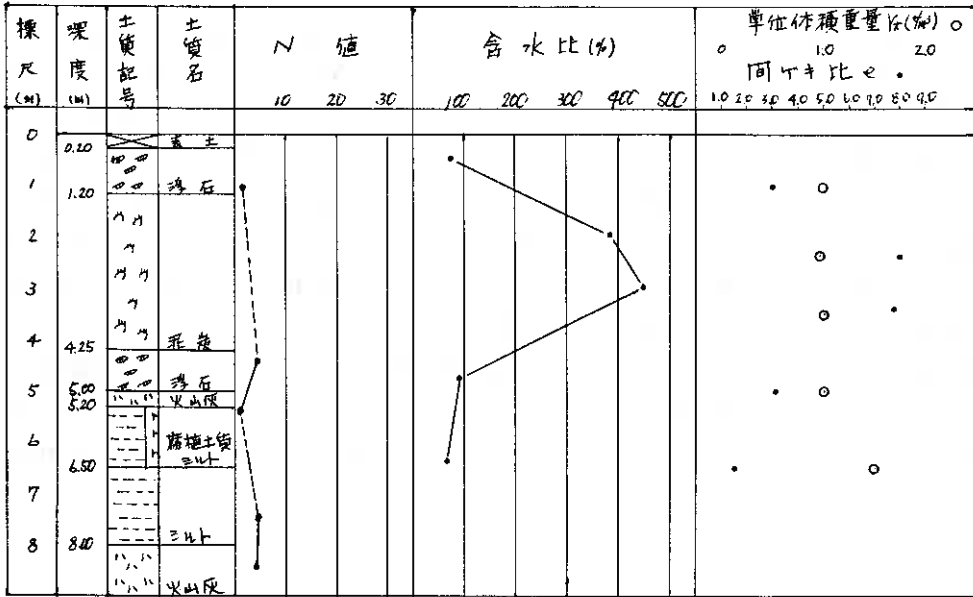


4. 試験施工

4-1 地盤概要

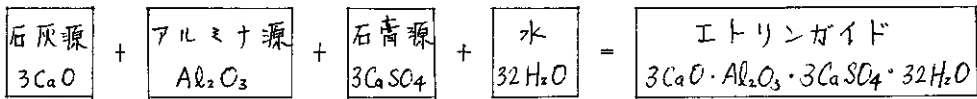
当該試験施工箇所は 自老町のホロト湖から南西に約1kmのとこに位置する緑町区画整理地区で 太平洋沿岸に発達する標高5~6"程度の低地帯である。地質調査結果から 深28"付近まで浮石、泥炭、シルトが互層をなし その下部に火山灰層が堆積している。(図-5)

< 図 - 5 >



4-2 セメントと産廃の化学反応

産廃を利用した深層工法の化学反応原理は天然鉱物として産出されているイトリンサイト (Ettringite) と同じである。その示性式は一般に $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ で示されており、その成分比をまとめると次のとおりである。



試験工事に用いる成分素材は石灰源をポルトランドセメント、アルミナ源を赤泥、石膏源を排炭石膏にしこれを注入材とした。(表-3) この注入材によって固結した場合 Al_2O_3 が非常に活性なアルミナ源として作用し、 γ_s の程度で所要の強度が得られる。この化学反応は改良対象土層が地下水位の場合さらに効果が促進され、その後の強度は材令に比例して増加していくと言われている。表-4は赤泥及び排炭石膏を土質試験法より求めた物理的性質をまとめたものである。

< 表 - 3 >

注入材	材料名称
石灰源	ポルトランドセメント
アルミナ源	赤泥
石膏源	排炭石膏

< 表 - 4 > (既存データ資料)

	比重	含水比	湿潤密度	液性限界	塑性限界	土質名称
赤泥	2.98	98	1.50	68	37	粘土質シルト
排炭石膏	2.31	10	1.45	26	NP	シルト

4-3 配合比の決定

配合は 以前、実施した室内配合試験結果を参考に表-5のとおり定めた。

<表-5>

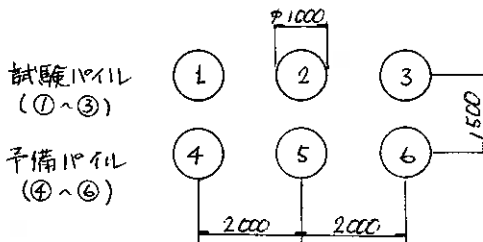
注入材料(乾燥重量)kg				w/c (%)
ポルトランドセメント	赤 泥	非晶石膏	水	
333	333	333	638	63.8

注) スラリ練上り 1^mあたりの配合

4-4 施工方法

施工に先立ち、注入機のこぼれ対策として試験地に築堤を築いた。施工順序は注入材料をモルタルミキサーで混合し、対象地盤をオーガーで穿孔する。そしてグラウトポンプから注入材を吐出しながら現地盤土をオーガー下部に取付けたφ1000の攪拌翼により機械的に地中混合させた。穿孔攪拌速度は1^分を標準とし所定の深度まで達した後、同じ速度で攪拌しながら引抜き、この工程を3回繰返した。処理パイロ配置図と機械設備関係を図-6、表-6に示す。

<図-6> 処理パイロ配置図



<表-6>

	機械設備
杭打機	35°級70-77L-2
アスオーガー	D-60H
モルタルミキサー	MH-500
グラウトポンプ	MG-15

試験パイロは①~③、予備パイロを④~⑥とした。①と③はホーリング標準貫入試験、一軸圧縮試験を対象とし、②は載荷試験を対象とした。予備パイロは、出来径と色の確認及びpH試験用である。表-7に示すように①②③試験パイロとも施工深度は8.5^mとし均一な強度をむつパイロになるように繰返し上下数を3回(3往復)とした。注入量は注入量に対する強度特性を調べるため、①②と③を3000%と2000%として試験施工を行った。

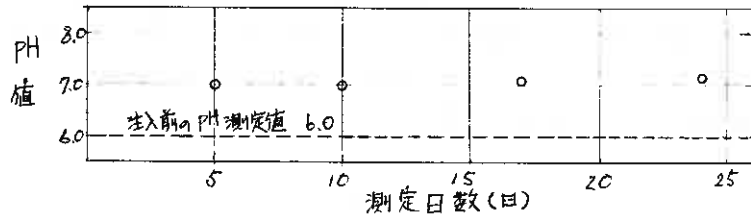
<表-7>

項目 \ 孔番	①	②	③		
施工深度(m)	8.5	8.5	8.5		
繰返し上下数(往復)	3	3	3		
注入量	ℓ/m	353	353	235	
	ℓ/3L	3000	3000	2000	
施工速度(%)	一往復	F	2.0	2.0	2.0
		上	3.6	1.5	1.8
	二往復	F	1.7	2.0	1.8
		上	2.0	2.0	1.8
	三往復	F	1.7	1.4	1.8
		上	2.0	1.5	1.8

5. 試験結果と考察

試験施工後、3日目で試験パイルの周辺を1.0m程度掘削し、パイルの出来径と色と地下水のpH値を調査した。出来径はほぼφ1000であることが確認され、また色も現地盤と混合されているため、赤色からオレンジ色を暗くしたような暗紫色になっていた。pH試験は5日後、10日後、17日後、24日後と、試験パイルの周辺部の地下水を採集し、追跡調査を行った。(図-7) この結果、注入前のpHは6.0であったが注入後は7.0~7.3に増加していた。この原因は固結する前に試験パイルの周辺部が地下水に洗われ、赤泥やセメントの微粒子が一部溶出した影響と思われる。とくに赤泥は粒子自体が赤色であるため、水に溶けて水が赤くなることはない。粒子の移動によりpH値が上がったわけだから、水質基準(pH値8.6)から判断すると問題になる数値ではない。試験パイルの強度特性の調査は、試験施工後28日目で実施した。

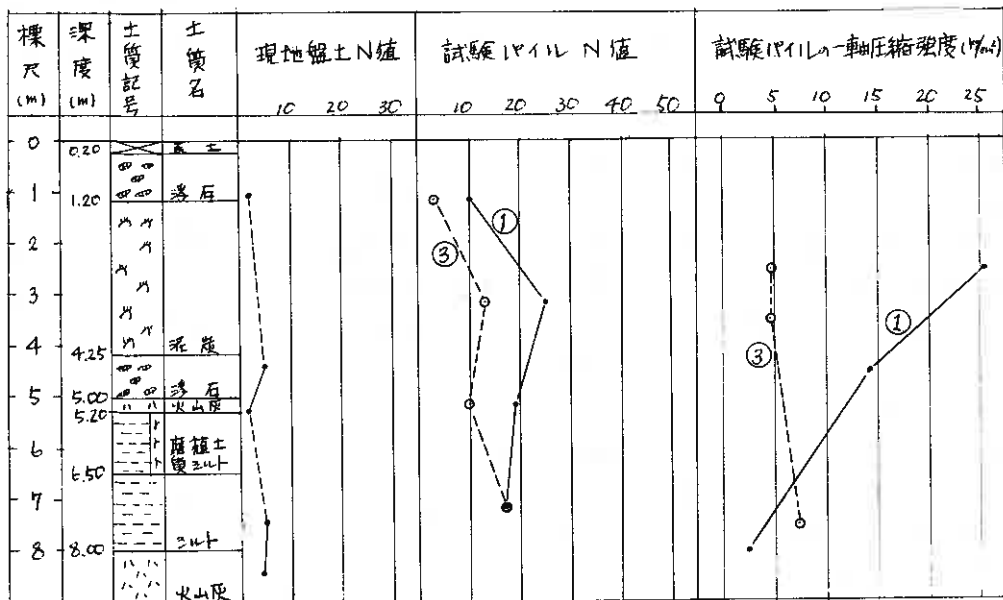
<図-7>



5-1 試験パイルの強度特性

図-8は、現地盤土の強度(N値)と深さ2.5mまでの試験パイ①と③の強度(N値と一軸圧縮強度)を対比したものである。

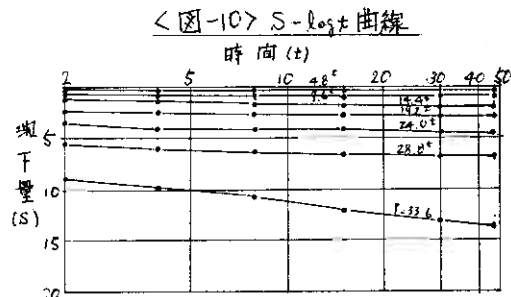
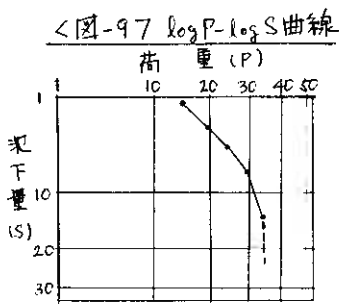
<図-8>



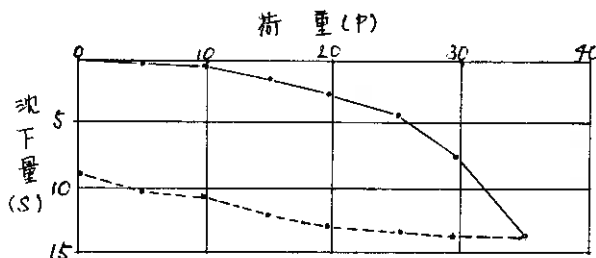
試験パイルの強度は N値でおおよそ 25 の範囲にあり、とくに泥炭層中に形成された部分の強度をみても シルト層や火山灰層中に形成された部分の強度に比べて大きな差はなかった。また 注入量の差(①と③)による N値の比較では 泥炭層、シルト層で N値10程度の開きがあった。一軸圧縮強度でも ①の深度7.5m付近で $q_u = 2.7 \text{ kg/cm}^2$ という以外は すべて設計強度(設計条件は一軸圧縮強度で4%以上の処理パイルを形成すること。)を満足した。注入量の差による対比でも N値と同様 大きな開きになっている。

5-2 試験パイルの支持力

既製杭と違って試験パイルは N値や q_u の特性にみられるように攪拌をなす応復施工しても現地盤土に影響され、均一なパイルはできない。したがって ある荷重に付しては 当然パイルの圧縮を考慮される。このため 試験パイル1本あたりの支持力について載荷試験を行い、パイル自体の支持力と支持地盤の支持力について調べた。一般の場合の載荷試験は 支持地盤や摩擦地盤の支持力を求めるのに行なわれるが 今回は 試験パイルの不均一性と構造物の許容沈下量が20%と定められているところから パイル自体の圧縮量と支持地盤の沈下量から支持力は決まると思われる。載荷試験は 計画荷重を増していく間に 反力となる重機が浮き上がり 極限点とみられる箇所はあらわれなかった。しかし 図-9、図-10、図-11から 推定すると降伏点荷重は 25.0^{*}程度と思われ、また 許容沈下量が20%の点から、このときの荷重を推定すると35.0^{*}程度になる。試験パイル自体の特色としては 残留沈下量がきわめて大きいこと、弾性もどり量がきわめて小さい特徴を示している。



<図-11> 残留沈下及び弾性もどり曲線



6. おわりに

深層工法に産廃を使用した試験施工の結果、報文はつぎのようにまとめることができる。

- 深層工法に産廃(赤泥、排膿石膏)を使用することは一般材料として可能である。
- 地下水の汚染では色やpH値が問題になったが調査の結果パイロからの抽出はまわめて少なく影響はないものと判断される。
- パイロ強度では①③の注入量でもほぼ設計強度($f_u = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上)を満足できた。また①③の注入量によるパイロ強度の比較ではほぼ2倍の剛性があつた。今回の配合ではシルト層や火山灰層よりも泥炭層に非常に有効であつた。
- 載荷試験から得られた支持力はパイロ自体の強度が不均一であるところからパイロ本体の支持力でもあつた。

深層工法において注入材に産廃である赤泥や排膿石膏を有効に利用することは一連の検討および現場試験、試験施工によって実用化の段階にはいることができた。今後の課題としては現地盤土にある程度制限をうけることから土質の適用範囲を確立し、それぞれの土質に応じた注入材の配合や注入量を検討しなければならぬ。

最後に試験施工を進めるにあたり、ご指導とご助言をいただいた北海道衛生部産業廃棄物係並びに北海道立工業試験場ラジオアイソトープ研究室に心から感謝申し上げますとともに現場施工などにご協力いただいた日軽金苔小牧工場、鹿島建設技術研究所、鹿島建設の関係各位に心から感謝いたします。

参考文献

- 1) 土質工学会 「土と基礎」 Vol.23 No.8(1975), Vol.26 No.1(1978) Vol.27 No.12(1979)
- 2) 土質工学会 「土質工学における化学の基礎と応用」土質基礎工学ライブラリ-15
- 3) 土木学会 「土木学会誌」 1974年8月号
- 4) 山海堂 「土木施工」 1977年6月号
- 5) 総合土木研究所 「基礎工」 1979年3月号
- 6) 鹿島建設技術研究所 「泥炭地盤処理対策工法の開発」昭和52年2月
- 7) 日軽金苔小牧工場 「圧搾脱水赤泥(74リ7ス)について」その他添付資料-1
- 8) 白老町下水道課、東洋技研コンサルタント 「白老町公共下水道管基礎調査」昭和53年度

⑳ 苫東厚真発電所大口径海底取水管の設計について

北海道電力株式会社 湯浅 健二
同 上 谷藤 和三
同 上 ○高玉 佳育

1. まえがき

苫東厚真発電所は出力35万kWの石炭専焼火力発電所であり、苫小牧東部大規模工業基地の苫小牧東港東水路西側に位置する。当発電所の復水器冷却用取水管は内径3.2m、管厚20～30%で延長で1,250mに及ぶ区間を海底に敷設し、その上に、将来、土被り1.0～1.8m埋立造成される計画である。その設計にあたっては、信頼性と経済性の向上をはかるため電力中央研究所の協力を得て、次のような研究を実施した。

- ① 約1/2寸法の模型鋼管による実物を模擬した大型水中埋戻し実験^{1),2)}
- ② 埋設管と弾塑性的な性質を取り入れた地盤系の相互作用を考慮した有限要素法による変形解析^{3),4)}
- ③ 地盤の不同沈下に対する効果的な継手位置を決めるための管軸方向の解析

これらの研究成果をふまえ、取水管の設計、施工を行ったが、さらに取水管の安全性を確認するため、歪計等の計測計器を取付け動態観測中である。

本報告はこれらの設計の概要を述べたものである。なお、発電所の一般平面図および取水管路縦断図は図一1、図一2に示すとおりである。また、海底地質状況は、汀線付近では沖積層が30m程度の厚さに発達し、特に上部にはN値0～5程度の軟質な粘性土で構成されており、汀線より約600m沖側以遠は沖積層の層厚が1.0～1.3mと急激に薄くなり、比較的密度の高い砂・礫質土層により構成されている。

2. 設計上の問題

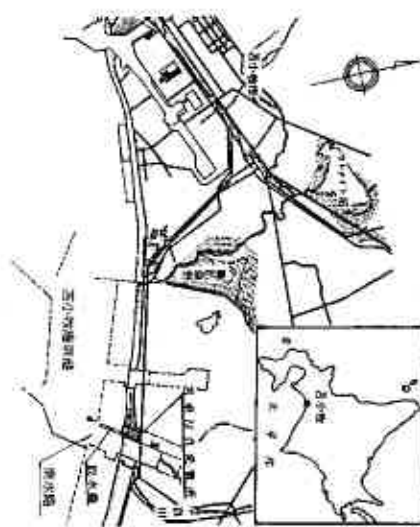
地中埋設管の設計には関してはMarstonとSpangler⁵⁾らによる2次元円環状の鋼管と地盤の相互作用に関する一連の研究、Janssenによる粘着力を期待できる地盤での上部鉛直土圧算定式の提案、藤田^{7),8)}によるJanssen土圧算定式の実証および弾塑性地盤中の大口径埋設管の座屈応力の算定式の提案などが挙げられる。

当取水管工事は、海底地盤に溝を掘ってその中に大口径鋼管を敷設し海底のしゅんせつ土砂で埋設するものであり、現行設計の適用を行なう場合には次のような問題点がある。

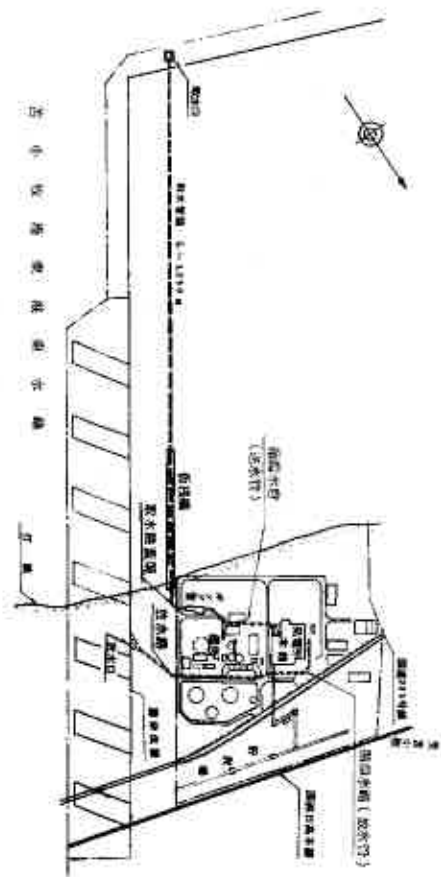
- ① 土被りが1.0～1.8mと深く、かつ十分な締固めができない海中で施工される大口径撓性管で、土圧および応力の検討にあたって、土の単位体積重量、鉛直および水平土圧分布、側方土圧係数等の諸条件の設定および管地盤系としての相互作用の解明の必要があること。
- ② 埋立による土被りが深く、延長1,250mの管路の設置箇所土質が必ずしも均一でないため、不同沈下が生じるおそれがあり曲げ応力緩和のための適切な伸縮継手の配置の必要があること。

3. 模型実験

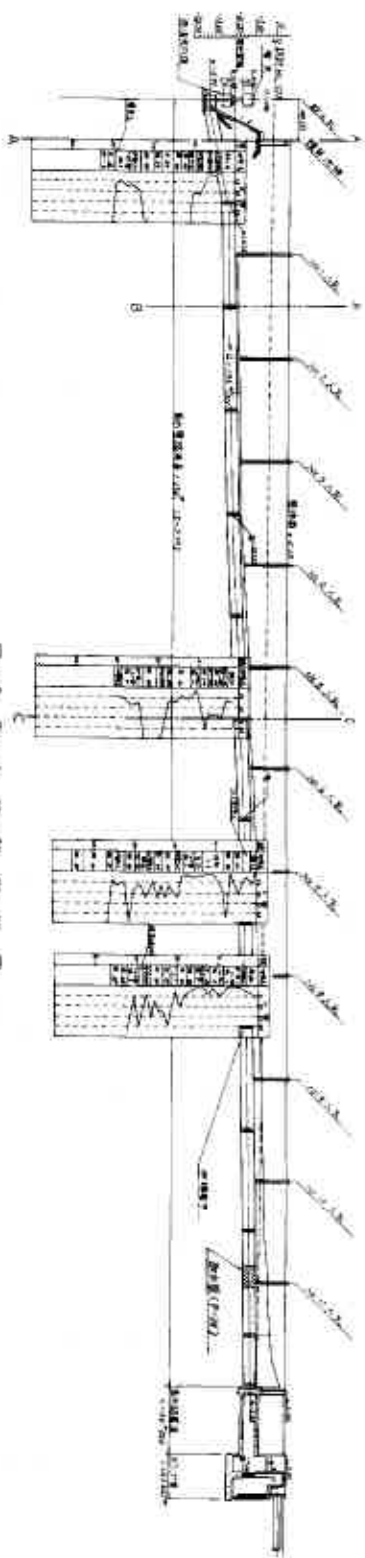
取水管(内径3.2m)の約1/2縮尺の鋼管(SS41、内径1.5m、長さ2.0m、肉



中山大學圖書館位置圖



一般平面圖



圖一2 取水塔路剖面圖

厚1.2m)を実験用土槽(幅3.0m、奥行き2.1m、深さ5.5m)内に敷設し、現場の施工を模擬した埋立を実施し、この時の地盤の密度、N値、沈下量、間隙水圧、変形、歪等を測定した。実験に用いた埋戻材の土質材料と地盤条件は表-1、図-3、図-4のとおりである。

表-1 模製地盤材料の物理試験結果

	中粒	細
比重 G_s	2.701	2.702
最大間隙比 e_{max}	0.991	0.987
最小間隙比 e_{min}	0.634	0.630
均等係数 U_c	2.036	1.667
有効径 D_{10} (mm)	0.18	0.1

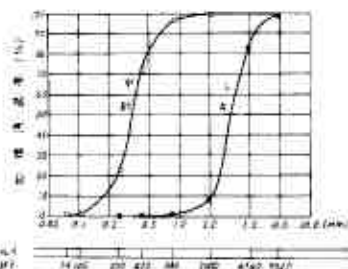


図-3 実験に使用した土質材料の粒度分布曲線

実験結果を要約すると次のとおりである。
〔水中埋戻しの地盤状況〕

埋戻地盤の作成は土槽に水を満し、水面から約2mの位置からベルトコンベアにより砂レキを投入する方法を用いたもので、図-5に代表例としてケース4の場合の現場密度およびN値の測定結果を示すが、これらは各ケースとも湿潤密度約 $1.7 t/m^3$ 、N値2~4程度が得られている。

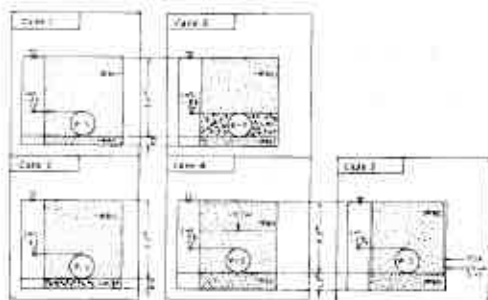


図-4 埋戻管の水中埋戻し条件

〔土圧の分布〕

図-6に示すように鉛直土圧分布は支持角 180° の範囲で従来から仮定される長方形分布には類似の山形の分布を示した。また、側方土圧分布はほぼ放物線型分布に近い結果が得られたが、縦長の長方形と円弧($2 \cdot \theta = 100^\circ$)の組合せた分布にモデル化した方が、後述する数値解析では実際的であることがわかった。

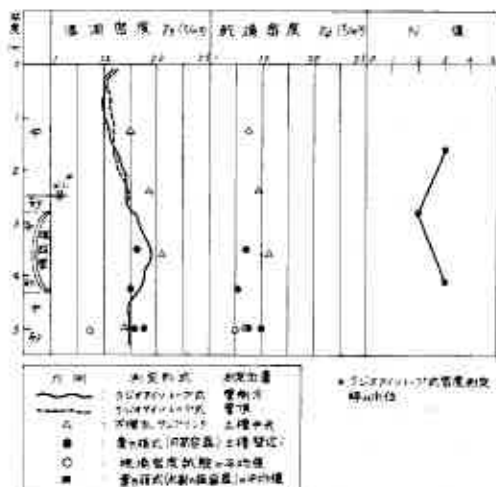


図-5 各種密度測定試験と標準貫入試験結果

〔側方土圧係数(水平方向地盤反力係数)〕

図-7に示す側方有効土圧と水平方向の管径変位との相関から側方土圧係数は少なくとも0.55程度程度の値を期待できるという結果が得られた。

〔応力度〕

図-8に示す応力分布比較図によると支持層が薄いケース1~3では、管底点の応力集中が大きく、底点付近の土圧の集中現象と同じ傾向を示すが、支持層の厚いケース4~5の底点では比較的なめらかな応力分布を示している。



図-6 埋戻による管の土圧分布

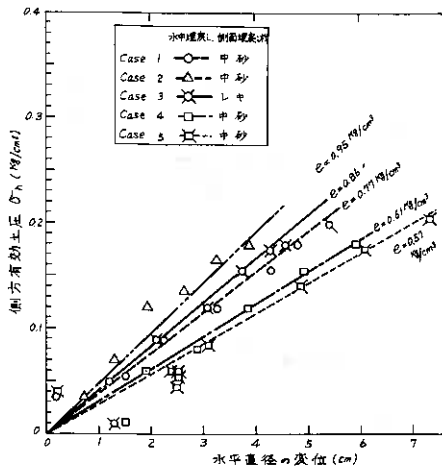


図-7 水平方向の管直径の変化と側方土圧の関係

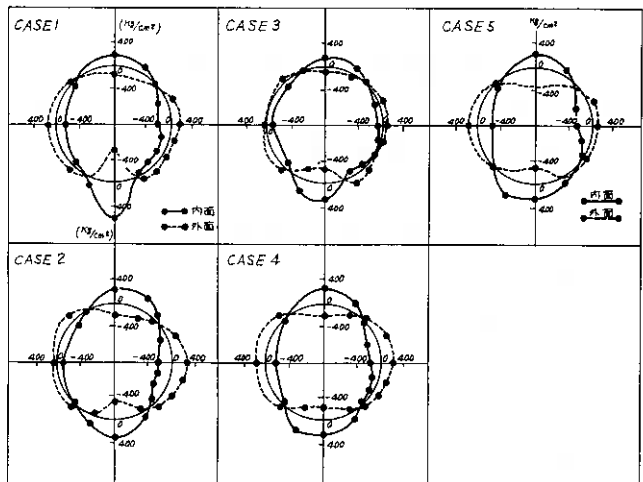


図-8 応力分布比較図(埋戻し終了時)

(載荷試験)

ケース4の地盤条件で一連の測定が完了してから限界座屈荷重を知る目的で最大土被り圧の約1.5倍に相当する 2.91 kg/cm^2 までの載荷試験を実施したこの結果、最大応力度はSS41の規格降伏点応力 $2,500 \text{ kg/cm}^2$ 以上 $3,200 \text{ kg/cm}^2$ に達したが座屈現象は生じなかった。このとき、鉛直土圧として最大 2.0 kg/cm^2 、最大変位 6.8 cm が生じた。しかも、除荷後も約 $3,000 \text{ kg/cm}^2$ の残留応力が認められたが、周辺の土砂を除去した状態では残留応力は認められず弾性状態を維持していた。すなわち、円環として地盤からの受働土圧の増加により、相当の荷重まで耐えられることがわかった。

4. 管円周方向の数値解析

電力中央研究所、西、江刺らによる弾一塑性理論による砂の構成式(降伏関数と塑性ポテンシャルで構成される式)を用い、これを有限要素法に組み込んだプログラムを作成し、前述した模型実験に用いた諸条件を入力して数値解析を行い実験結果と数値解析結果との検証を行った。その結果、応力分布に対し、モード的にも量的にも良い一致をみた。^{3),4)} このことから、この解析が管-地盤系の相互作用を再現し得る有効な手法であることが確かめられたので、これを当発電所の取水管について適用した。

解析の対象断面としては図-2に示すa-a断面(管厚30%、土被り1.8m)、b-b断面(管厚24%、土被り1.5m)、c-c断面(管厚20%、土被り1.1m)の3断面を選んだ。

埋設管の敷設方法は図-9に示すように在来地盤を掘削した後、1m敷き砂を行いその上に直径3.2mの管を敷設し、埋戻しを行う施工過程によるものとした。有限要素モデルは図-10のとおりである。

土質条件としては、取水管敷設箇所付近の試料により試験を実施し、実際に近い状況の物性を定めることとした。土の物理的性質は表-2、図-11に示すとおりであり、水中埋戻し実験を行って決定した

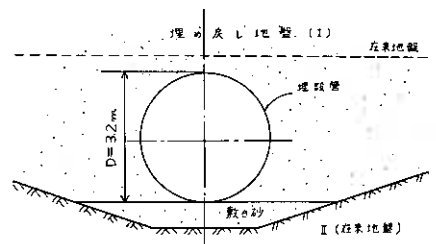


図-9 埋設管の布設状況

密度での強度試験結果は表-3の通りである。

解析したケースは、入力データとしての表-3と図-10のモデルと組合せた表-4とした。すなわち、埋戻土として $Dr=20\%$ ($rt=1.8 \text{ kg/cm}^3$) 程度の砂質土、支持地盤としては、 $Dr=80\%$ ($rt=2.0 \text{ kg/cm}^3$) 程度の粘土混りのレキ質土の場合(ケースA)と管周辺を模型実験で使用した剛性の高い砂に置換えた場合(ケースB)の2通りとした。

表-2(a) 苫東地点材料の物理試験結果

項目 ケース	比重 G_s	有効径 $D_{10}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	均等係数 U_c	最小間ゲキ比 e_{\min}	最大間ゲキ比 e_{\max}
① 砂質土	2.733	0.035	0.15	4.3	0.581	0.929
② 礫質土	2.709	0.074	1.47	19.9	0.305	0.546

表-2(b) 模型地盤材料の物理試験結果

項目 ケース	比重 G_s	有効径 $D_{10}(\text{mm})$	$D_{50}(\text{mm})$	初等係数 U_c	最小間ゲキ比 e_{\min}	最大間ゲキ比 e_{\max}
③ 中砂	2.701	0.18	0.37	2.056	0.634	0.991

表-3 解析に用いた地盤定数

項目 ケース	単位 比重 $r(\text{kg/cm}^3)$	体積 $\gamma(\text{t})$	* $\phi(f)$	** $\phi(m)$	せん断 率 G'	* λ	** κ	初期 間隙 e_0	ポアソン 化 ν
①	1.8	380	34.6	105	0.0024	0.005	0.848	0.3	
②	1.8	384	33.6	190	0.0098	0.001	0.90	0.3	
③	2.0	420	33.0	300	0.006	0.002	0.70	0.3	

*:破壊時における有効内部摩擦角 **:最大圧縮点における有効内部摩擦角
*: λ は、処女圧密時の、 κ は膨張あるいは再圧密時における $e \sim \log_{10} m$ 曲線との勾配

解析結果を土被り深さの最も大きい a-a 断面を中心に要約すると次のとおりである。

- ①、管頂部で得られた鉛直土圧は図-12、図-13に示すように海面下での埋戻し過程では土被り圧に近い値を与えるが海面上まで進むと Marston の提唱する式に対応する値に接近する。また管に沿う鉛直方向の土圧分布からみると、凹形を示し一様分布になっていないが平均的にみて土被り圧と一致する結果が得られた。
- ②、管側方土圧分布は図-12、に示すように管の中心からはば 100° の範囲で放物線状を示し、その最大値は、土被り圧の 8 割程度を示した。また管頂部および管底部に近い所で土被り圧の 3 割程度を示した。
- ③、管体応力はケー A の現地で採取された砂質土の物性値で解析した結果、表-5となったが、土被りの最も大きい a-a 断面では管底部で、b-b 断面、

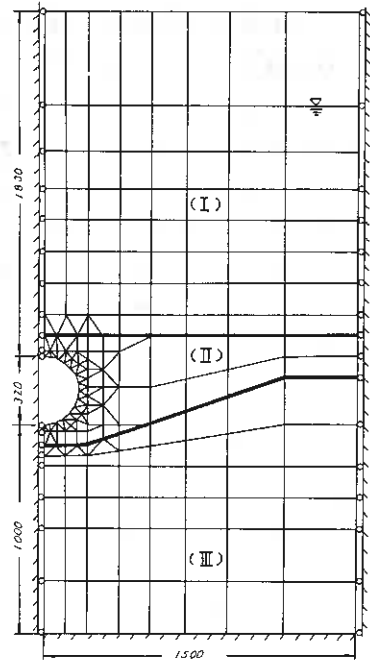


図-10 有限要素モデル(単位:cm)

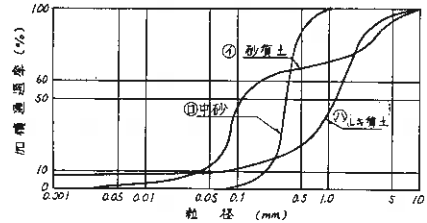


図-11 現地材料の粒度分布曲線

表-4 解析の種類

地盤 ケース	(I)	(II)	(III)
ケースA	①	①	③
ケースB	①	②	③

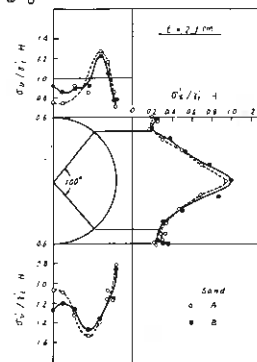


図-12 管に作用する土圧分布 (a-a断面)

c-c断面では管側部で最大の値が得られた。一方、たわみ量は、図-14のとおりであり、管径の3%をわずかに超過する結果が得られた。また、ケースBの模型実験で用いたせん断剛性の高い砂を管周辺に埋戻すことにより変位、応力をもかなり低減可能であること示された。これは応力の面では管内肉厚を設計値の30%程度、また変位の面では20%程度増大するのと同程度あるいはそれ以上の効果をもたらすこともわかった。

表-5 最大応力度 (kg/cm²)

断面	ケース	ケース A	ケース B
a	a 断面	2,100	1,900
b	b 断面	2,060	1,560
c	c 断面	1,680	1,420

5 管軸方向の数値解析

(不同沈下に対する検討)

取水管敷設後の埋立に伴う荷重増による取水管の基礎地盤にかなりの不同沈下が見込まれ、軸方向の管体応力の増大が懸念される。この不同沈下対策としては、地盤改良工法等が考えられるが、海上工事のため技術的に困難である上、工事費も著しく増嵩することから、取水管路に伸縮継手を設け管体応力の低減を図った。

地質調査結果から取水管路の基礎地盤は最大約60cmの絶対沈下量が考えられ、相対沈下量でも最大約33

cmと想定された。土被り圧に応じて計算された100m毎の不同沈下量を入力とし、また、取水管路をパイプベームシェル構造物として、薄肉円筒シェル要素を用いた有限要素法¹⁰⁾により応力解析を行った。解析の結果、最大応力が表-6の値となり、伸縮継手を使用し

表-6 不等沈下による応力度

伸縮継手	軸方向最大応力	円周方向最大応力
全区間なし	2,245 kg/cm ²	509 kg/cm ²
400m毎に入れる	420 "	12 "
100m毎に入れる	160 "	60 "

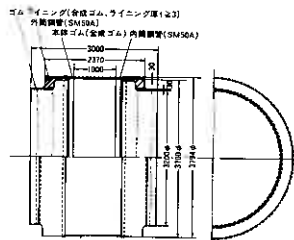


図-15 伸縮継手の構造

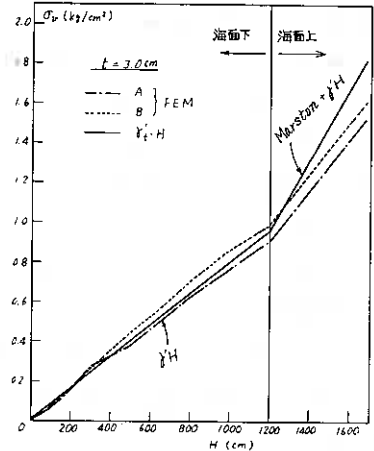


図-13 管頂部における鉛直土圧と土板の高さ関係(a-a断面)

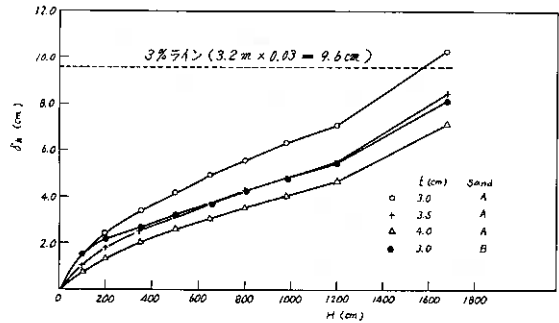


図-14 管側方たわみ量と土カブリ高さの関係(a-a断面)

表-7 伸縮継手の仕様

名称		仕様
口径		内径φ3200 (t=30mm, SM50A)
長さ		3000mm
性能(許容値)	伸縮量	±80mm
	偏心量	300mm
	可撓角	6度
許容の変荷位置	伸縮荷重	56.2 t
	偏心荷重	195.0 t
	管端の曲げモーメント	217.0 t-m
塗装		内外面ゴムライニング t≥3mm

(上記伸縮及び偏心の性能許容値は、伸縮と偏心が同時に作用した場合の許容範囲である)

ない場合、不同沈下の最も大きい位置（沈下量約33cm）で最大曲げ応力2245kg/cmと著しく大きな値となるが、100m間隔に伸縮継手を入れると、曲げ応力が非常に小さくなることがわがわかった。

この結果から、相当の土圧に耐えられ、かつ、伸縮性の良い図-15、表-7に示す伸縮継手を約100m毎に設置することとした。

6. 管厚の決定

上記の模型実験及び数値解析の土圧検討結果をふまえ、表-8に示す条件を付加し、管厚を決定することとした。なお、地震の影響等の計算手法は、石油パイプライン事業法に定める基準等に基づいた。

管厚は表-5に示す許容応力度を満足するよう敷設経路の埋立造成後の土被りに応じて、取水口始点から、100mまでを30%、100m～700m区間を25%～21%、700mから取水路蓋渠取合部までを20%とした。

7. 埋戻し土の品質管理

管周囲の埋戻し土はしゅんせつ土を用いることとしたが、しゅんせつ土は図-16に示すように粒度が細から粗の広い範囲に分布しているものである。前述したとおり、土圧軽減策として埋戻し土は剛性が高く、かつ、管周囲へのまわりこみ易い材料を用いることが必要であり、さらに、不同沈下による軸力の増大を抑制する必要がある。したがって、管周囲の埋戻し土としては、しゅんせつ土のうち模型実験で使用したような、細粒の少ない砂質土およびレキ質土部分を用いることとした。なお、施工に用いた埋戻し土の粒土分布及び三角分類は図-17、図-18に示すとおりである。

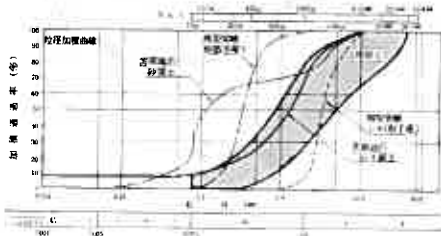


図-17 埋戻し土の粒度分析

表-8 取水管路の設計条件

取水量	126万m ³ /日
取水管路長	1,250m
管内径	3,200mm
管の材質	SM50A (降伏点3,200kg/cm ² 以上)
鋼材の許容応力	主荷重に対して 2,130kg/cm ² (主荷重+地震力)に対して 3,190kg/cm ²
外力	
土荷重	地下水面上(湿潤単位体積重量) $\gamma = 0.0017 \text{ kg/cm}^3$ 地下水面下(水中) $\gamma_{\text{sub}} = 0.0008 \text{ kg/cm}^3$
側方土圧係数	0.55 kg/cm ²
自動車荷重	8,000kg (2.0tトラック荷重)
地震の影響	設計水平震度 $K_h = 0.12$ 設計鉛直震度 $K_v = 0.06$ 設計基盤面における水平震度 $K_{oh} = 0.09$ 表層地盤の厚さ 5.0m 表層地盤の固有周期 1.844 sec
挽み率	4%
鋼材の腐食代	1mm
塗装	内面 タールエポキシ0.5mm以上 外面 コールタールエナメルガラスクロス(2重巻)6mm以上
電気防食	内外面共 流電陽極方式

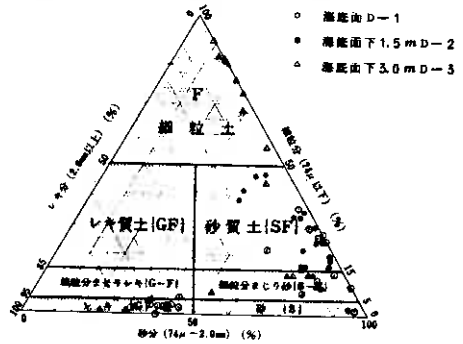


図-16 しゅんせつ土の三角分類 (日本統一分類による)

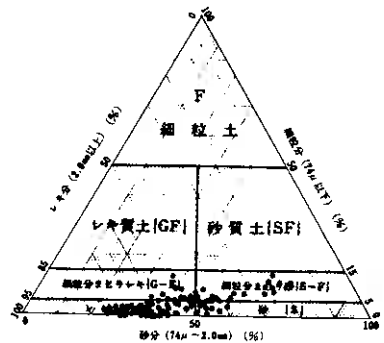


図-18 埋戻し土の三角分類 (日本統一分類による)

8. 動態観測

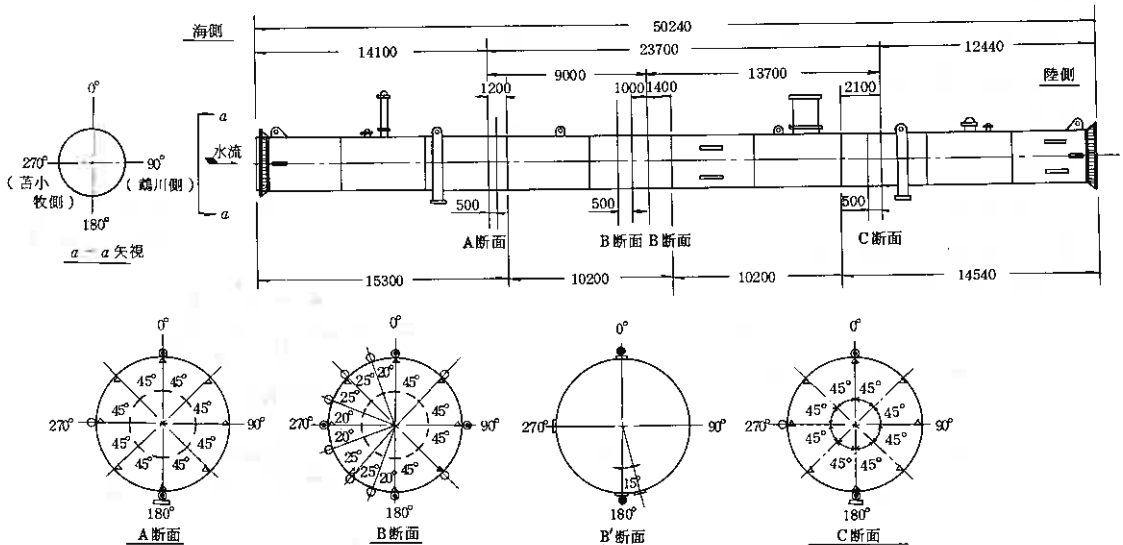
当発電所の取水管の安全性のチェックと採用した設計法の妥当性を確認するため、取水管に、歪計、土圧計、間隙水圧計を取付け、動態観測を実施することとした。

計器類を取付けた管は、相対沈下量が約33cmと最も大きいと想定される汀線側から約150m沖合に敷設する取水管(P-24管)(図-2参照)である。P-24管に取付けた計器の仕様と、管の諸元を図-19、表-9に示す。なお、P-24管敷設時の代表的な掘削断面と埋戻し状態図を図-20に示す。

表-9 取水管(P-24)の諸元

内径	3200mm
管長	503.6m
管厚	20mm
重量	約108ton
敷設勾配	$i = 1/297.66$
管敷高	管底平均CDL-7.300%

取水管P-24は、昭和54年10月6日に敷設し、埋戻しを11月末に管頂から



凡例	計器	仕様	数量
●	ひずみ計	ひずみゲージ(KF2-5-D16-11) 2軸用、2アクティブ-2ダミー方式 共和電業製	8個 (16成分)
○	ひずみ計	ひずみゲージ(KF2-5-C1-11) 単軸用、2アクティブ-2ダミー方式 共和電業製	10個 (10成分)
□	土圧計	ひずみゲージ型(BE-5KE) 容量 5kg/cm ² 共和電業製	6個
●	間隙水圧計	ひずみゲージ型(BP-5KC) 容量 5kg/cm ² 共和電業製	2個

図-19 取水管(P-24)取付計器の位置

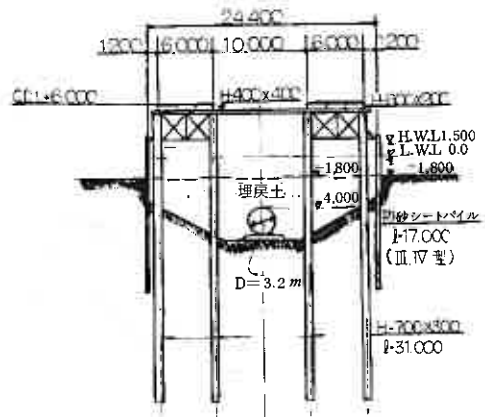


図-20 取水管(P-24)の掘削断面

2.7 mまで行ったばかりであるが、現段階での観測結果の概要を述べると次のとおりである。

① 応力分布は、B断面について図-21に示しているが、管側方の応力が管頂より大きい結果が得られ、数値解析で得られた土破り圧の小さい場合のモードとよお整合している。また、模型実験より得られた、 $r'=0.8 t/m$ 、側方土圧係数 $k_h=0.55 kg/cm^2$ を用いて、石油パイプライン技術基準及び模型実験で得られた土圧分布について弾性円環応力計算を行った結果を図-21に併せて示したが、模型実験で得られた分布の方が実測結果に近い結果が得られた。

② 間隙水圧はほぼ理論水圧に近い値を示しているが、土圧については理論土圧より若干大き目の値を示している。これは埋戻土の管周囲のまわりこみ等の影響が現われているものと考えられる。

9. あとがき

以上、大口径水中埋設管の設計にあたり、大型模型実験等を実施し、管と地盤の剛性および支持地盤の性状が管の応力、変位分布に及ぼす影響等について明らかにし、現行設計法を修正した手法を用い、苫東厚真発電所取水管の安全性について検討を行った結果の概要を報告した。

本報告が、今後この種の工事の計画に何等かの参考となれば幸いである。

本報告にあたり、電力中央研究所土木技術研究所の多大な協力を得えことをここに付記し、謝意を表します。

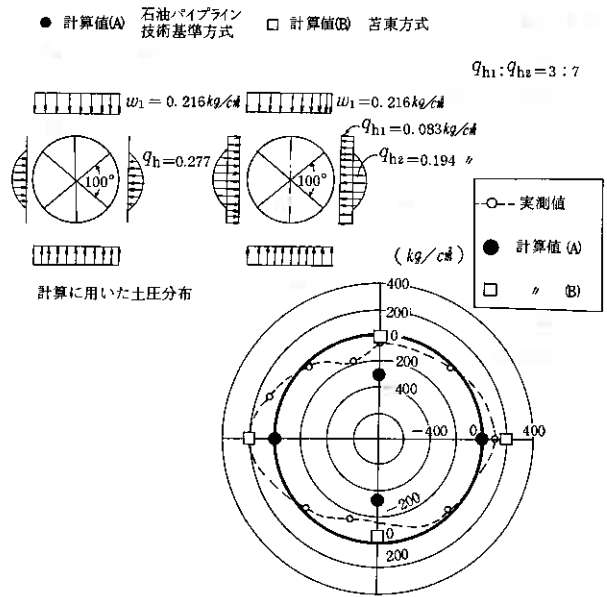


図-21 B断面円周方向応力分布(埋戻し高さ2.7 m)

参考文献

- 1) 石崎, 江刺, 吉田, 小林: 水中大口径埋設管の模型実験, 第 13 回土質工学会研究発表会論文集。
- 2) 石崎, 江刺, 吉田: 大口径管の水中埋設時の挙動と設計上の問題点, 第 33 回年次学術講演会講演集。
- 3) 石崎, 江刺, 西, 中村: 水中大口径埋設管—地盤系の有限要素解析, 第 13 回土質工学会研究発表会論文集。
- 4) 江刺, 西, 中村: 水中大口径埋設管—地盤系の有限要素解析, 第 33 回年次学術講演会講演集。
- 5) M. G. Spangler: Underground Conduits — An Appraisal of Modern Research, A S C E Transactions, Paper No. 2337, 1947
- 6) 福岡正己: 土圧・土留計算法と実例, 近代図書, 昭 46・11。
- 7) 藤田博愛: 大口径網管の設計上の問題点とその合理的管厚算法について(I), 水道協会雑誌 318 号, 昭 36・3
- 8) 藤田博愛: 大口径網管の設計上の問題点とその合理的管厚算法について(II), 水道協会雑誌 319 号, 昭 36・4。
- 9) 西, 江刺: 弾—塑性論に基づく砂の応力—ひずみ関係式, 第 12 回土質工学会研究発表会論文集。
- 10) 岩橋, 松尾, 栗原: 薄肉円筒シェル要素を用いた有限要素法とその応用, 電力中央研究所, 研究報告 71012, 1972・4。

共 通

- * 猿渡良一: パイプラインハンドブック, 山海堂, 昭 48・6
- * 土木学会編: 土木工事ハンドブック, 第 33 編パイプライン, 技報堂, 昭 49・11。

昭和 53 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	北 郷 繁	北大工学部教授
委員	長 縄 高 雄	北海道開発局土木試験所長
〃	石 崎 嘉 明	北海道電力(株)土木部長
〃	佐々木 敏 雄	北海道開発コンサルタント(株)取締役社長
〃	広 田 良 輔	国鉄道総局施設部長
〃	柴 田 実	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和 54 年 2 月 21 日支部事務局において支部賞授与規程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： 応力(ヒズミ)履歴を受けた飽和砂の変形強度特性

著 者： 三浦清一，土岐祥介，佐々木史朗

受 賞 者： 三浦清一

選考理由

地盤の変形・強度特性を正確に評価することは、構造物基礎の設計に際して極めて重要な問題である。特に、近年の土木構造物の大型化などにより、その設計は支持力よりむしろ変形で規定される場合が多く、原位置における土のせん断特性を精度良く再現した入力データによる変形解析の確立が急務である。

現在、この種の解析では、有限要素法を用いた非線形弾性論による手法が一般的になっている。しかし、解析解の実用面での信頼度を高めるためには、土のダイレイタンシー特性、応力径路依存性および応力履歴効果を取入れた変形解析が必要である。

著者らは、以上の点に着目し、特に飽和砂の応力～ひずみ～ダイレイタンシー特性を各種の応力径路および応力履歴のもとで実験的に調べ、さらに、砂はせん断初期より塑性成分が卓越するという実験事実から、その降伏条件、塑性ポテンシャルおよび硬化関数について考察し、弾塑性理論にもとづいた応力～ひずみ～ダイレイタンシー関係式の誘導を試みたのが本論文の内容である。

まず、圧縮側あるいは伸張側で導入された応力履歴は、応力反転が伴わない限り、その後のせん断特性に影響をおよぼさないことを示している。

また、ゆるづめ砂の場合、その応力履歴径路にかかわらず、以前の履歴過程で受けたせん断ひずみが 1% 以下では、逆方向のダイレイタンシー特性は、履歴を有しない場合のダイレイタンシー特性とほとんど一致することを見出した。

つぎに、塑性ひずみ増分ベクトルが降伏曲面に対して法線方向にあるという概念は、砂においては成立しないことを実験的に検証し、圧密による降伏をせん断によるものと別個に考慮して、降伏関数を有効応力比のみで表わした。

また圧縮側および伸張側の塑性ポテンシャルについては、Frybman や Roscoe ら同様に、供試体内で消費されるエネルギー式から求めているが、さらに、以前に受けたせん断ひずみが1%以下の応力履歴を有する砂の塑性ポテンシャルは、応力履歴に依存することなく一義的に設定されることを明らかにしている。

一方、塑性ひずみ仕事は応力のみの変数で表わすことができるとして積分の実行を容易にし、硬化関数を決定している。

以上の考察から、正規圧密砂の軸対称応力条件における応力～ひずみ～ダイレイタンスー関係式を誘導し、この弾塑性モデルによる予測値と実測値はよく一致することを示した。

これを要するに、本研究の推進者であった受賞者が、各種の応力径路および応力履歴での砂のせん断特性を通常の三軸試験から求められるパラメータで定式化したことは、砂質地盤の安定解析上、少なからざる貢献をなしたものと認められる。よって、受賞者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

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）

あ 赤平建設株式会社	1
い 岩倉組土建株式会社	4
お 太田建設株式会社	1
か 河村工業株式会社	3
き 極東建設株式会社	1
さ 酒井建設株式会社	1
た 大成道路株式会社	2
と 道路工業株式会社	6
な 株式会社中山組	2
に 西松建設株式会社	2
日本道路株式会社	2
日本鋪道株式会社	3
は 株式会社間組	3
や 株式会社山田組	3

ボーリング・調査・測量・設計・施工

き 株式会社北日本ソイル研究所	5
ち 千葉ボーリング工業株式会社	6
ほ 北王コンサルタント株式会社	7
北海道土質コンサルタント株式会社	7
北海道土質試験協同組合	8

協 会

お 小樽建設協会	5
わ 稚内建設協会	8

省エネルギー住宅で  社会に貢献する
特定建設業・一級建築士事務所（土木建築・設計施工）

赤平建設株式会社

代表取締役社長 村上 虎之助

本社 赤平市字赤平370番地6 電話代表②2146～9番
木造住宅と鉄筋コンクリート省エネルギー住宅(PC造・外断熱工法)



太田建設株式会社

代表取締役会長 太田 照 國

代表取締役社長 太田 拓

専務取締役 三谷 康 夫

常務取締役 七田 正 男

本社 室蘭市東町5丁目3番1号 電話 0143 (44) 5151

道路舗装・一般土木・測量設計施工

極東建設株式会社

代表取締役 保田 勝 夫

本社 073 滝川市花月町173 電話 (01252) 3-1171~3
出張所 060 札幌市中央区北4条西18丁目富士ビル3F 電話 (011) 641-5028
北光プラント 073-01 砂川市北光198番地 電話 (01255) 4217

酒井建設株式会社

取締役社長 酒井 芳 男

〒059-31 三石郡三石町字東蓬萊10・5
TEL 01463-2-3104



大成道路株式会社

取締役社長 河北 正 治
本 社 東京都中央区京橋 3 丁目 13 番 1 号 電話代表 (567) 9431

北海道支社 取締役支社長 平 尾 晋
札幌市中央区南 1 条西 1 丁目 4 番地 有楽ビル
電話代表 (231) 1221



株式会社 中山組

取締役社長 中 山 弘 三

本 社 滝川市明神町 4 丁目 1 番 17 号 大代表 22-1212
札幌支店 札幌市東区北 18 条東 1 丁目 ともえビル 代 表 741-7111
東京支店 東京都中央区新富町 2 丁目 7 番地 3 号 大峯ビル 2F 551-3442

明日をささえる



西 松 建 設

札幌市中央区北六条西十四丁目四番地
西松建設株式会社札幌支店

支店長 藤 井 喬

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 瀨 瀨 忠 行
専務取締役 支 店 長 卷 下 乙 四 郎

本 社 〒105 東京都港区新橋 1 - 6 - 5 ☎03 (571) 4891 (大代)
北海道支店 〒062 札幌市豊平区水車町 2 丁目 2 番 4 号 ☎011 (811) 2231 (代)
支 店 東京・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島



日本鋪道株式会社

取締役社長 亀卦川 振 興

本 社 東京都中央区京橋1丁目19番11号 電話代表 (567)8171番

札 幌 支 店

取締役支店長 佐 渡 博 夫

札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 電話 代表 812-1151番

豊 富 な 経 験 ・ 高 度 の 技 術



株式会社 間 組 札幌支店

代表取締役社長 竹 内 季 雄

札幌支店長 音 羽 敬 三

本 店 〒107 東京都港区北青山2-5-8 電話(03)405-1111(代表)

支 店 〒060 札幌市中央区大通り西18丁目2番地8 電話(011)643-2031(代表)



株式会社 山 田 組

取締役社長 山 田 正 夫

本社 札幌市中央区大通西14丁目 ☎261-3521



河村工業株式会社

代表取締役 河 村 清

専務取締役 河 村 清 美

〒061-02 石狩郡当別町字西小川通52番地

電 話 (01332) 3-2640番

3-2641番

3-2642番

特 定
建設業

① 岩倉組土建株式会社

取締役社長 宮 崎 英 夫

本社 053 苫小牧市木場町22番地の1 電話0144 (34) 4191

支社 060 札幌市豊平区平岸1条13丁目4-11 電話011 (812) 2435
アイ・シービル4F

支店・営業所 東京・仙台・千葉・釧路・旭川・函館・網走

小樽建設協会

会 長 佐々木 二郎

副 会 長 近 藤 晋 一

〃 草 別 義 昭

事務局 長 鈴 木 喜 一 郎

〒047 小樽市花園 2 丁目 10 番 24 号

電 話 (0134) 24-0158

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

施工管理試験のエキスパート



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験
アスファルト試験・試験機具販売及びリース・試験の指導

取締役社長 堀 達志郎

技術士・顧問 太 田 長四郎

〒065 札幌市東区中沼 1 1 8 番地 4 9 7

電 話 (011) 791-1651 番

地質・土質総合コンサルタント



地質調査
土質試験
骨材試験

物理探査
地すべり対策
さく井工事
温泉地下水調査
水道施設工事

千葉ボーリング工業株式会社

取締役社長 千葉留男

本社 旭川市4条西2丁目 TEL22-7341(代)
土質試験所 旭川市4条西2丁目 TEL22-7343
営業所 札幌市中央区宮の森1条10丁目 TEL644-2478

北海道の開発に生きる



道路工業株式会社

代表取締役社長 中田良孝

本社 064 札幌市中央区南8条西15丁目 電話代表 011 (561) 2251番
技術試験所 061--21 札幌市南区川沿17条2丁目1876 電話代表 " (571) 8508番
機械工作所 " " " 電話代表 " (571) 8340番

関連企業

道工建設株式会社

取締役社長 中田良孝

建設コンサルタント業
測量業
地質調査業



北王コンサルタント株式会社

代表取締役 藤原 寿美

本社 北海道中川郡幕別町旭町85番地 TEL(01555)代(4)-2341
帯広支店 帯広市西7条北1丁目11番地北王ビル TEL(0155)代(26)-3775
札幌出張所 札幌市西区手稲福井97の4 TEL(011)662-1569



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

本社試験所一札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466

詳しい基礎地盤の調査と正確な

土質試験

設備の拡充と技術向上の
努力をつづけております。

〈岩石三軸・振動三軸を導入〉

圧密試験—自動データ集録システム(50ch.),三軸データ入力。
三軸圧縮試験—一般三軸試験(CV・CV)に加えて,Ko圧密三軸,
繰返し三軸,振動三軸実施。

岩石試験—各種岩石試験,検鏡・X線解析。岩石三軸試験・
クリープ試験。

地質調査—地質構造・断層解析。

土質調査—タンク等の地盤調査及び施工管理の経験豊富。

公害試験—各種分析・測定実施。

どうかご利用ください。

●地質調査業者登録 建設省 質52第335号 官公需連絡組合

北海道土質試験協同組合

札幌市白石区北郷1条8丁目336番地 ☎(011)861-9895・9890

稚内建設協会

会 長 藤 田 幹 夫

副 会 長 中 田 豊 彦

” 早 坂 栄 二

稚内市中央1丁目2-14

電 話 (代) 3-5364