

沖積粘土の工学的性質に関する研究

正員 工学博士 石井靖丸*
 准員 倉田進**
 藤下利男***

RESEARCHES ON THE ENGINEERING PROPERTIES OF ALLUVIAL CLAYS

(Trans. of JSCE, No. 30, Dec. 1955)

By Dr. Eng., Yasumaru Ishii, C.E. Member, Susumu Kurata, C.E. Assoc. Member,
 and Toshio Fujishita

Synopsis There is no definite procedure in evaluating consolidation coefficients and working shearing strength of alluvial clay soils by the soil test in the laboratory. In this paper writers have suggested a method of estimating these values basing on their experience on consulting jobs for the construction of harbor projects in Japan.

In evaluation consolidation coefficients, problems of the secondary compression, side friction in consolidation box and effects of remolding on consolidation have been studied.

Dilatancy phenomena of clay soils have been studied in consolidated drained shear test by the direct shear box, relating to the neutral stress during shear.

And it has been found that the contraction of clay soils in the direct shear box is mainly the consolidation of soils resulted from the increase of principal stress and the rotation of principal axes. Although it had been clarified that relation between the consolidation stress corresponding to the preconsolidation load and principal stress during shear and also creep in shear are decisive factors in estimating the shear strength of soils, it has been concluded that $q_u/2$ method is still the best procedure and well expresses the shearing stress during shear in fields, because researches necessary for constituting new method are still merger.

目次

第1章 沖積土の index properties (類別指数)	§6. 圧密試験機, 試験法及び試験結果の解析
§1. index properties の工学的意義	(1) 圧密試験機
§2. 代表的な層の index properties	(2) 圧密試験方法
(1) 粒度	(3) 試験結果の解析
(2) 粒子比重	§7. 圧密試験の際の側面摩擦の影響
(3) 土の比重, 間隙比, 含水比	§8. 二次圧密
(4) Atterberg の限界, 緊硬度限界	(1) 圧密試験からえられる二次圧密
§3. 諸指数間の相関関係	(2) 長期載荷試験及び二次圧密
(1) 粘土含有量と間隙比	§9. 間隙比一圧密応力の関係, 及び圧密諸係数
(2) 粘土含有量と液性限界	(1) 圧密応力一間隙化の関係
(3) 液性限界と間隙比	(2) 先行荷重
(4) 塑性図	(3) 圧密諸係数
§4. 類別指数による沖積層の圧密程度の推定	§10. 現場における沈下の解析方法
第2章 粘土の圧密性に関する考察	(1) 体積変化率 (M_v) の決め方
§5. 粘土の圧密現象に対する理論的説明	(2) 透水係数の決め方
(1) Terzaghi の圧密理論	むすび
(2) 中立応力 (neutral stress) の説明, 及び圧密過程における間隙水の流れ	第3章 粘土のせん断抵抗に関する実験的考察
(3) 二次圧密に関する石井の理論	序論
	§11. こね返し (remolding) による粘土の強度の

* 運輸省, 運輸技術研究所港湾物象部長

** 運輸省, 運輸技術研究所港湾物象部

*** 運輸省第二港湾建設局横須賀材料検査場

- 減少
- § 12. こね返した (remolded) 試料と自然 (undisturbed natural) 試料のせん断抵抗の比較
- (1) 試験機及び試験法
 - (2) 試験試料
 - (3) 試験結果
- § 13. Krey-Tiedemann の規準
- § 14. drained shear 中における容積変化
- (1) 直接せん断試験中における容積変化
 - (2) 直接せん断のさいの応力に関する検討
- § 15. 直接せん断においてせん断応力による圧密に関する実験, せん断圧密 (shear consolidation)
- (1) せん断圧密
 - (2) 直接せん断中における中立応力に関する考察
- § 16. 直接せん断, 振りせん断及び圧縮試験結果の比較
- § 17. 圧縮クリープ (compression creep) に関する実験
- (1) 試験及び試験法
 - (2) 試験結果
 - (3) 試験結果の考察
- § 18. 現場におけるせん断強度の決定方法
- § 19. 沖積土の圧縮強度
- (1) 圧縮試験
 - (2) 圧縮強度 q_u の分布, 並びに index properties との関係
 - (3) 強度減少率 (sensitivity ratio)
 - (4) 荷重強度—ヒズミ曲線
 - (5) 破壊状態に関する性質
- § 20. 現場におけるせん断応力の解析
付章 研究対象とした沖積層の形成状態
- § 21. 調査地点付近の地質概要
- § 22. 調査した沖積層の成層状態

緒言 土質工学が最近土木工学のなかにあつて、非常な注目のもとにいちじるしい進歩をなしつつある原因は、その実用性が増加してきたためである。在来の、数式の誘導、または小規模な室内実験にもとづく、いわゆる理論的研究から脱却して、もつと線の太い、現場的センスで土を取扱い、いわゆる理論的な問題にこだわらず、土の現象そのものを現象的に把握することによつて、現場の設計施工への応用を計つてきたことに、現在の土質工学の非常に躍進の原因がある。1952年以來筆者達の研究室においては、多くの土質工学に関する consulting の仕事を行つてきた。すなわちボーリング及び物理地下探査法による土質調査、サンプルの物理的及び力学的試験結果の設計施工への応用、現場観測及び試験による現象の解明等によつて、主として、現場の設計施工への奉仕としての仕事を取扱つてきた。

本報告書においては、これらの経験を収録して、土質工学の現場への応用をいかに行つてきたか、またそれにともなつて、いかなる問題に最も苦しんできたかを説明する予定であつたが、資料が膨大であるため印刷費の調達が不可能であり、とりあえず consulting の際に行つた、各種の試験結果をとりまとめたものだけを説明することにした。

粘土質地盤の土質工学上の最も大きな問題は、沈下量の推定と、せん断抵抗値の算定である。これらのために、各種の圧密試験及びせん断試験が行われる。現在これらの試験に関する標準試験方法は定められておらず、また試験結果の解釈の仕方及び、取扱い方は、各人各様である。筆者達は本報告書の中において、試験結果の現場への応用について一つの基準を提供することにとめた。他方、現在広く行われている試験機の有する本質的な疑点及び、圧密及びせん断現象を試験機内において現場の状態に近い姿で再現させることのむづかしさを強調することにとめた。したがつて今後研究すべき多くの問題を提示したつもりである。

第1章は index properties の実用性の範囲について述べ、土の物理試験の持つ意義を明らかにし、第2章においては、圧密試験による圧密諸係数の決定方法に主眼をおいて説明した。しかし、二次圧密、圧密試験のさいの周辺摩擦、攪乱にもなる圧密性の変化等について、手許にある資料によつてできるかぎり説明した。

もちろん、これら個々の問題をはつきりときめつけることは現在の段階ではできないので、かかる現象の存在を強調し、今後の問題を提示するにとどめた。第3章は粘土のせん断抵抗に関して、主として直接せん断試験機による透水せん断試験 (drained shear test) 結果を用いて、せん断にもなる圧密、したがつて中立応力の発生について説明し、現在行われている各種のせん断試験の批判を行い、現在の段階としては、粘土のせん断抵抗としては圧縮強度 q_u (unconfined compressive strength) の半分をとり、これを粘着力として用い、 $\phi=0$ (内部摩擦角) として計算することが、最も実用的であり、かなり信頼性の高いことを示した。

付録として、筆者達の取扱つた沖積層の土層断面を参考までにかかげた。

現場において各種土質試験を行い、これを現場の設計施工に応用されるかたがたに、本報告書が一つの相談相手になることができれば、筆者達の幸福これにすぐるものなしと考えている。実際の応用例については、何とか印刷費を調達して発表したいと思つている。

(1) 粒度 粒度分布を一つの力学的指数として使用することは困難であるが、土を築堤またはアースダムの堤体材料として用いる場合に締固めの難易及び透水性を判断する上に、また well point 工法及びその他の、地下水位低下工法の場合にも重要な基準となる。しかしながら本章において取扱う沖積粘土に関しては、むしろ 5 μ 以下の粘土の含有量が土の性質を大きく支配しているように思われる。すなわち、粒子が細かくなればそれだけ単位容積中の粒子表面積が大きくなり、したがって粘性抵抗を増加させるからである。

代表的な土の粒度加積曲線は図-2に示すとおりである。粒度の分析に際しては粒度 0.05~0.005 mm を沈泥 (silt)、それ以下を粘土 (clay)、以上を砂 (sand) とし、重量百分比で表わしている。

砂の含有量はおおむね20%以下であるが高島の土は30%をこえるものもある。これは -16 m 付近に局部的に砂を多量に含有する層があつたためと思われる。尼ヶ崎、沖繩、塩釜の土はいずれも10%内外、またはそれ以下で砂の含有量はかなり小さい値を示している。

沈泥の含有量は一般に 20~50% のものが多いが、塩釜の 20~32% は比較的小さく、長崎の 46~60% は比較的大きい。

粘土の含有量は塩釜の 58~74% が最大の値を示し、尼ヶ崎の 62~68% がこれにつき、最少は長崎の16~26% で、一般に 40~60% のものが多い。以上の各試料を U.S. Public Road Administration において用いられている三角図表法によつて表示すれば、図-3のごとき分布をしている。これによれば大部分の粘土層は砂が少ない粘土の領域に属するが、長崎の土は clay silt ないし sand silt の領域に分布している。

(2) 土粒子比重 土粒子を構成する物質の種類によつて異なることは当然であるが、混入する有機物等によつて影響される。

一般に 2.65~2.75 程度であつて石英の比重に近い値を示している。塩釜の 2.48~2.56 は特に小さい値を示しているが、有機物の含有によるためと考えられよう。

(3) 土の比重 γ 、間隙比 e 、含水比 W_N

(a) 土の比重：海水面以下にある沖積粘土は特殊の例外²⁾を除いては間隙はすべて海水で満たされているのが通例である。しかも粒子比重に大差のない場合には、土の比重、間隙比、含水量は結局同一の意義を有する指数となる。

しかして、土の力学的な性質は間隙比と密接な相関性があり、したがつて土の比重からその土の力学的状況を推定することがある程度可能である。また設計計算の際、土の重量をいかに決定するかは土質工学の大切な仕事である。

調査対象粘土についての実験結果によれば塩釜の 1.26~1.35、高島の 1.34~1.45、長崎の 1.42~1.55 は比較的小さい値を示している。このうち、塩釜の粘土は間隙比が3及び4をこえる軟弱なる粘土であり、粒子比重が 2.48~2.56 であつて一般の土と比較して小さいことが比重をさらに減少させている原因である。高島の粘土は比重の小さい割合に強度の大きい粘土である。長崎の土は、間隙比 1.8~2.5 で特に大きくはないが粒子比重が2.56

図-2 代表的沖積土の粒度加積曲線

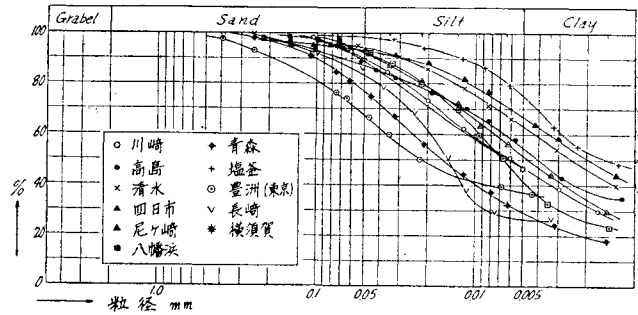
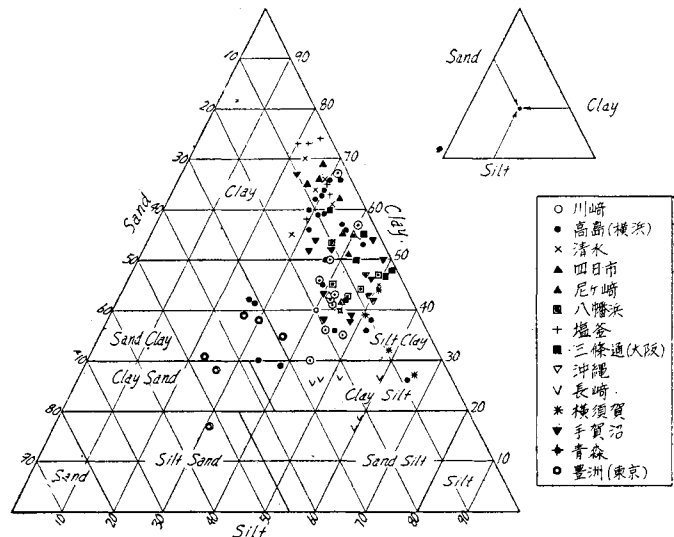


図-3 三角図表による粒度分布



～2.63 で割合に小さい値を示しているのが原因と考えられる。これに反して清水の土では間隙比が小さい (0.75～1.6) ので、比重は 1.64～1.85 と比較的大きい値を示している。

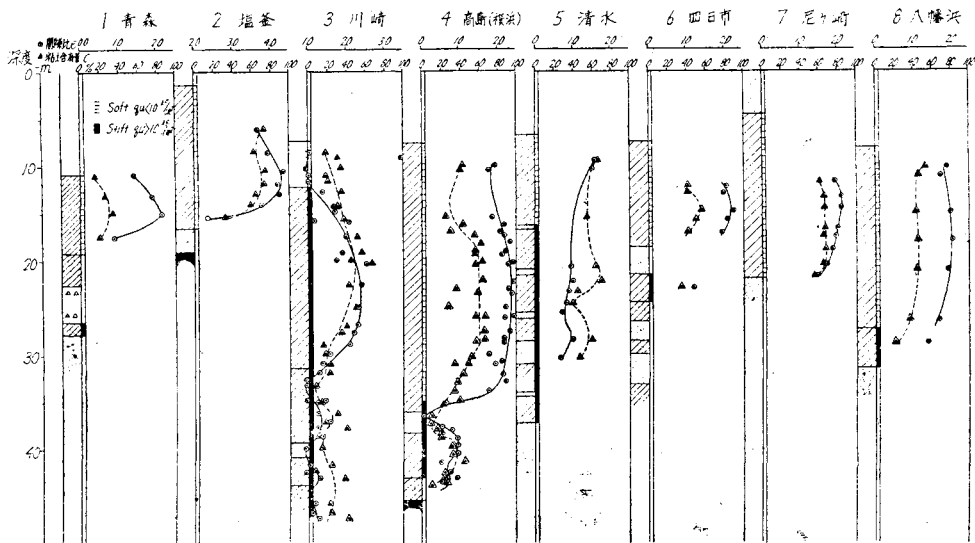
その他の例についてはいずれも 1.5～1.7 の値をとっている。以上のべたとおり粘土の比重は調査対象とした例についてみても 1.4～1.9 というかなり広い範囲の値をとっており、設計計算において使用する場合、比重の決定は慎重に行う必要がある。実際に比重測定試験を行って決定することがのぞましいが、構造物の築造、埋立の施行等に原因する圧密により比重が増加する場合もあるからそれらの比重の変化も考慮に入れておく必要がある。

(b) 間隙比：間隙比は index properties のうちで最も注目すべき指数の一つである。土の圧密を論ずる際に圧密量の単位として、間隙比を用いていることは衆知のとおりで、間隙比と圧密荷重の関係は実験的に相当くわしく研究されている。したがって、沖積層の間隙比の分布状態からある程度までその層の圧密の程度を推定しうるのである。一方、粘土の粘着力ないしせん断強度はせん断時の間隙比によつて定まるとも言われるほど間隙比の大小によつて異なってくる。それゆえ間隙比から粘着力を推定することも一応はできるわけである。

以上の理由から、現場における試料採取のさいに間隙比の測定を慎重に行う必要が理解しうる。一般的に言つて沖積層の間隙比の分布は、その層の力学的状態を判断する上の一つの基準となり、きわめて大切である。しかしながら、一方間隙比は粘土分の含有量によつていちじるしく異なつた値を示すので、自然成層の粘土については、粘土含有量をあわせ考えなければならない。

図-4 は各沖積層の代表的な soil pofil について間隙比及び粘土含有量の分布状態、並びに圧縮試験による圧縮強度 (q_u) の範囲を 1.0 kg/cm^2 を境界として soft, stiff の2種に分けて示したものである。

図-4 間隙比、粘土含有量の分布



この図をみると間隙比と粘土含有量の分布状態はきわめてよく一致していることがわかる。したがって粘土含有量よりある程度間隙比の分布状態を推定することができる。これらの間隙比と他の指数との相関関係についてはさらに項をあらためて詳述することにした。

間隙比の分布曲線を見ると、連続する一つの粘土層においてはその最大値を示す点が層のほぼ中央、またはそれよりやや下つた位置に存在し、上下にゆくに従い次第に値を減じ、層の転移点付近で急激に減少している。これは転移点近くにおいては圧密の進行にともなう脱水に際して粘土粒子が流れ去るための影響とも考えられる。

また一般に間隙比曲線の減少の度合は粘土層の上部よりも下部においていちじるしいことが認められる。また高島、八幡浜の粘土層においては層の中間において深さ 10m 程度の範囲にわたつて間隙比が一定の部分があることが明瞭にあらわれている。

圧密の進行にともない間隙比が減少することは当然であるが、この状況は高島、川崎、四日市の間隙比曲線によくあらわれている。高島の粘土層は -38m 付近に存在する砂層をはさみ上下の粘土層にわけられ、上部の粘土層においては間隙比は 3.0 以上の値を示すに反し、下部粘土層は 1.5～2.0 の範囲にあり、上部の荷重を受けて圧密が進行していることをあらわしている。したがって圧縮強度が大きいことも理解されるであろう。また川崎、

四日市の粘土層についても同じことが言える。以上述べたことより同一沖積粘土層については間隙比の分布状況によりある程度圧密の進行状態を比較しうるし、また力学的の状態をもそれによつて判断する際の手がかりにすることができるのであるが、異なる沖積粘土層の場合には後述するとおり、粘土含有量の間隙比に対する影響が大きいので間隙比のみによつて判断することはできないように思われる。

したがつて、各沖積粘土については間隙比のみを比較してみても、それほど利用する方法もなさそうに思われるが、一応一般の粘土層における間隙比の範囲を知るために代表的粘土層の間隙比を取つてみれば図-1に示すような分布をなしている。一般に軟弱地盤と言われている粘土層については1.5~2.5程度のものが最も多く、高島の2.8~3.5、塩釜の3.7~4.4は比較的大きく、特に手賀沼の深度2.0~6.5mの粘土は7.26を示している。清水の粘土層は薄い砂層にはさまれている比較的薄い粘土層の互層より成つているために圧密されやすい層の形成状態をなし、間隙比も0.8~1.6で調査対象粘土層のうちで最少の値を示している。

(c) 含水比：間隙比がすべて水で満たされていると考えるかぎり含水比は間隙比と同じものを示す指数となるが土の力学的性質を判断する場合にはあまり用いられていない。

一般に60~80%が多く、間隙比の大小により清水の32~56%は小さい例を示し、高島の100~130%、塩釜の145~175%、手賀沼の318%は大きい値を示している。

(4) Atterbergの限界・緊硬度限界 remoldされた試料のconsistency(緊硬度)を示す指数として古くから用いられており、その原始的な実験法にも拘らず非常に応用範囲が広く、また土の分類にもきわめて便利である。

(a) 液性限界(W_L)：土の可塑性の上部限界を表わす含水比で、一般に45~100%のものが多く高島の114~142%、塩釜の164~187%は比較的大きく、手賀沼の土においては350%を示すものがある。

(b) 塑性限界(W_P)：土の可塑性の下部限界を表わす含水比で一般に20~40%で、 W_L に比較して割合に狭い範囲の値を示している。有機物を多量に含む土は W_P が大きくなると言われており、このことは後述する塑性図(plasticity chart)による土の分類に利用されている。塩釜の W_P は54~73%で比較的に大きい値を示しているのは有機物の影響によるものと考えられる。手賀沼の粘土においては133%に及ぶものがある。

(c) 塑性指数(P.I.)： W_L と W_P の差を塑性指数と言い、土が可塑性を示す含水比の範囲を表わす指数と考えることができる。一般に W_P はさきに述べたとおり割合に狭い範囲の値を示す指数であつて、 W_P よりも W_L の範囲の方が大きいために、 W_L が大なる土ほどP.I.が大きくなる傾向をもつている。おおむね30~70%であるが高島では70~102%、塩釜では80~115%を示し、手賀沼の粘土は218%に及んでいる。

(d) 液性指数(L.I.)・相対緊硬度(R.C.)：液性指数(L.I.)並びに相対緊硬度(R.C.)はともに W_L 、 W_P に対する自然含水比の相対的位置を表わす指数であつて次式で表わされる。

$$L.I. = \frac{W_n - W_P}{P.I.}$$

$$R.C. = \frac{W_L - W_n}{P.I.}$$

P.I. = $W_L - W_P$ であるから L.I. = 1 - R.C. なる関係にある。したがつて図-1には一応 L.I. のみを示した。L.I. が1.0またはそれ以上の場合には W_n が W_L またはそれ以上の%を示し、外力、振動、または衝撃によつて土がremoldされた場合に液状となる可能性を有することとなり、L.I. が大きい土ほど安定性の少ない土であるといふことができる。対象沖積粘土についてみるとおよそ0.8以下であつて、清水の0.26~0.65は比較的小さく、高島の粘土は1.0に近いものがあり、塩釜の1.13、四日市の1.32はともに1.0を越えており、R.C.で示すならば負の位を有している。

§3. 諸指数間の相関関係

index propertiesの分類上の役割のほかに、もし各指数単独でなんらかの工学的性質を代表せしめることができれば便利である。そのためにはまづ、各指数間の関係を調べるのが各指数の持つ物理的意味を少しでも明らかにする上に役立つであろう。

同一種類の土であれば、土の細かい粒子のコロイド的特性の差または粒子形状の差の影響が現われなくなるので、主として構成粒子の機械的性質の影響が大きいのではないかと思われる。土の粒子が小さくなれば、土粒子の重量の減少に比して表面積の減少の度は小さい。したがつて、土粒子が小さくなれば、その重量よりも表面の性質が強く現われてくる。

しかも、土の粘性は土粒子表面に付着する間隙水の水膜に起因するものと言われているから、単位容積中に含まれる土の粒子の表面積の大小が、せん断抵抗に大いに関係してくることが考えられる。この一つとして土が外

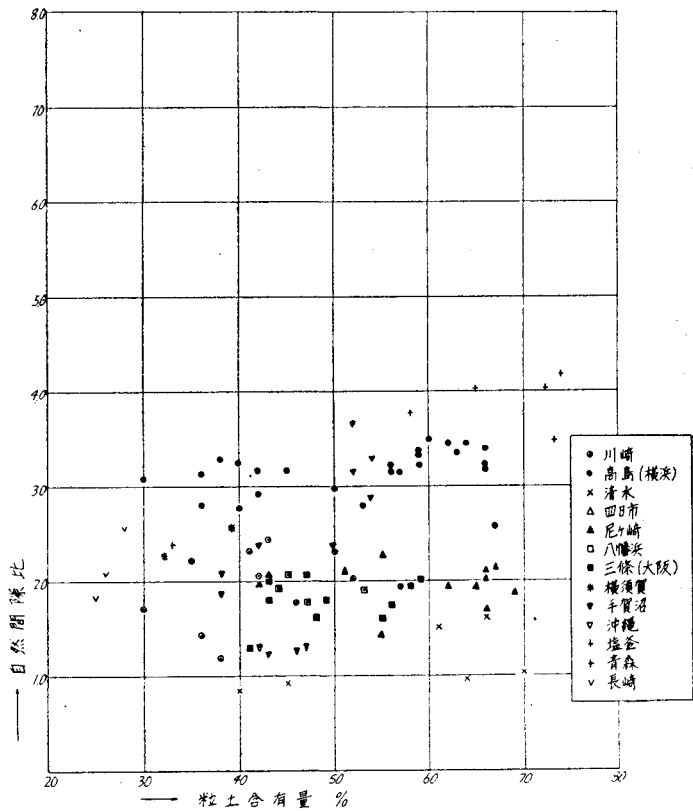
力を受けて圧密される場合、圧密荷重に対する土粒子構造の抵抗は粒子の表面積の大なるほど大きいはずである。そして粒子の表面積を表わす一指数として、粘土部分の含有量を考えることができる。この見地から、自然間隙比と粘土含有量を調べてみた。

一方、液性限界は土の流動性に対する一つの指数であつて、その大小は単位容積中に含まれる土粒子の総表面積に関係するものと思われる。したがつて、液性限界と間隙比を結びつけることも意義あることと思う。

間隙比は同じ土の試料については直接的に圧密性、セン断抵抗に関係しているが、もしいくらかでも土の性質が異なつてくると判断できなくなる。そのためになんらかの指数によつて間隙比の変化の傾向を知りうれば、沖積層の力学的状態を判断する上にきわめて有利な手段となるであろう。

(1) 粘土含有量と間隙比 自然状態の粘土の含有量と間隙比とを各沖積層についてプロットしてみると図-5のごとき分布を示している。全体的に見れば点は散らばつていて特に関係を見出すことはできないが、各沖積層別にみるとおのおの粘土含有量の増加とともに間隙比が増加しており、ほぼ直線関係をあらわしていることがわかる。このことはいままでも一般に言われてきた関係であつて、間隙比を決定する因子として粘土の粒子の性質や配列の状態、ならびに圧密作用の影響等が考えられるにもかかわらず、粘土の含有量が重要な支配力を有していることをあらわしている。また同図において、同一粘土含有量に対する間隙比は沖積層によつて、すなわち異なる粘土によつてはなはだまちまちである。このことは異なる堆積過程による粒子の表面の性質や配列の差異、ならびに各沖積層における圧密の進行状況の差にもづくものと考えることができよう。したがつて

図-5 自然間隙比と粘土含有量の関係

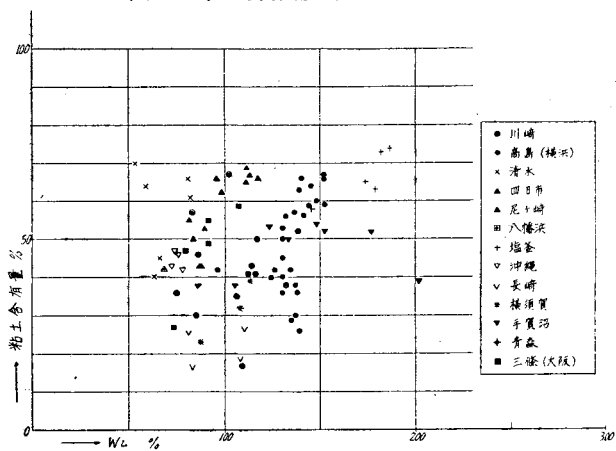


粘土含有量と間隙比が直線関係を表わすのは、これらの堆積過程を異にするために、粒子の性質の差異が影響を与えない同一の水系に属する同一の粘土についてのみ言えるのであつて、一般に粘土含有量のみによつて間隙比を規定することはできない。

図-6 粘土含有量と液性限界の関係

(2) 粘土含有量と液性限界 (W_L)

粘土含有量と液性限界の関係を表わしたものが図-6である。この図よりわかることは、各沖積層についてはほぼ直線関係を有しているということである。このことは W_L が粒子表面の粘着性に強く支配される指数であると考えれば一応理解されうることである。また沖積層によつて分布の位置が散らばつていることは、 W_L が粘土の含有量のみに関係するものでなく、粒子の



有する表面の性質，その他の特性の差異にもとづくものであるからであろう。

ここでさきのべた粘土含有量と間隙比の関係を表わした 図-5 と 図-6 を合わせてみると同一粘土含有量に対して間隙比の大きい沖積粘土は W_L についても大きい値を示している。

(3) 液性限界 (W_L) と間隙比 W_L

と間隙比との関係を表わしたものが 図-7 である。この図をみると各沖積層を通じて比較的狭い巾をもつた非常にきれいな直線関係を示している。さきの 図-5 における粘土含有量と間隙比の關係に比してはなほだ興味ぶかいものがある。元來、 W_L はさきに述べたごとく土粒子の表面の粘着性に支配される指数であつて、この W_L を規定する性質が間隙比を決定する重要な因子であることを表わしていると考えることができよう。

これらの土粒子の表面の性質は粘土含有量と間隙比の關係においては考慮されていない性質である。

W_L と間隙比との關係において直線分布に巾があることは W_L 自体が自然状態にもとづく指数でなく、攪乱された試料についてのものであつて、攪乱による性質の変化に帰因する誤差及び圧密作用の影響及び間隙比を決定する試験の誤差等の影響によるものと考えられる。

以上の考察によつて知りうることは、粘土含有量によつて、間隙比を算定することはむづかしく、一般論として言うことは、粘土の含有量が多ければ間隙比は大きくなるといつた程度のことである。

一方、液性限界と間隙比の關係は 図-7 に示すように非常にきれいな直線關係にある。試料として用いた 13 種類の土についてこのような關係を示すことはきわめて興味ぶかい。すなわち、単位容積中に含まれる土粒子の総表面積の量が間隙比を大巾に支配しており、その他の影響がきわめて小さいことを示す。圧密の程度による間隙比の差は、図中における点の散らばりからみても、液性限界の影響ほど大きくないことは注目すべきことである。間隙比は沖積層の圧密の程度を示す直接的な指数であるにもかかわらず、その差の程度は圧密荷重の大小によるよりも、むしろ液性限界の差に数倍も大きく左右されているのである。このことは土の圧密特性と index properties の關係を判断する上に大切な一つの基準となる。

(4) 塑性図 P.I. と W_L と

の關係は同一の水系に属する土については明瞭なる直線關係を示すことはいままでに言われているところであり、P.I. の変化すなわち W_P の変化によつて直線の位置が移動する性質を利用して土の分類を行うことが考えられている。対象沖積層についてこの關係を図示すれば 図-8 のごとくなる。おのおのの沖積層について直線關係を満足している。

いまこの直線を数式で表わし

$$P.I. = m(W_L - a)$$

図-7 自然間隙比と液性限界の關係

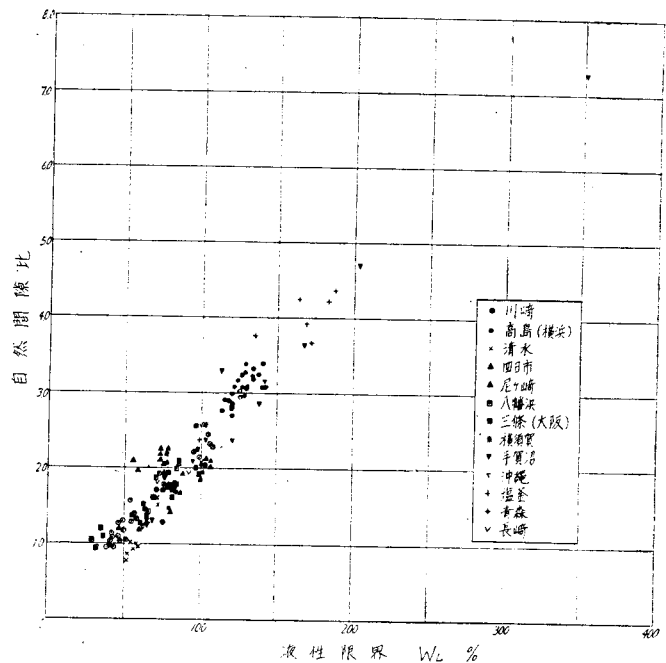
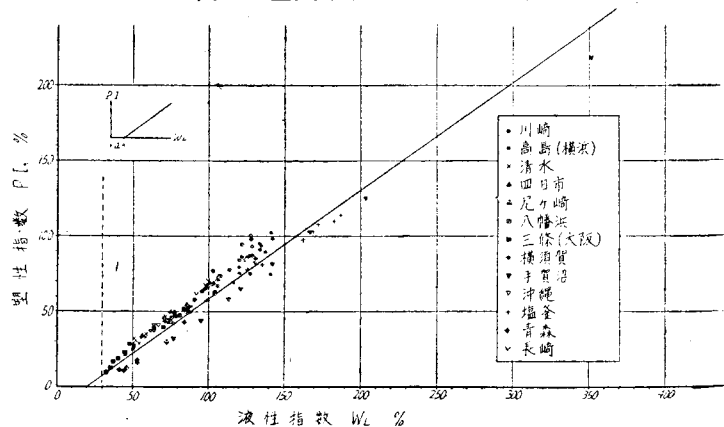


図-8 塑性図 (plasticity chart)



とすれば、 m は直線が W_L 線となす角の切線を表わし、 a は直線が $P_I=0$ なる線と交わる点の原点よりの距離を表わす。各沖積層についてこれらの係数を求めてみると次のようになる。

沖積層	m	a
塩釜	0.67	14
高島	0.79	20
清水	0.80	15
四日市	0.76	13
尼ヶ崎	0.79	17
八幡浜	0.73	14
手賀沼	0.80	30

また大阪の沖積層について資料によれば

三条通り	0.70	13
津守	0.70	13
福島	0.85	22
島屋町	0.70	14
西九条	0.60	10
西島	0.75	18

であつてほとんど同様の傾向を有している。なお塩釜における a は 14 で大きくはないが m が 0.67 で小さく、また手賀沼においては m が 30 で大きいため他の沖積層と異なり、点の分布はやや下方へずれている。これは有機物の存在によつて W_P が大きく、したがつて P.I. が小さくなつているためと考えられる。

§4. 類別指数による沖積層の圧密程度の推定

前節までに述べてきたように、間隙比は圧密荷重の大小に影響されるよりも、粘土含有量もしくは液性限界の差によつて大巾に影響されるために、沖積粘土層の圧密の程度を間隙比の深度分布によつて層の圧密の程度を推測することはできない。したがつて厳密には層の各点の試料について圧密試験を行い、その結果によつて判断しなければならない。しかしながら、このような試験には多数の試験機と長期間の時間及び熟練した実験者を必要とし、現場の試験室などでは実行不可能である。したがつて手軽に実施できる物理試験によつて、沖積層の圧密程度を推定しようと試みた。この試みは筆者が“大阪の地盤沈下”の研究の際、層の平均粘土含有量と平均間隙比の関係を図上に示す場合、圧密程度の差が相当明らかに現われてくることを示した³⁾。同一系統の粘土層の場合には圧密程度の差を簡単に見出すことができ便利であつた。本報告においても同様な図を作り示したのが図-9である。この図でみると、清水のごとくよく圧密されている層と、塩釜、長崎、高島のごとく、上載荷重を受けたことなく、ほとんど自重のみによつて圧密された層との差が非常に明瞭に現われている。

図-9 平均粘土含有量と平均間隙比の関係

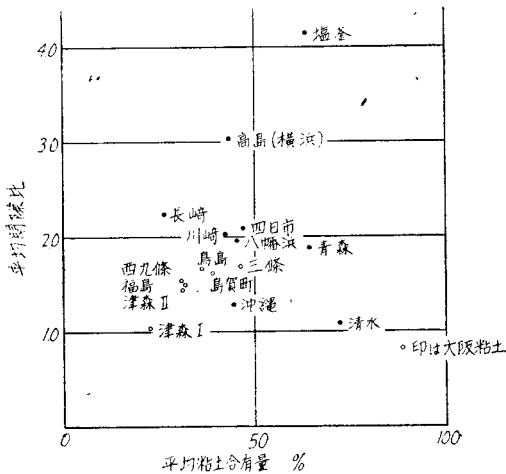
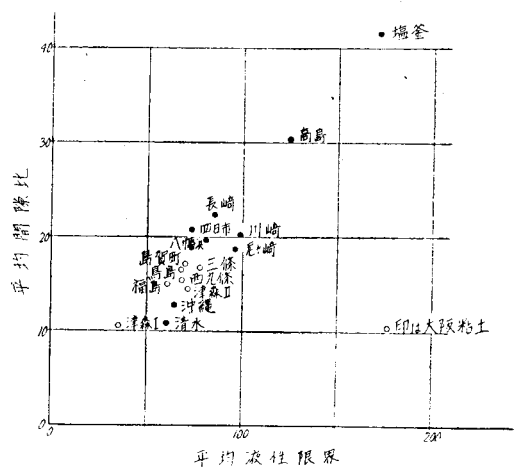


図-10 平均液性限界と平均間隙比の関係



前節に示したように W_L と間隙比の関係が割合に直線的に現われているので、平均粘土含有量と同じような取扱いを液性限界と間隙比の関係をもとめたものが図-10である。この図では割合に点の散らばりの少ない美しい直線関係が得られている。しかし、大阪の場合に見出したような、三条通りの層の大きな圧密の影響がよく現

われており、大体の傾向は 図-7 の場合とにている。

しかしながら、以上の操作によつて知られることは、単に定性的な傾向のみであつて、これを定量的な関係に導くことはむづかしいが、概略の圧密度の推定には十分役立つ。

沖積層の圧密の程度を知ることは、工学上きわめて重要なことであるが、現在の段階においては、間隙比、液性限界、粘土含有量等の指数のみでは定性的な傾向を知るにとどまり、設計施工上必要とする定量的なものは、圧密試験に頼らざるをえない。

しかしながら、多くの実験データの収集によつて、定量的な推定を圧密試験に頼らずしてある程度行いうることが推察される。一方沖積層の圧密性の研究の進展とともに、液性限界、粘土含有量等の指数の有する物理的意義も次第に解明されてゆくであろう。

第2章 粘土の圧密性に関する考察

構造物が築造後数年にわたつて沈下したり、大阪、東京、尼ヶ崎等の沖積土の上に造られた都市の地盤が、地下水位の低下にともなう粘土層の圧密によつて、年々沈下していることはよく知られていることである。

一般の物体と同じように粘土も荷重を受けねばならず。そして地盤上に新たに造つた構造物の荷重が加われば、地盤内に圧縮、せん断、引張等の応力が発生しそれに対応したヒズミを生じ、変形が起る。弾性体では、この種のヒズミは荷重を受けた瞬間に発生するのであるが、粘土の場合には、ヒズミがその終局値に達するまでに時間がかかる。言いかえれば、時間的なおくれ (retardation) が起り荷重を加えた直後においては変位が小さく時間とともに次第に増大してゆく。このヒズミの時間的変化とともに応力分布の時間的変化 (relaxation) も考えられ、現象はきわめて複雑である。

この粘土のヒズミの時間的おくれ及びこれにともなう応力の変化の原因として考えられるものは、第一に一般の塑性物体と同じような、いわゆる、クリープ (creep) または流れ (flow) と称せられるもの (二次圧密)、第二には粘土特有の問題であるが、間隙水による応力の一時的分担という現象、いわゆる圧密現象である。これら二つの要素が、粘土の場合には同時に起つてくるのである。

本章においては、二次圧密の問題をいかに土木技術上の立場から処理すべきかを理論的に解明し、あわせて圧密試験のさいにおける側面摩擦の影響の重要性を強調した。しかし、現在の段階における圧密諸係数の決定方法を示すとともに各種の粘土の圧密諸係数の数値及びその説明を行つた。

§5. 粘土の圧密現象に対する理論的説明

粘土の圧密現象を初めて理論的に取扱つたのは Terzaghi であり、これによつて彼が、近代土質工学の発展の素地を造つたとさえ言われる重要な研究である。まづこの Terzaghi の圧密理論について述べる。

(1) Terzaghi の圧密理論 Terzaghi が圧密理論を導くときに用いた基本的な考え方は、

(a) 粘土内の空隙はすべて水で満たされている (通常地下水面以下ではそうである) 土がひずむさいには、そのひずんだ量だけ間隙水が粘土内から排除される。すなわちヒズミ量は間隙水の脱水量に等しい。しかし間隙水及び土粒子そのもののヒズミは、土粒子によつて構成されている構造骨格の変形にくらべて無視しう。

(b) 粘土は新たに加えられた荷重 (ΔP) に対して、土粒子の構造骨格 (以下粒子の構造という) の弾性反力の増加 (Δp) と間隙水の圧力の増加 (Δw) との和で平衡している。すなわち

$$\Delta p + \Delta w = \Delta P \dots\dots\dots (1)$$

(以下単に p, w, P と書くが、これは増加部分を示すものである)。

間隙水の圧力 (以下中立応力という) は、間隙水の脱水、すなわちヒズミの増大とともに減少し、それと同時に粒子構造の弾性反力 (以下有効応力という) が増加してゆく。荷重を加えた瞬間 $t=0$ においては中立応力の増加が荷重増加に等しく $w=P$ であり、有効応力の増加 p は 0 であるが、時間が十分経過した後、すなわち、 $t=\infty$ では $w=0, p=P$ となる。言いかえれば、粘土に新たに荷重を増加すると、最初は中立応力で荷重を支え次第にその荷重が有効応力に変つてゆき、十分時間を経たのち、有効応力が全部荷重を受持つ。そして、荷重 P が一定であれば、

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{dw}{dt} \dots\dots\dots (2)$$

となり、中立応力の減少と有効応力の増加は相等しい。

(c) 間隙水の脱水のさいには Darcy の法則が成立する。

$$q = kit \dots\dots\dots (3)$$

q : 単位面積当り単位時間の流量, k : 透水係数, $i = \text{動水勾配} \left(\frac{dw}{dh} \right)$, t : 時間

(d) 荷重範囲があまり大きくないときには $k/m_v = C_v = \text{const.}$ m_v : 粘土の圧縮率 (または体積変化率ともいふ), C_v : 圧密係数。

以上の考え方は、土質工学において現在矛盾のないものと、一般に認められている。

以上の仮定によつて中立応力の時間的変化は Terzaghi によつて求められ次式で表わされる。

$$\frac{\partial w}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \dots\dots\dots (4')$$

これを Terzaghi の圧密方程式と称する。この方程式は、土のヒズミと間隙水の流入出に関する連続方程式であり一方熱伝導の方程式と同じ型である⁷⁾。

圧密方程式を最も一般的な場合、すなわち圧密試験の場合について解こう。

$$\left. \begin{aligned} z=0 \\ =2h \end{aligned} \right\} w=0$$

$$t=0, \quad w=P$$

これは層の上下面が透水性の場合である。圧密問題を論ずるときには w の方程式を求める代りに、圧密度 (μ) を用いるのが通例である。圧密度とは、ある時間における圧密量の最終圧密量に対する比である。これは次の式で求められる。

$$\mu = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-c_v \left(\frac{n\pi}{2h}\right)^2 t} \dots \dots \dots (5)$$

この式は C_v 及び層の厚さ $2h$ のみによつて定まる曲線となり、圧密の実験曲線はこの方程式によつて解析し、 C_v を求めることができる。この圧密理論によつて、粘土の変形の時間的おくれの現象がきわめて明確に説明できるようになった。

(2) 中立応力 (neutral stress) の説明、及び、圧密過程における間隙水の流れ 圧密方程式は間隙水の圧力に関する方程式であるが、流水についての記述はこれまで見当たらないので、中立応力の性質について検討し、ついで、粘土層の上下面における水圧が種々変化した場合の流れについて考察しよう。Darcy の法則 $q=kit$ において、厚さ d^2 の層内における透水中の圧力損失水頭は

$$dh = idz = -\frac{\partial w}{\partial z} dz$$

である。この力は、間隙水が透水する際に、粒子構造に作用していると考えられ、 $dp = dh = idz$ となる。これは土塊中の各点において流水の方向に粒子構造に作用する質量力として取扱うことができる。したがつて単位体積当り

$$p = -\frac{\partial w}{\partial z} = i$$

となり、これは Terzaghi⁸⁾ が流水圧力 (Strömungsdruck) と称したものである。

いま厚さ dz なる粘土層を考え、 z 及び $z+dz$ 面における粒子構造によるヒズミ力を $\frac{1}{m_v} e = p$, $\frac{1}{m_v} \left(e + \frac{de}{dz}\right) dz$ とすると、この差は、自重及び流水圧力によつて受持たれている。したがつて

$$-\frac{dp}{dz} dz = idz - mdz \dots \dots \dots (6)$$

となり、 $i = \frac{\partial w}{\partial z}$ であるから

$$\frac{dp}{dz} = -\frac{dw}{dz} - m \dots \dots \dots (7)$$

これを書き直すと

$$p + w = \int m dz + K(f) \dots \dots \dots (8)$$

をうる。

K は外力に関する項であるがこれが時間に無関係なときには

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{dw}{dt} \dots \dots \dots (9)$$

をうる。

(8)式によると、 P が一定荷重である場合は層中の各点において、自重の項を省略すると

$$p + w = P$$

となり、有効応力 p と中立応力 w の和が外力 P と等しくなり、Terzaghi の圧密理論を導くときの最初の応力に関する考え方と同じになる。

(9) 式より明らかなように、圧密過程中の粘土層中においては、有効応力と流水圧力が存在する。しかし、間隙水の流水が粒子構造の圧縮応力 (有効応力) を減少または増加させている。すなわち増加荷重の一部が流水圧力によつて支えられているのである。

以上の考察にもとづいて Terzaghi の圧密理論を現象的に説明してみよう。

(i) 粘土の空隙がすべて水で満たされている場合、粘土が外力を受けてひずむ量は、脱水した間隙水の量に等しい。逆に言えば、粘土が外力を受けてひずむさいには、間隙水が流出し、この流出水流が荷重を分担する。しかして、間隙水の流れを起すための動水勾配が存在する。

(ii) 間隙水流は粒子構造に対して、 i なる質量力を作用し、この質量力が、粘土層内各点における粒子構造のヒズミ力の差に等しくなっている。しかしてこの際の層内各点における中立応力 w と粒子構造のヒズミ力 p (有効応力) の和が外力に等しい。

次に、粘土層上下面における水圧の変化もやはり、粘土の圧密の原因となりうる。これは地下水位の変動による粘土層の圧密を論ずるさいに問題になる。

間隙水の流れが鉛直方向に起つている場合水流の方程式は次のようになる (鉛直方向のみを考える)。

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{\partial p}{\partial x} - \rho g + \psi v \dots\dots\dots (10)$$

v : 流速, ψ : $1/k$ 粒子構造の水流に対する抵抗係数。

流速は非常に小さいので、 $\frac{\partial v}{\partial t}$, $v \frac{\partial v}{\partial x}$ の項を省略すると方程式は

$$\frac{\partial p}{\partial x} - \rho g - \psi v = 0 \dots\dots\dots (11)$$

となる。

この方程式において、流速 v を定常流の流速 v_1 と非定常流の流速 v_2 の和とし、 $p = p_1 + p_2$ とおき、次の二つの方程式にわけてとく。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dp_1}{dx} + \rho g - \psi v_1 &= 0 \\ \frac{dp_2}{dx} - \psi v_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

すると、

$$\begin{aligned} p_1 &= -\rho g x + \psi v_1 x + C_1 \\ p_2 &= \int \psi v_2 dx + C_2 \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

$$\therefore p = p_1 + p_2 = (-\rho g + \psi v_1) x + \int \psi v_2 dx + C \dots\dots\dots (14)$$

(14) 式において、第一項は定常流による水圧分布であり、第二項は非定常流によるものである (これが圧密をおこす)。この方程式を次の実例によつて説明しよう。

$$\begin{aligned} x=0 & \quad p=p_a \\ x=h & \quad p=p_b + f(t) \end{aligned}$$

とおくと

$$p_a = C, \quad p_b + f(t) = -\rho g h + \psi v_1 h + p_a + \int_0^h \psi v_2 dx$$

$$\therefore f(t) = \int_0^h \psi v_2 dx, \quad p_b = -\rho g h + \psi v_1 h + p_a$$

したがつて定常流の流速 v_1 は

$$v_1 = k \left[\rho g + \frac{1}{h} (p_b - p_a) \right] \dots\dots\dots (15)$$

また圧力は

$$p = p_a + \frac{k}{h} (p_b - p_a) x + \int_0^h \psi v_2 dx \dots\dots\dots (16)$$

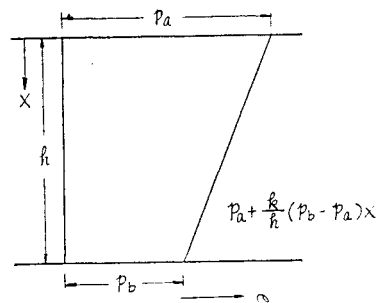
定常流に関するものを 図-11 に示した。

定常流の粒子構造に作用する力には、圧力勾配による力(浮力に相当するもの)と流水圧力がある。これは

$$\frac{1}{h} (p_b - p_a) - \left[-\rho g k + \frac{k}{h} (p_b - p_a) \right] \times \frac{1}{k} = -\rho g$$

すなわち、静水圧分布の場合の浮力と同じである。したがつて、定常流は、有効応力には関係しないとして取扱つてよい。

図-11 説明図



以上のことから、いま、粘土層の上下面において $p=f(x)$ なる水圧分布から、急激に次のように変化したとする。

$$\left. \begin{aligned} x=0 & \quad p=p_a \\ x=h & \quad p=p_b+f(t) \end{aligned} \right\}$$

この場合圧密に関する初期条件の与え方は

$$w=f(x) - \left[\frac{x}{h}(p_b - p_a) + p_a \right] \dots\dots\dots (17)$$

すなわち、定常流に関する水圧以外は非定常流として残る部分、すなわち、過剰水圧として圧密を引起す(図-12)。

この過剰水圧を論ずるとき境界条件はやはり定常流に関する部分を除き

$$\left. \begin{aligned} x=0 & \quad w=0 \\ x=h & \quad w=f(t) \end{aligned} \right\}$$

となる。

この問題については、別の機会に実際の地盤沈下の問題に関して取扱うことにして、ここではくわしくは説明せず、単にこれまであまり考えられていなかった粘土層内の定常流と、圧密現象として現われている非定常流の分離と、それらの圧密現象に及ぼす影響を明確にしておくにとどめる。

(3) 二次圧密に関する石井の理論 通常圧密試験からえられる実験曲線 ($u-t$) と Terzaghi の理論による計算曲線とでは、圧密の終期において相当異なってくる。後節で示すように、圧密がほとんど終了すべき時になつても圧密は進行し $u-t$ 曲線の 100% 線に漸近した形にはならない。この問題を最初に採り上げたのは D.W. Taylor 及び W. Merchant である^{9),10)}。彼等によればこの現象は土粒子の変形に対する摩擦抵抗によるものであり、この圧密部分を二次圧密 (secondary compression) と称し、またこの現象を二次的圧密効果 (secondary time effect) と名づけた。二次圧密に対して、Terzaghi の理論によつて表わされる部分の圧密を一次圧密 (primary compression) という。筆者もこの問題を、大阪の地盤沈下の研究のさい (1946~1949) 取扱つ

図-12 説明図

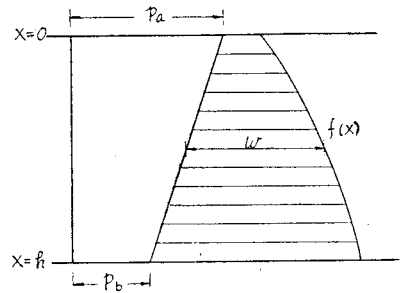
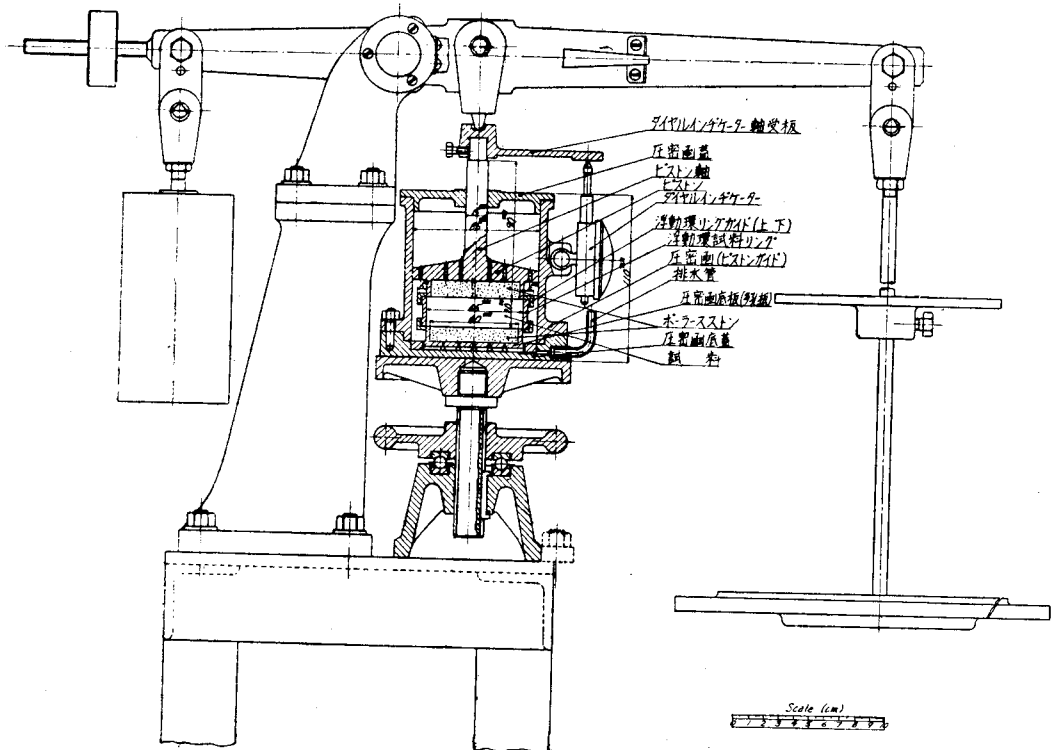


図-13 連立式圧密試験機



た^{11), 12)}。

圧密をいかに工学上の目標に合わせて解釈し、取扱つてゆくべきかについて、まづ考察してゆこう¹³⁾。

粘土のヒズミがもし間隙水の脱水の必要がないとすると、一般の塑性物質と同じように、いわゆるクリープと称せられる変形が起る。すなわち、弾性的なヒズミ(瞬間的に起る) e_1 と、長期にわたつて起るヒズミ e_2 との相加つたものである。この後者のうちで、比較的小く現われてくる部分が、圧密試験においてほとんど圧密が終了したと思われるあとになつて現われ、これが二次圧密と言われているものである。

いま一定荷重 p を加えた場合の粘土のクリープ部分を次式によつて表わす。

$$E_c = \sum_1^n \beta_n (1 - e^{-\eta n t})$$

E_c : クリープの全量, β_n : クリープ係数, η_n : クリープの時間パラメータ

この方程式において $\beta_n \eta_n$ を種々えらぶことによつて任意の変形-時間曲線を表わすことができる。荷重が時間的に変化する場合には ($n=1$ とする), 次のように表わされる。

$$E_c = \beta \int_0^t \left[-\frac{\partial}{\partial t} (1 - e^{-\eta(t-\tau)}) \right] p(\tau) d\tau$$

したがつて荷重 p に対する粘土の全ヒズミ量は

$$E = \alpha p + \beta \int_0^t \left[-\frac{\partial}{\partial t} (1 - e^{-\eta(t-\tau)}) \right] p(\tau) d\tau \dots \dots \dots (18)$$

α : 弾性的変形の圧縮率

これを Terzaghi の方程式における $m_v \frac{\partial p}{\partial t}$ の代りに用いると次の二次圧密を含んだ方程式がえられる。

$$\alpha \frac{\partial p}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial t} \int_0^t \left[-\frac{\partial}{\partial \tau} (1 - e^{-\eta(t-\tau)}) \right] p(\tau) d\tau - k \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = 0 \dots \dots \dots (19)$$

この方程式を圧密試験のさいと同じ条件でとくと、圧密度は次の形で求められる。

$$\begin{aligned} \mu = & \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \frac{1}{(\lambda_2 - \lambda_1)\eta} \{ (\lambda_1 + \eta)\lambda_2 e^{\lambda_1 t} - (\lambda_2 + \eta)\lambda_1 e^{\lambda_2 t} \} \right] \\ & + \frac{\beta}{\alpha + \beta} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \frac{1}{(\lambda_2 - \lambda_1)} (\lambda_2 e^{\lambda_1 t} - \lambda_1 e^{\lambda_2 t}) \right] \dots \dots \dots (20) \end{aligned}$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 \} & = \frac{1}{2\alpha} \left[-(\alpha + \beta)\eta - k \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 \right] \pm \sqrt{\left[(\alpha + \beta)\eta + k \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 \right]^2 - 4\alpha k \eta \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2} \dots \dots \dots (21) \\ \lambda_2 \} & \end{aligned} \right.$$

この方程式はやつつかいであるが、これを数値的に計算する必要はない。大切なことは、次に述べるこの方程式の示す意味である。

$$(1) \quad \eta \gg \frac{k}{\alpha} \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 \quad \left(x \equiv \frac{k}{\alpha} \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 / \eta < 0.3 \right)$$

の場合に (20) 式は次のようになる。

$$\mu = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-\frac{k}{\alpha + \beta} \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 t} \dots \dots \dots (22)$$

この方程式は $\alpha + \beta = m_v$ とすれば、Terzaghi の圧密方程式の解と全く同じである。すなわち、 η が大きいとき(クリープが早く起る)にはクリープは弾性的なヒズミと同じような形で圧密過程に現われてくる。

$$(2) \quad \eta \ll \frac{k}{\alpha} \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 \quad (x < 50)$$

の場合 (20) 式は

$$\mu = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-\frac{k}{\alpha} \left(\frac{n\pi}{2h} \right)^2 t} \right] + \frac{\beta}{\alpha + \beta} [1 - e^{-\eta t}] \dots \dots \dots (23)$$

この式の第一項は Terzaghi の圧密方程式の解と全く同じであり ($\alpha = m_v$)、第二項はクリープの方程式そのものである。この式から知られることは、クリープが非常におそく起る場合 (η が小) には弾性的ヒズミによる一次圧密とクリープとは全く分離して現われてくる。

以上の計算によつて次のような結論がえられる。

1. クリープのうち η の大きいもの ($x < 0.3$) は一次圧密中に含まれてしまい、弾性的ヒズミと全く同じ形で現われる。クリープの η の小さい部分 ($x < 50$) は一次圧密とは全く分離して現われ、二次圧密部分を形成する。
2. 一次圧密と二次圧密の大きさは、 x の値によつて異なつてくる。 x が小さければ一次圧密は増大し、 x が

大きくなると二次圧密が大きくなる。

3. x の値は層の厚さ $2h$ によつていちじるしく異なり、層が非常に厚ければ一次圧密が大きく (m_v の値が大きい) なる。逆に層が薄ければ一次圧密は小さくなる。このことから、実験室で厚さ 2 cm 程度の試料で実験して求めた m_v の値と 10 m 以上に及ぶ実際の粘土層の m_v の値では相当異なっていることが容易に了解しうるであろう。

通常の粘土の透水係数及び実験室における圧密試験の一次圧密から求めた m_v の値は、 10^{-6} cm/min, 10^{-4} cm/gr 程度である。いま $\mu-t$ 方程式において、 $n=1$ をとり、層の厚さを 2 cm, $x=50$, とすると

$$\frac{k}{m_v} \left(\frac{\pi}{2h} \right)^2 \approx 2.5 \times 10^{-2} \text{ 1/min}$$

すると $\eta \approx 5 \times 10^{-4} \text{ 1/min} = 0.72 \text{ 1/day}$

すなわち、荷重を加えたのち半日くらいで起るクリープは純粋な二次圧密として現われてくる。しかるに、層の厚さを 30 m, すなわち、実際の粘土層では $x=0.3$ にとると、

$$\frac{k}{m_v} \left(\frac{\pi}{2h} \right)^2 \approx 10^{-8} \text{ 1/min}$$

すると

$$\eta \approx 3 \times 10^{-8} \text{ 1/min} = 1.58 \times 10^{-2} \text{ 1/year}$$

すなわち、荷重を加えて 158 年後に起るクリープ部分でも一次圧密のうちに含まれてしまう。そしてこの程度のクリープは無視しうるほど量的に小さいであろう。

以上のことから、二次圧密は実験試料にとつては大きい量となるが、実際に粘土層を取扱う際には無視しうる。すなわち全部一次圧密のなかに含まれてしまうと考えてよい。

したがつて、現場における圧密現象は、二次圧密を無視し一次圧密のみを取扱つた Terzaghi の圧密理論を用いて解析してよいことがわかる。ただし、 m_v の値は実験室において求めた一次圧密より求めた値ではなく、現象の長さに応じたクリープ量を加えた値 $\alpha + \sum_1^n \beta_n$ を用いるべきである。

実験室において求めた圧密度—時間曲線をできるだけ理論式によつて正確に表わそうという試みは、塑性論上の興味にもとづくものならば別であるが、現場への応用という面から考えれば全く意味のないことが理解しうる。また、複雑な方程式で圧密度—時間曲線を表わそうとしても、一本の曲線において、 m_v , k のほかに多くの係数を用いた場合には、各係数の影響を分離して表現してゆくことは實際上、きわめて不正確なることをまぬがれず、その上、あとにのべるように、圧密試験においては、試料容器の側面摩擦が相当大きく、したがつて摩擦のクリープの影響が非常に大きいため、現在の段階では、二次圧密を実験的に求めることがきわめて困難であり圧密クリープを種々の数式的表現を用いて表わしてゆくという試みは無理である。

§6. 圧密試験機、試験法及び試験結果の解析

現場における圧密現象を解析するためには、現場より試料を採取し、実験室において、圧密試験を実施し必要なる圧密係数を決めこれを基礎として計算を行うのが通常の方法である。

(1) 圧密試験機 圧密試験機は図-14に示すように、円形のリングに粘土の試料をつめ、上下面に透水性の円盤を置き、上面より荷重を加えて、沈下量を時間的にダイヤルゲージから読んでゆく装置である。くわしい説明はすでに多くの教科書にあるので省略する。

試料をつめるリングの直径と、高さをきめることが大きな問題である。直径が小さくて、高さが大きい場合には、リング側面と粘土の間の摩擦が大きくなり不都合である。一方直径は自然試料を採取するサンプラーの大きさでおさえられ、あまり大きくはできない。高さが小さいと側面摩擦の影響は小さくなるが、試料をつめる際の攪乱の影響が大きく、また成型しにくい。直径 50~70 mm, 高さ 10~20 mm 程度が普通である。

荷重のかけ方としては、試料の上面のみから加える方式と、側面摩擦を小さくするために上下両面から荷重を加える方式とがある。載荷方式は、定ヒズミ式と、定荷重式があるが、圧密試験の場合には定荷重式が望ましい。

図-14 圧密試験機



二次圧密の実験の場合は長期にわたるから、一定温度を保つよう恒温室において実験を行わねばならない。

(2) 圧密試験方法 試験方法として重要なことは、荷重段階、荷重を加えている期間の定め方である。

荷重段階は通常は、前に加えた荷重の2倍の荷重をつぎつぎに加える方式がよく行われる。しかしながら、試験の目的によつて、特定の荷重付近を詳細に実験することも必要である。

荷重を加えておく時間は、通常は一次圧密の終点付近までとするのがよいが、一次圧密の終了の時間を認定することがむづかしく二次圧密の部分まで計測しなければ、一次圧密をきめることができない。したがつて、二次圧密をどこまで計測するかという問題が起る。これについては現在のところ、なんら明確なきめ方がない。筆者は便宜上24時間荷重を行つている。

二次圧密を対象とする際は、現象の長さに対応する期間となると、1年程度の荷重が必要になつてくる。しかしながら、このような長期の荷重は実際にはできない。したがつてなんらかの方法が定められることが望ましいのであるが、現在のところよい方法がない。

(3) 試験結果の解析 実験終了後、圧密度-時間曲線を $\mu - \log t$ としてプロットするのが通例である。

$\mu - t$ 曲線から求めるべき値は、透水係数 k と体積変化率 m_v の両者であり、 m_v の値を、一次圧密から求める場合と、24時間後の圧密量から決定する場合がある。 $\mu - t$ 曲線を解析する際には、 $C_v = \frac{k}{m_v}$ の値を求め、ついで m_v の値を定め、それから k の値を求めてゆくのが順序である。

Terzaghi の方程式によつて表わされる $\mu - t$ 曲線の初期の部分は

$$\mu = 2\sqrt{\frac{T}{\pi}} - R, \quad T = \frac{C_v t}{h^2}$$

で表わされ、 R は、次のような値になる。

T	0.1	0.2	0.3
R	2.0×10^{-6}	8.0×10^{-8}	8.2×10^{-3}

したがつて、 $T=0.2$, $\mu=0.504$ のとき、 $\mu = 2\sqrt{\frac{T}{\pi}}$ とおいた場合の誤差は 0.002μ となり、実際上は $\mu - t$ 曲線の初期は

$$\mu = 2\sqrt{\frac{T}{\pi}} \dots\dots\dots (24)$$

とおいて実験曲線の補正を行えばよい。それゆへ、縦軸に μ をとり、横軸に \sqrt{T} をとれば、直線となり容易に座標原点 ($\mu - t$ 曲線の始点) を求めることができる¹⁴⁾。

$\mu - t$ 曲線の終点付近ではクリープの影響がはげしく、曲線形は Terzaghi の方程式とは相当変つた形になる。この部分の解析は二次圧密の影響を考慮に入れて解析しなければならない。このために筆者は二つの曲線定規を用いて一次圧密と二次圧密を分離する方法を案出したが¹⁵⁾、操作が割合に厄介なので実用上不便である。Taylor 及び Casagrande の解析法があるが、筆者の研究室では便宜上 Taylor の方法を用いている。

圧密試験によりこのようにして求めた一次圧密から、圧縮率 m_v 、透水係数 k の値が求まるが、 m_v の値は層の厚さによつて異なつてくる値である。現場の圧密現象を解析するさいには、二次圧密部分も含めた全体のヒズミを対象とした全圧縮率を用いなければならないことはすでに述べたとおりである。

§7. 圧密試験の際の側面摩擦の影響

圧密試験中において、試料と、容器の間の摩擦が存在するために、荷重の一部は摩擦力によつて容器に伝達され受け持たれる。したがつて、圧密荷重の全部が試料に加わるのではなく、かつ、試料の周辺部では主応力の方向は鉛直方向とはならない。またこの傾向は載荷盤付近における応力の集中¹⁶⁾によつて助長される。Taylor はこの現象を研究し、摩擦係数として、 $f=0.2 \sim 0.7$ の値を測定している¹⁷⁾。Tschebotarioff は、高さ 18 in, 直径 12 in の容器を用いて静止土圧係数を測定した際に、深さ 16.5 in の箇所では、3 in の箇所にくらべて土圧係数が、1/5 になることを見出している。これは側壁の摩擦によつて荷重の相当部分が受持たれていることを示している。

次に説明する実験結果は、筆者の研究室において、元研究員青山技官が、四日市港の粘土四-V-5131 を用いて行つたものである。すでに述べたように、fixed ring (固定環) では荷重は上面のみから加わり、floating ring (浮動環) では上下両面から荷重が加わるよになつているため、側面摩擦の量が異なつているところを利用して摩擦係数を求めたのである。試料の性質及び試験法は次に示す。

試料四-V-5131

砂	シルト	粘土	W	r	r_s	e	L_w	P_w	I_w
6.0	48	46	69	1.564	2.697	1.92	97.6	27.5	48.9

試料直径 65 mm, 高さ 20 mm でいずれも 24 時間载荷である。

いま側面摩擦係数を垂直応力に対して表わすと側面摩擦の大きさは層の各断面において、一次圧密終了後は

$$F_z = f q_z \times 2\pi R$$

f : 摩擦係数 (ただし、この場合は垂直応力 q_z に対して考える) 、

F_z : 試料の深さ z における摩擦力

q_z : 深さ z における垂直応力

しかして q_z は次式で表わされる (摩擦係数は深さ方向に同一とする)

$$q_z = p - \frac{2f}{R} \int_0^z q_z dz \dots\dots\dots (25)$$

p : 試料の表面に加えられた垂直荷重

この式をとくと

$$q_z = p \cdot e^{-\frac{2f}{R} z} \dots\dots\dots (26)$$

深度方向に q_z の平均値をとると、固定環の場合では ($2H$: 試料の高さ)

$$\bar{q}_{Fix} = \frac{p \cdot R}{4Hf} \left(1 - e^{-\frac{4f}{R} H}\right) \dots\dots\dots (27)$$

浮動環では上下対称にすると

$$\bar{q}_{Flt} = \frac{p \cdot R}{2Hf} \left(1 - e^{-\frac{2f}{R} H}\right) \dots\dots\dots (28)$$

となる。したがって同一垂直荷重に対して、実際に試料に加わる垂直荷重の平均値は異なってくる。この両種のリングによる実験値から求めた間隙比-荷重曲線を図-15に示した。

この実験結果から摩擦係数を計算するために、同一の間隙比を生ずるに要する平均垂直応力 q は等しいと仮定した。同一の間隙比で $\bar{q}_{Fix} = \bar{q}_{Flt}$ になる垂直荷重を P_{Fix} , P_{Flt} とすると、

$$\frac{P_{Fix} \cdot R}{4Hf} \left(1 - e^{-\frac{4Hf}{R}}\right) = \frac{P_{Flt} \cdot R}{2Hf} \left(1 - e^{-\frac{2Hf}{R}}\right)$$

これより f を求めると

$$f = \frac{R}{2H} \ln \left(\frac{p_{Fix}}{2p_{Flt} - p_{Fix}} \right) \dots\dots\dots (29)$$

として一義的に求まる。この計算結果を表-1に示す。

以上求めた数値はいずれも Taylor

の求めたものより非常に大きい。一般に圧密試験においては、間隙比が非常に乱雑で、図示する場合その精

度が非常に悪いのが通例である。したがって実験によつて求めた間隙比から種々の計算を行うことは危険であるので、これらの数値はあまり信頼できないが、摩擦係数の圧密試験における重大さを説明する一つの資料として提供する。

次に圧密試験中における間隙水圧の測定結果から摩擦係数を計算した例を説明しよう。くわしいことは 荒井技官の報告を参照されたい¹⁸⁾。使用した試料は、四日市港のもの IV-2138 及び尼ヶ崎港のもの L-6 で、試料の直径 50 mm, 高さ 10 mm である。測定方法は、片面透水とし、非透水面の水圧を毛細管中に封じた空気の圧縮で測つたので、ある程度の time lag がある。測定結果を図-16に示す。これによると、はなはだしい場合は、垂直荷重の 20% 程度の水圧しか生じない場合がある。図-17には垂直増加荷重と測定した水圧の最大値を示す。

試料表面に増加荷重を加えた瞬間では、有効応力の増加は 0 であり、側面摩擦力も 0 のはずであるから、測定水圧は、増加荷重に等しくならねばならない。しかるに測定値はいちじるしく小さい。この原因として考えられることは、(1) 間隙水は非常に薄い水の層であるから、一種の弾性膜に近い性質を有するため、側壁近傍においてそのせん断力が作用していること、(2) 摩擦力は非常に小さいヒズミでも作動し、かつ、表面付近の応力集中

図-15 固定環, 浮動環による圧密荷重-間隙比曲線

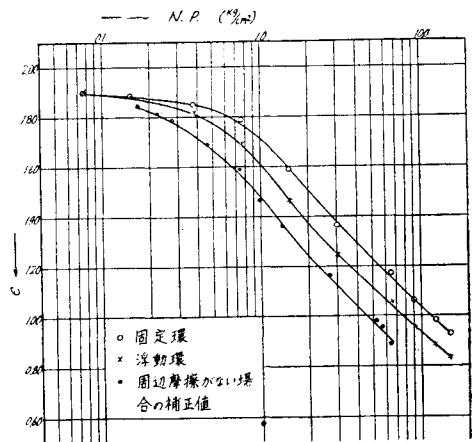


表-1

P_{Fix}	0.378	0.755	1.510	3.020	6.04	12.08	15.10
P_{Flt}	0.260	0.480	1.07	2.09	4.12	8.20	10.20
f	1.628	2.219	1.607	1.925	2.332	2.485	2.604

図-16(1) 圧密度-間隙水圧測定値

(1) 尾ヶ崎 L-6-3 (Undisturbed)

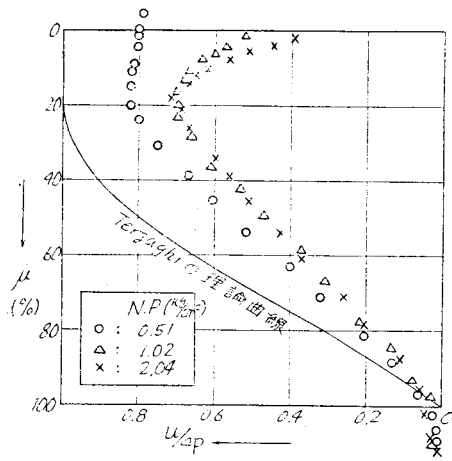


図-16(2) 同 左

(2) 尾ヶ崎 L-6 (Remolded)

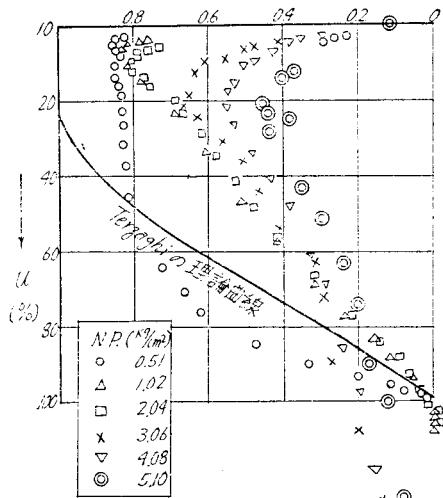


図-17 鉛直荷重-間隙水圧測定値

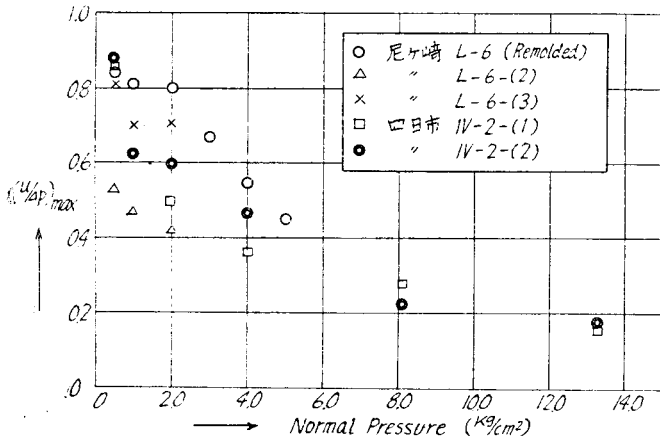
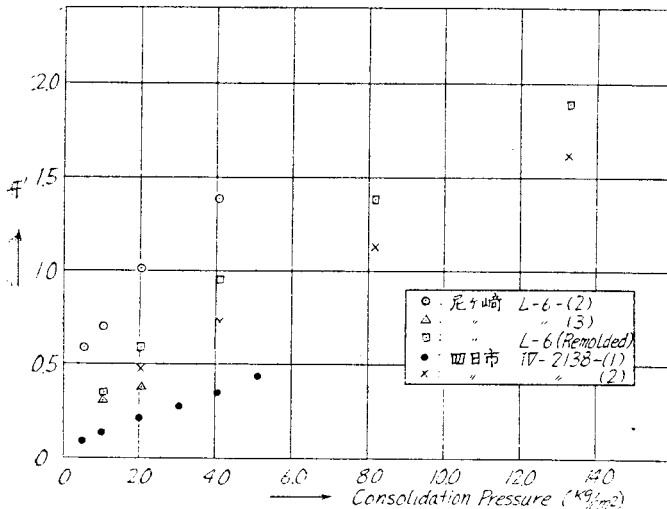


図-18 f-圧密荷重の関係



のため、圧密の当初において摩擦力が全面的に働いていること、(3) 水圧測定法上、time lag が存在するため、その time lag 中に摩擦力が全部作用すること等である。現在手持の資料だけでは上記原因のいずれが支配的であるかが明確にはわからないが、ここでは、増加荷重の載荷直後に側面摩擦力が全面的に働いていると仮定した場合、摩擦係数はいかなる値になるかを計算した。

圧密荷重が P から ΔP だけ増加し、これが摩擦力の増加 ΔF と水圧 U に等しいとする。

$$\Delta P = U + \Delta F$$

すると

$$F + \Delta F = (P + \Delta P)$$

$$\times (1 - e^{-\frac{4Hf}{R}})$$

以上2式において、 $F = \frac{2f}{R} \int_0^{2H} q dz$,

$q = Pe^{-\frac{2f}{R}}$ を用いて計算すると

$$f = \frac{R}{4H} \ln \left(\frac{P + \Delta P}{U + Pe^{-\frac{4Hf}{R}}} \right)$$

.....(30)

となる。この式によつて計算した f の値を表-2 に示した。 f の値を圧密荷重に対してプロットしたものが 図

表-2 f' の計算 $f' = \frac{R}{4H'} \log_e \left(\frac{P + \Delta P}{U + P_e - \frac{4fH}{R}} \right)$, $R = 2.5 \text{ cm}$

試料番号	$P \text{ kg/cm}^2$	$\Delta P \text{ kg/cm}^2$	$U \text{ kg/cm}^2$	$\Delta H' \text{ cm}$	f	$\Delta H \text{ cm}$	f'
尼ヶ崎 L-6-2	0	0.510	0.29	2.400			0.5885
	0.510	0.509	0.24	2.332	0.5885	2.400	0.7010
	1.019	1.019	0.43	2.238	0.7010	2.332	1.0084
	2.038	2.038	0.21	2.038	1.0084	2.238	1.3864
	4.076						
尼ヶ崎 L-6-3	0	0.510	0.415	2.400			0.2150
	0.510	0.509	0.357	2.276	0.2150	2.400	0.3189
	1.019	1.019	0.700	2.180	0.3189	2.276	0.3811
尼ヶ崎 L-6 (R)	0	0.510	0.431	4.320			0.0972
	0.510	0.509	0.420	3.238	0.0972	4.320	0.1388
	1.019	1.021	0.821	3.010	0.1388	3.238	0.2155
	2.040	1.020	0.672	2.794	0.2155	3.010	0.2771
	3.060	1.015	0.557	2.674	0.2771	2.794	0.3507
	4.075	1.025	0.433	2.592	0.3507	2.674	0.4393
	5.100						
四日市 IV-2138-(1) (U)	0	0.510	0.440	2.400			0.1538
	0.510	0.510	0.320	2.076	0.1538	2.400	0.3544
	1.020	1.020	0.510	1.960	0.3544	2.076	0.6041
	2.040	2.040	0.740	1.842	0.6041	1.960	0.9609
	4.080	4.080	1.100	1.730	0.9609	1.842	1.3942
	8.160	5.107	0.800	1.608	1.3942	1.730	1.8998
	13.267						
四日市 IV-2138-(2) (U)	0	0.510	0.449	2.400			0.1329
	0.510	0.510	0.321	2.202	0.1329	2.400	0.3195
	1.020	1.020	0.612	2.072	0.3195	2.202	0.4699
	2.040	2.040	0.959	1.922	0.4699	2.072	0.7218
	4.080	4.080	1.310	1.782	0.7218	1.922	1.1277
	8.160	5.107	0.919	1.648	1.1277	1.782	1.6165
	13.267						

-18 である。これをみると、摩擦係数は、前の例よりも小さいが、Taylor の求めたものよりはいくぶん大きい、相当近い値になっている。

現在の段階ではこの摩擦係数値を量的にはつきりつかめないのであるが、 $f=0.5$ 程度のものは少なくともつねに考慮しなければならないことがわかる。この問題は在来あまり考慮されなかつたのであるが、圧密試験値の実用性を支配する一つの大きな要素であることは明らかであり、また、後節で述べるが、二次圧密を考えるさいに、この摩擦を考えに入れると在来の二次圧密の考え方が根底からかわつてしまう。

在来の圧密試験では、摩擦力の補正を行つていないし、また行うこともできなかつたのであるが、A-L-6-2 について、 $f=0.2$, $f=0.5$ と仮定して計算した結果は、

圧密応力 (P)	0.510	1.02	2.04	4.08
実平均圧密応力 (\bar{Q}) 及び比 (%)	$f=0.2$	0.465	0.93	1.871
		(91.2)		3.776
	$f=0.5$	0.406	0.818	1.658
		(79.5)		3.379

ここに $\bar{Q} = \frac{P \cdot R}{4Hf} \left(1 - e^{-\frac{4Hf}{R}} \right)$, $R: 2.5 \text{ cm}$, $H: 0.59 \sim 0.48$, () 内は \bar{Q}/P

$f=0.2$ にて 90%, $f=0.5$ にて 80% 程度となる。また、 k , m_v の補正値は

圧密応力	k		m_v	
	$k 0.2/k 0$	$k 0.5/k 0$	$m_v 0.2/m_v 0$	$m_v 0.5/m_v 0$
0	(%)	(%)	(%)	(%)
0.510	110.62	125.6	107.7	135.3
1.020	119.94	120.7	120.1	124.0
2.040	108.8	121.6	108.5	121.5
4.080	107.2	118.2	106.6	118.3

したがつて通常の方法で求めたものよりも、実際には $f=0.2$ で k , m_v は 6~10% 増し、 $f=0.5$ では k は 6~7% 増し、 m_v は 18~35% と相当大きくなる。

圧密試験のさいの摩擦の影響は以上述べてきた例では、 f が 1.0 以上の値を示すものが珍しくない。したがつ

これを正確に量的に把握することが望まれる。この問題は、今後摩擦のみを対象とした試験機を試作して実験してゆきたい。

以上のことは、圧密試験結果の利用性については、まだ多くの重要な欠点の存在していることを示す重要な一例であり、次節に述べるように、二次圧密の考え方も、側面摩擦の問題に対する見通しが見つからない現在では、まだ、数式的な取扱いの段階にきていないということを示している。

§ 8. 二次圧密

二次圧密の理論的な解釈については、§ 5. においてすでに詳しく説明したが、側面摩擦の影響を考えると、圧密試験において求めた二次圧密が、いわゆる粘土の圧密クリープのみではと言えない。これについてしばらく説明しよう。

(1) 圧密試験からえられる二次圧密の性質 いま、ある圧密応力によつて圧密が完了し、ついで増加応力 (load increment) P を加えた場合について考えよう。 P によつて粘土層中に起る側面摩擦の増加応力を p_2 (全断面について平均すると $\frac{2}{r}p_2$)、有効応力を p_1 とする。粘土層中の一断面において、ある時間に中立応力が Δw だけ減少したとすると、この力は側面摩擦力及び有効応力で受持たれる。

$$\Delta w = \Delta p_1 + \frac{2}{r} \Delta p_2$$

ここで、 Δp_2 と Δp_1 の関係を考えて、摩擦力を生ずべきヒズミ (ここでは一応摩擦ヒズミと称しておく) は圧密にともなう圧縮ヒズミによつて起るものであり、有効応力に対応するこの圧縮ヒズミを $m_v \Delta p_1$ とすると、深さ z の点において側面摩擦を生ずるように作用すると思われるヒズミの大きさは $\int_h^z m_v \Delta p_1 dz$ となる。したがつて

$$\Delta w = \Delta p_1 + \alpha \cdot \frac{2}{r} \int_h^z m_v \Delta p_1 dz$$

ここに、 α は、摩擦ヒズミの増加及び有効応力の増加によつて生ずる側面摩擦係数である。この摩擦について考えると、増加圧密荷重が加わらないときには、有効応力

$$q_z = p_2 \cdot e^{-\frac{\sigma_f z}{r}}$$

に対して、側面に垂直な応力は、 $\kappa \cdot q_z$ (土圧係数) となり、これに対して摩擦係数 f' をかけた $\kappa f' \cdot q_z$ が摩擦力として作用していたわけである。§ 7. においては、 $\kappa f' =$

f においてある。この状態から有効応力が p_1 だけふえ、摩擦ヒズミが $\int_h^z m_v \Delta p dz$ だけふえると、図-20 に示す

ように、ヒズミ応力曲線上では ACB 曲線として表わされる。しかし、ここで重要なことは、ACB 曲線の性質、圧密曲線の性質との相対性である。いま、中立応力 Δw の変化に対しては圧密が生じ、この圧密にともなつて、側面摩擦が生ずる。この際、圧縮ヒズミ $m_v \Delta p_1$ による有効応力の増加 Δp_1 が、摩擦ヒズミ $\int_h^z m_v \Delta p_1 dz$ による摩擦応力より小さい場合は、 Δw の大部分は摩擦応力にとられて、実際には沈下はあまり起らない。もしこの逆の場合には、有効応力が大部分となり、側面摩擦はあまり作用しなくなる。しかるに、この摩擦ヒズミは、圧縮ヒズミの $z-h$ 区間の和の形であるため、圧縮ヒズミより大きいと考えられる。その上この摩擦は、容積減小中における摩擦であるから、摩擦力の最大値に至るまでのヒズミは圧密応力に対応する圧縮ヒズミにくらべて非常に小さく、また最大値に達したのちはヒズミの増大に対して、摩擦力はほとんど増加しない。すなわちヒズミに対して連続的に応力は増加しないと考へてもよい。このような仮定のもとで現象を考へてみよう。

中立応力の減少 Δw に対して、最初はわずかな圧縮ヒズミに対応してわずかな有効応力が生ずる際に摩擦ヒズミは圧縮ヒズミの和の形になるため摩擦力が増大し、ついで、この摩擦力が最大値に近づくと、摩擦力は増大せず、有効応力のみが増大する。しかし、有効応力が増大すれば摩擦力はその分だけまた大きくなつてゆく。したがつて、有効応力 Δp_1 の増大に対しては、摩擦力の Δp_1 に対する最大値への増大が常に相ともなつているとみ

図-19 説明図

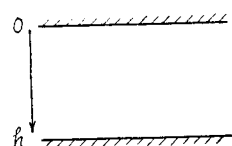
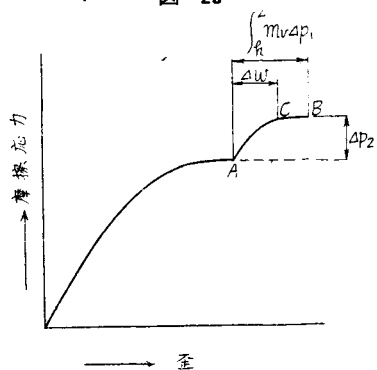


図-20



てよい。それゆえ圧密現象としては、増加荷重 p から摩擦力の部分を引きいたものに対して考えればよいことになる。つぎに圧密現象を解く際の初期条件としては、 p から、摩擦力を引きいたものをつとてよいかという問題が残る。 $t=0$ における中立応力は、粘土の全断面について、 p に等しいはずである。一方、§7. にのべた間隙水圧の測定結果をみると、中立応力は、 p よりも非常に小さい。これは、載荷面直下の応力集中と、粘土層境界面付近における急速な圧密のために、摩擦力が圧密初期において大きく現われ、その後はあまり増大せず、むしろ、両境界面付近の摩擦は減少し、全高について平均化の傾向に進むのではないと思われる。

以上は、Taylor の測定結果、 $f=0.2\sim 0.7$ であること、及び、当研究室における間隙水圧からの計算値も $f=0.2\sim 1.8$ をえたことを基準として、圧密過程における摩擦力の作用を解釈してみたものである。以上のことからしても初期条件としては増加荷重から摩擦の分だけ差引いたものをつとても実用上はさしつかえないように思われる。もちろんこの問題については、もつと詳細な研究を必要としよう。

さて、以上の考察を念頭において、二次圧密を考えると、一次圧密の終了時においては、摩擦応力によつて、圧密応力の少なくとも 20% 以上が受持たれていることがわかる。ここで、摩擦のクリープ（摩擦力による一種のフロー）を考えると、摩擦クリープが起れば圧縮ヒズミを生ずることになり有効応力が増大し、このヒズミが二次圧密の一部分をなす。そして有効応力が増大すれば、摩擦によつて圧密荷重を支えている力は減少するが、一方有効応力の増大による摩擦力の増大も考えられる。これがどのような量的関係にあるか全然わからない。いずれにせよ、二次圧密は圧密クリープのみではなく、摩擦クリープまたはそれに関連するセン断ヒズミのフロー等の影響も入っていることは確かである。以上の見地から現在の段階では、二次圧密を直接に、圧密クリープと結びつけることには疑問があると考えるのが妥当であろう。

(2) 長期載荷試験及び二次圧密 二次圧密の性質を調べるために、2週間載荷圧密試験を行った結果について説明しよう。使用した試料は、高島、高-IX-8199 及び清水埠-I-3135、埠-II-4138 から採取した自然試料である。試料の類別指数は表-3 に示す。実験は恒温室において $+15^{\circ}\text{C}$ で実施した。荷重段階は、0.151, 0.755, 3.020, 9.060, 15.100 kg/cm^2 (埠-I-3135 のみは 0.755, 3.020, 15.100) で各試料について、各段階ごとに1日

表-3 試料の index properties

試料番号	深度 m	clay %	silt %	sand %	W_n %	r	e	L_{90} %	P_{10} %
高-IX-8199	-19.9				123.0	1.36	3.47		
埠-I-3135	-13.5	80.5	18.5	1.0	44.1	1.74	1.29	62.2	29.3
埠-II-4138	-13.8				44.6	1.78	1.26		

載荷を行ったものと、特定の荷重で2週間荷重を加え、他の荷重段階では1日載荷を行ったものがある。試験により求めた間隙比-圧密応力曲線の代表的なものを図-21(1,2)、図-22(1,2)、図-23 に掲げた。図-21(1,2) は清水の試料であり、破線は1日載荷によるもの、実線は特定荷重 (0.755, 3.02 kg/cm^2) で2週間載荷したものである。1日載荷によるものは、2個の試料についての実験結果が一致せず相当離れた曲線になつてはいるが、圧密試験の際における間隙比は散らばるのが通常であり致し方ない。2週間載荷の方は割合によく一致している。この図からみると、2週間載荷の影響は $e-\log p$ 曲線の性質を特に変化させているようにはみえない。これは1日載荷と、2週間載荷の場合のヒズミ量の差があまり大きくないことと、間隙比の測定結果があまりよい精度で

図-21(1) 14日載荷による荷重-間隙比曲線

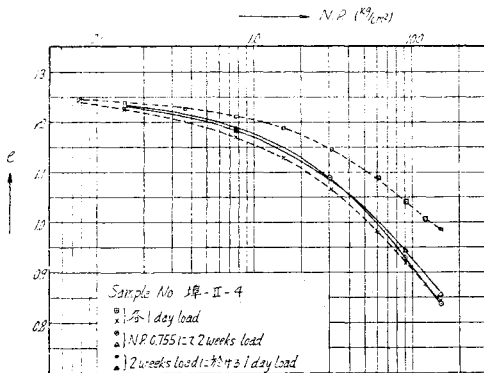


図-21(2) 同左

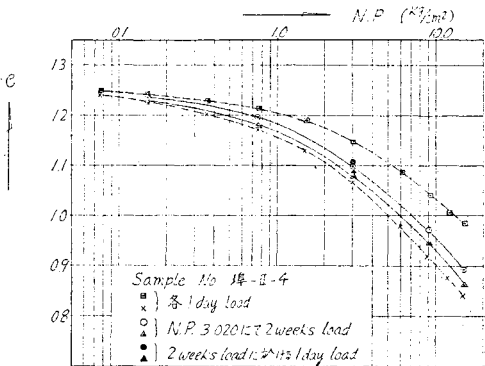


図-22(1) 14日載荷による荷重一間隔比曲線

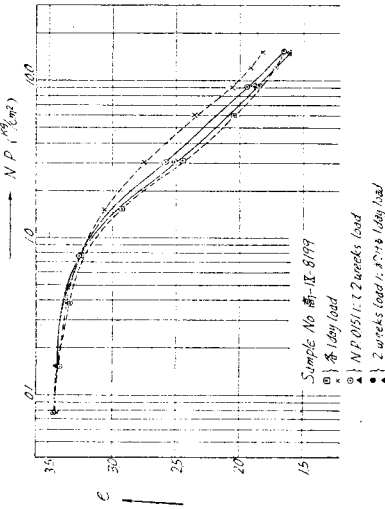


図-22(2) 同左

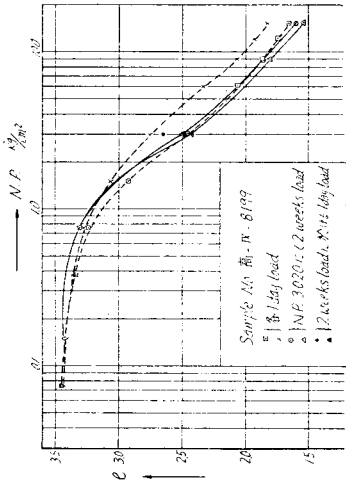


図-23 14日載荷による荷重一間隔比曲線

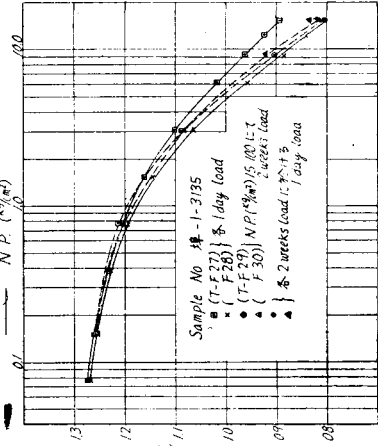


図-24(1) 二次圧密曲線 (対数座標)

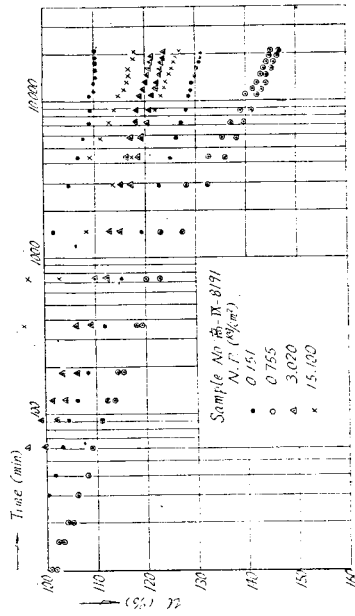
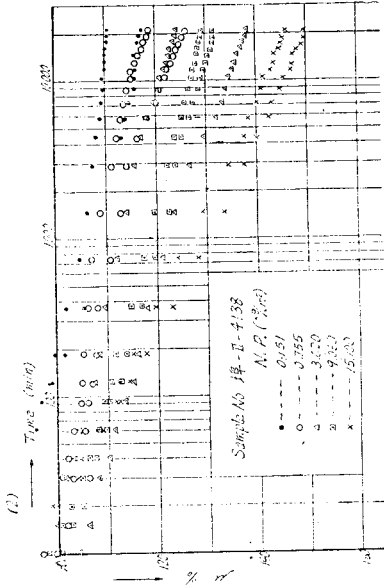


図-24(2) 同左



行えないことによるものである。図-22(1,2)は高島の試料について行つた結果を示したものであるが、清水の例と同様で、特に長期載荷が $e-\log p$ の形を変えているわけではない。長期載荷の場合は、1日荷重に比べて、間隙比の減少がいくぶん認められる程度であるにすぎない。図-23はやはり清水の試料について行つたものである。

次に実験によつて求めた2週間載荷による二次圧密について考察しよう。図-24(1,2,3)は二次圧密を一次圧密に対する%でプロットしたものである。この図にみられるように、二次圧密は $\log t$ に対してやや直線的に変化している。すなわち、次式で表わされる。

$$s.c = \alpha \log t + \beta$$

s.c: 二次圧密, α, β は比例常数, この式から

$$\frac{d s.c}{dt} = \alpha \frac{1}{t}$$

二次圧密速度は時間に逆比例して減少する。これは筆者が大阪の粘土について行つた¹⁹⁾ 30~40日載荷のさいにもみられた現象であつて、一般性を持つ性質であるようにも思われる。

表-4 二次圧密試験結果

荷 重		0.151 kg/cm ²	0.755	3.02	9.06	15.1	
2 次 圧 密 量 %	埠-II-4138	12.9	22.6	31.1	29.4	46.8	
	高-IX-8199	20.6	45.7	22.7	—	21.8	
	埠-I-3135		12.0	11.6		22.4	
ク リ ー プ 速 度 mm/min e/min	埠-II-4	1.3×10 ⁻⁶ 1.48×10 ⁻⁹	3.92× 3.11×	10.28× 6.45×	13.75× 8.43×	9.1× 5.55×	R ₁ =3.4 h
	高-IX-8	1.06×10 ⁻⁶ 2.48×10 ⁻⁹	3.72× 8.20×	15.5× 30.39×		9.02× 12.03×	R ₁ =20 h
	埠-I-3		3.58×10 ⁻⁶ 3.94×10 ⁻⁹	5.39× 5.82×		8.31× 8.07×	R ₁ =10 h
一日の二次圧密及び二週間 の二次圧密に対する比	埠-II-4	7.6 54.7	12.0 53.0	21.1 66.0	20.9 69.0	29.9 66.0	
	高-IX-8	10.4 50.0	24.8 54.0	13.9 61.0		4.1 18.5	
	埠-I-3						
10日より14日目までの二次 圧密速度 %/day	埠-II-4	0.45	0.5	0.35	0.3	0.45	
	高-IX-8	0.3	0.55	0.42	—	0.41	
	埠-I-3	—	—	0.3	—	0.35	

2週間載荷による二次圧密の量は、表-4に示すように、埠-II-4138で12.9~46.8%, 埠-I-3135で12.0~22.4%, 高-IX-8199で20.6~45.7%で相当大きい量になる。これを載荷重に対して図示したものが図-25である。これで見ると清水港の試料では、荷重の増大とともに二次圧密比が増加している。これに反して、高島の粘土では先行荷重附近で最大となり、その後では小さくなつていく。これは先行荷重附近で粒子構造が変化するためと考えれば解釈できる。

1日載荷による二次圧密と、2週間載荷による二次圧密との比較は、表-4に示したとおりであるが、高島の試料では、荷重 15.1 kg/cm² の場合の 18.5% を除き、すべて 50% 以上であり、清水の試料では 53~66% となり 24 時間載荷によつて 2週間載荷の場合の二次圧密の半分以上が起つていることは注目すべきである。

図-24(3) 二次圧密曲線 (対数座標)

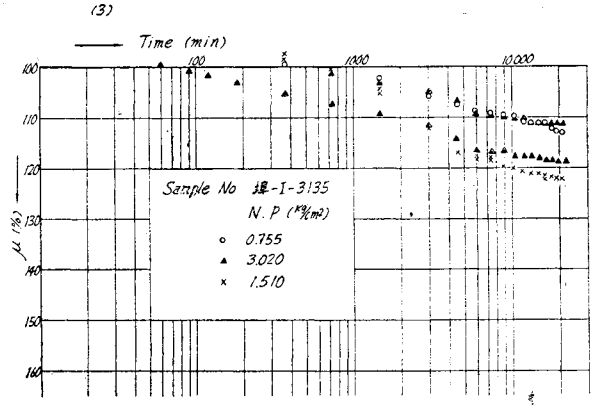


図-25 一次圧密量に対する2次圧密量の比

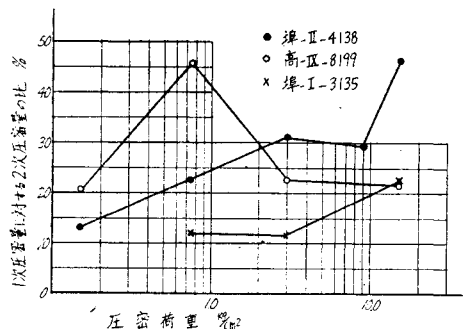


図-26(1) 二次圧密およびクリープ速度

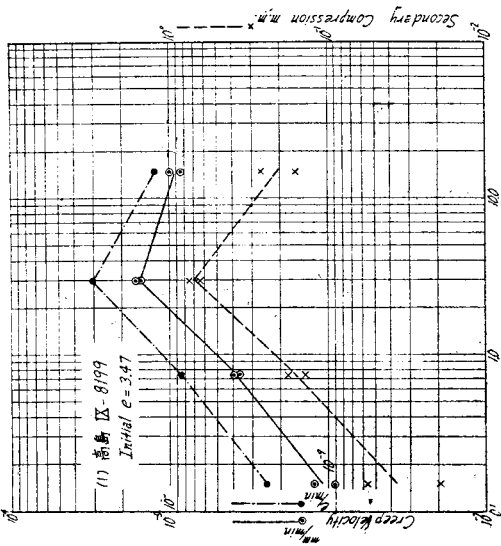


図-26(2) 同左

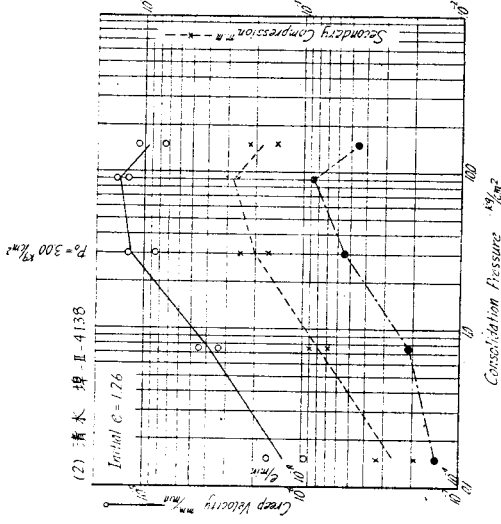


図-26(3) 同左

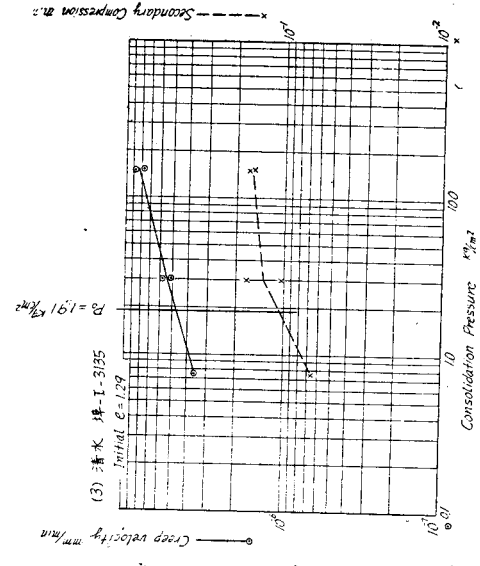


図-27(1) 二次圧密曲線 (算術座標)

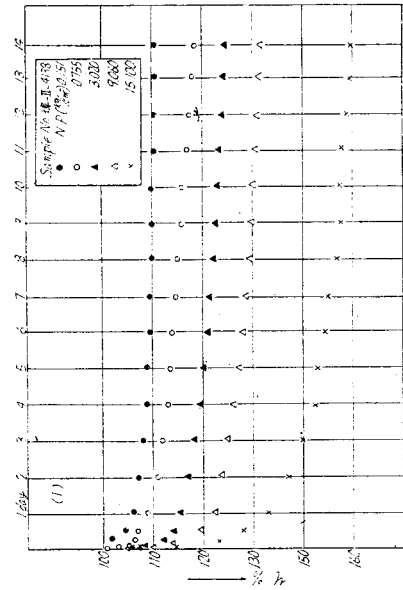
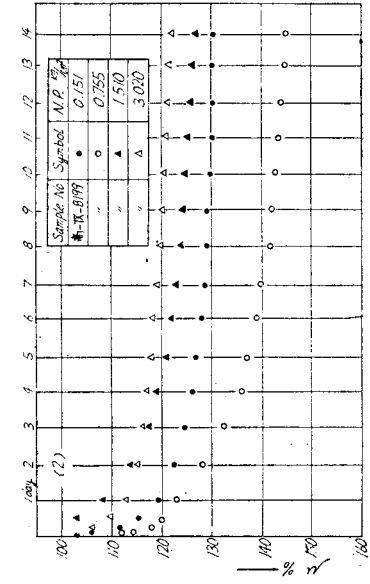


図-27(2) 同左



二次圧密の速度を比較するために、同一試料について、一次圧密の時間の最も長いものの一次圧密に要した時間を起点として二次圧密速度を比較したものが表-4及び図-26(1,2,3)である。これによると、埠-II-4135、高-IX-8199ではいづれも、先行荷重よりやや大きなところに最大がありその前後で小さくなっている。この原因として考えられることは、先行荷重付近で粒子構造が変化すること、荷重の増大にともない粒子構造が強くなつてクリープが生じにくいこと、低荷重のさいは粒子構造が弱くクリープが生じやすいが荷重強度そのものが小さいこと等であるが、どの要素が支配的であるか見当がつかない。

図-27(1,2,3)は二次圧密を算術座標で示したものであり、これによると、載荷後1週間たつと、二次圧密速度は非常に小さくなる。載荷後10~14日の4日間における二次圧密速度は表-4に示したように、0.3~0.5%/dayである。したがつて、載荷後1週間もたつと、二次圧密速度が非常に減少することがわかる。

以上のことから、数年に及ぶ載荷重による二次圧密量を、室内における圧密試験によつて求めることが非常に困難であることを知る。しかしながら、二次圧密量を一応推定しておくことは実際上きわめて必要なことである。そこで、図-24に示した2週間載荷による二次圧密の記録において、二次圧密と、 $\log t$ が直線的につづくことと仮定すると、高島の資料では、1年目で130~167%、2年目で133~171%、3年目で139~176%、埠-II-4135では1年目で134~162%、2年目で138~171%、3年目で140~173%となる。以上非常に概略ではあるが、全圧密の一次圧密に対する概略値として1年で130~170%、10年で150~200%の数値が予想される。

図-28(1) 二次圧密速度

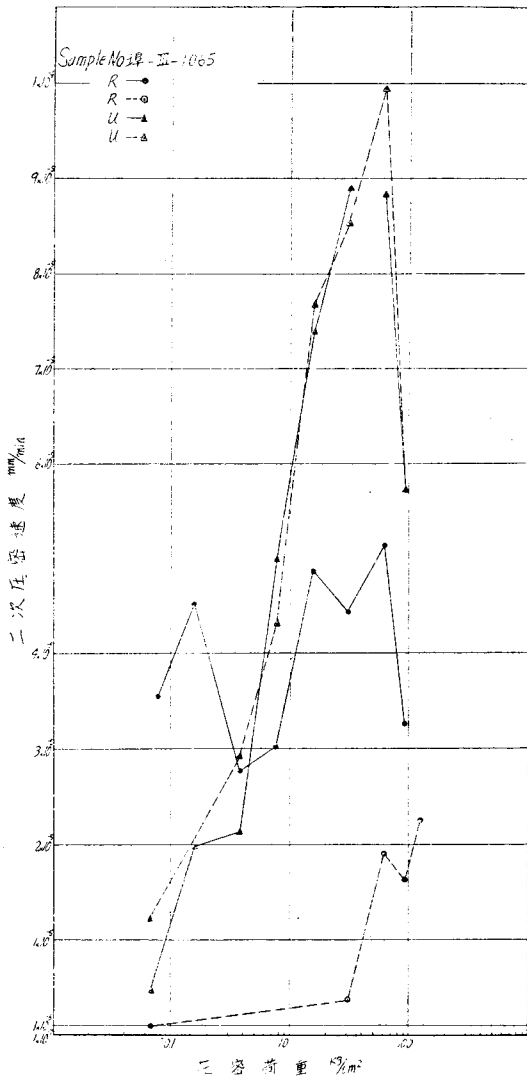


図-28(2) 同左

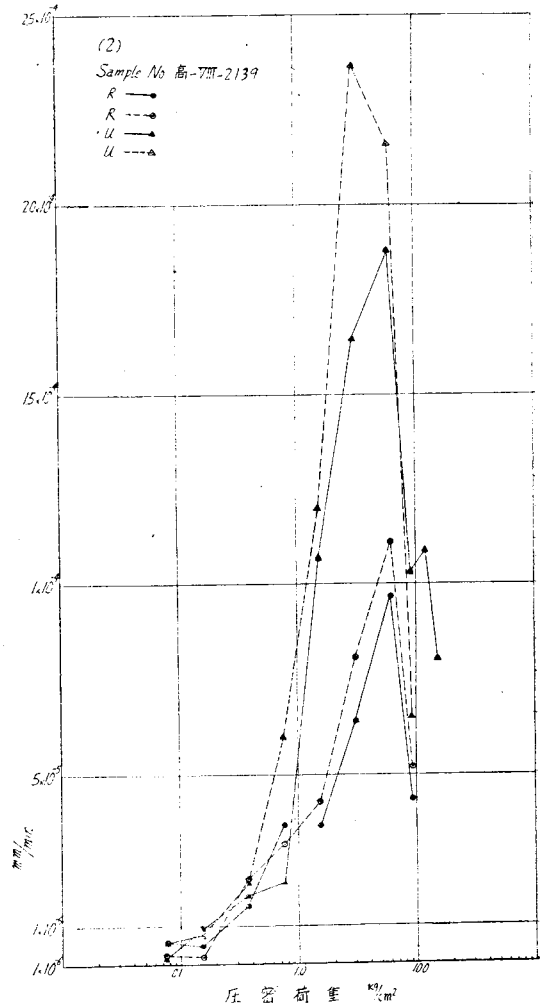


表-5 24時間載荷による二次圧密速度

埠-I-8245		R		R		U		U		
N.P kg/cm ²	T _{max} min	1440-T _{max}	S _{1/100} mm	S/T _{1/100} mm/min	S	S/T	S	S/T	S	S/T
0.076	324	1116	1.6	1.43×10 ⁻³	5.65	5.06×10 ⁻³	—	—	—	—
0.151	510	930	0.4	4.30×10 ⁻⁴	2.20	2.36×10 ⁻³	0.4	4.30×10 ⁻⁴	—	—
0.378	690	750	0.12	1.60×10 ⁻⁴	1.80	2.13×10 ⁻³	1.45	1.93×10 ⁻³	0.35	4.66×10 ⁻⁴
0.755	138	1302	1.60	1.23×10 ⁻³	5.60	4.30×10 ⁻³	1.87	1.44×10 ⁻³	1.38	1.06×10 ⁻³
1.510	150	1290	2.80	2.17×10 ⁻³	5.65	4.38×10 ⁻³	4.40	3.41×10 ⁻³	1.78	1.38×10 ⁻³
3.020	90	1350	5.20	3.85×10 ⁻³	7.80	5.77×10 ⁻³	9.60	7.11×10 ⁻³	—	—
6.040	60	1380	6.80	4.92×10 ⁻³	8.70	6.30×10 ⁻³	—	—	8.80	6.37×10 ⁻³
9.060	84	1356	7.20	5.31×10 ⁻³	7.70	5.67×10 ⁻³	—	—	11.80	8.70×10 ⁻³
12.080	194	1246	4.30	3.45×10 ⁻³	4.70	3.77×10 ⁻³	—	—	—	—

埠-III-1065		R		R		U		U		
N.P kg/cm ²	T _{max} min	1440-T _{max}	S _{1/100} mm	S/T _{1/100} mm/min	S	S/T	S	S/T	S	S/T
0.076	372	1068	3.8	3.56×10 ⁻³	0.1	9.36×10 ⁻⁵	0.50	4.69×10 ⁻⁴	1.30	1.22×10 ⁻³
0.151	338	1102	5.0	4.53×10 ⁻³	—	—	2.20	1.99×10 ⁻³	—	—
0.378	180	1260	3.5	2.78×10 ⁻³	0	—	2.70	2.14×10 ⁻³	3.70	2.94×10 ⁻³
0.755	124	1316	4.0	3.04×10 ⁻³	—	—	6.60	5.01×10 ⁻³	5.70	4.33×10 ⁻³
1.510	88	1352	6.6	4.88×10 ⁻³	—	—	10.00	7.40×10 ⁻³	10.40	7.69×10 ⁻³
3.020	94	1346	6.0	4.45×10 ⁻³	0.5	3.71×10 ⁻⁴	12.00	8.91×10 ⁻³	11.50	8.54×10 ⁻³
6.040	84	1356	7.0	5.16×10 ⁻³	2.6	1.92×10 ⁻³	12.00	8.85×10 ⁻³	13.50	9.95×10 ⁻³
9.060	222	1218	4.0	3.28×10 ⁻³	2.0	1.64×10 ⁻³	7.00	5.75×10 ⁻³	7.00	5.75×10 ⁻³
12.080	205	1235	—	—	2.8	2.27×10 ⁻³	—	—	—	—

Sample No. 高-VIII-2139		R		R		U		U		
N.P kg/cm ²	T _{max} min	1440-T _{max}	S _{1/100} mm	S/T _{1/100} mm/min	S	S/T	S	S/T	S	S/T
0.076	576	864	0.5	5.79×10 ⁻⁶	0.2	2.31×10 ⁻⁶	0.1	1.15×10 ⁻⁴	0.5	5.79×10 ⁻⁴
0.151	372	1068	0.5	4.69×10 ⁻⁶	0.2	1.87×10 ⁻⁶	1.0	9.37×10 ⁻⁴	0.8	7.50×10 ⁻⁴
0.378	330	1110	1.7	1.53×10 ⁻⁵	2.5	2.25×10 ⁻⁵	2.0	1.80×10 ⁻³	2.4	2.16×10 ⁻³
0.755	270	1170	4.3	3.68×10 ⁻⁵	3.7	3.16×10 ⁻⁵	2.5	2.14×10 ⁻³	7.0	5.98×10 ⁻³
1.510	148	1292	4.7	3.64×10 ⁻⁵	5.5	4.26×10 ⁻⁵	13.5	1.07×10 ⁻²	15.5	1.20×10 ⁻²
3.020	108	1332	8.5	6.39×10 ⁻⁵	10.7	8.05×10 ⁻⁵	22.0	1.65×10 ⁻²	32.0	2.37×10 ⁻²
6.040	74	1366	13.2	9.67×10 ⁻⁵	15.2	1.11×10 ⁻⁴	25.5	1.88×10 ⁻²	29.5	2.16×10 ⁻²
9.060	516	924	4.0	4.33×10 ⁻⁵	4.8	5.20×10 ⁻⁵	9.5	1.03×10 ⁻²	6.0	6.50×10 ⁻³
12.080	276	1164	—	—	—	—	11.7	1.09×10 ⁻²	—	—
15.100	540	900	—	—	—	—	7.2	8.00×10 ⁻³	—	—

Sample No. 高-IX-9222		R		R		U		U		
N.P kg/cm ²	T _{max} min	1440-T _{max}	S _{1/100} mm	S/T _{1/100} mm/min	S	S/T	S	S/T	S	S/T
0.076	540	900	1.5	1.67×10 ⁻³	2.1	2.22×10 ⁻³	0.4	4.45×10 ⁻⁴	0.18	2.00×10 ⁻⁴
0.151	840	600	0.7	1.16×10 ⁻³	0.7	1.16×10 ⁻³	0.2	3.33×10 ⁻⁴	0.34	5.67×10 ⁻⁴
0.378	294	1146	2.7	2.45×10 ⁻³	2.9	2.53×10 ⁻³	0.7	6.12×10 ⁻⁴	0.9	6.12×10 ⁻⁴
0.755	432	1008	1.0	9.94×10 ⁻⁴	2.4	2.38×10 ⁻³	2.0	1.99×10 ⁻³	1.8	1.79×10 ⁻³
1.510	372	1068	1.8	1.68×10 ⁻³	3.5	3.28×10 ⁻³	7.7	7.20×10 ⁻³	8.4	7.87×10 ⁻³
3.020	72	1368	10.5	7.68×10 ⁻³	14.2	1.75×10 ⁻²	38.0	2.78×10 ⁻²	31.0	2.27×10 ⁻²
6.040	68	1372	13.5	9.85×10 ⁻³	14.7	1.07×10 ⁻²	35.3	2.57×10 ⁻²	31.0	2.26×10 ⁻²
9.060	600	840	—	—	—	—	4.0	5.56×10 ⁻³	9.5	1.13×10 ⁻²
12.080	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15.100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Sample No. 高-IX-15225		R		R		U		U		
N.P kg/cm ²	T _{max} min	1440-T _{max}	S _{1/100} mm	S/T _{1/100} mm/min	S	S/T	S	S/T	S	S/T
0.076	432	1008	1.5	1.49×10 ⁻³	1.8	1.79×10 ⁻³	1.9	1.89×10 ⁻³	0.30	2.98×10 ⁻⁴
0.151	670	770	1.3	1.69×10 ⁻³	—	—	1.4	1.82×10 ⁻³	0.20	2.60×10 ⁻⁴
0.378	396	1044	1.5	1.04×10 ⁻³	1.0	9.58×10 ⁻⁴	2.9	2.78×10 ⁻³	0.10	9.58×10 ⁻⁵
0.755	147	1293	4.5	3.48×10 ⁻³	2.0	1.55×10 ⁻³	9.5	7.35×10 ⁻³	2.5	1.93×10 ⁻³
1.510	153	1287	7.8	6.06×10 ⁻³	1.3	1.01×10 ⁻³	9.5	7.39×10 ⁻³	4.5	3.50×10 ⁻³
3.020	216	1224	8.0	6.53×10 ⁻³	3.5	2.86×10 ⁻³	10.5	8.57×10 ⁻³	9.0	7.35×10 ⁻³
6.040	288	1152	6.0	5.20×10 ⁻³	4.7	4.08×10 ⁻³	11.4	9.90×10 ⁻³	12.7	1.05×10 ⁻²
9.060	144	1296	—	—	8.0	6.19×10 ⁻³	—	—	18.7	1.47×10 ⁻²
12.080	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15.100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

次に、次節で説明する自然資料及びこね返し試料についての比較圧密試験結果のうち、二次圧密に関する部分を調べてみよう。

同一試験を2個の試料について行つたので自然試料及びこね返し試料について4個になる。これらのうち最も一次圧密に要する時間の長いものの終了時間から24時間目までの二次圧密の平均速度を求めた結果を表-5にあげた。これらのうち代表的と思われる、埠-III-1065及び高-VIII-2139の結果を図-28(1.2)に示した。一般の

傾向として、二次圧密速度は荷重の増大とともに増加し 10 kg/cm² 付近で減少する。

自然試料では先行荷重を越すためと思われるのであるが、こね返し試料にくらべて、二次圧密速度がいちじるしく大きいことが目立っている。ただ、10 kg/cm² 付近になると、この差はほとんどなくなってくる。この原因は前にも述べたように、先行荷重以下では自然試料は長期間にわたって十分圧密されており、したがって二次圧密も小さいが、先行荷重以上になると、圧密荷重によつて粒子構造が攪乱をうけ、新しい粒子構造に安定するまでに時間がかかるためであると思われる、ついでこれ以上に荷重が増加すると、粒子構造が安定してきて、こね返し試料と同程度になるものと考えられる。

以上述べてきたように、二次圧密はまだ実験的にもその性質がよくわかっていない。広範囲の長期圧密試験を側面摩擦のない試験機で行う必要がある。

現在の段階としては、二次圧密の大いさと 10 年程度の現象に対しては 24 時間載荷による一次圧密の 50~100%、したがって全圧密は一次圧密の 150~200% にとることが妥当であろう。

§9. 間隙比-圧密応力の関係及び圧密諸係数

(1) 圧密荷重-間隙比の関係 $e-\log p$ 曲線は自然試料及びこね返し試料とでは、先行荷重の影響のため非常に異なつた形となることはよく知られていることである。これは、粘土の圧密の大部分が永久変形であるために、先行荷重以下の荷重に対しては、自然試料とこね返し試料ではいちじるしく体積変化率が異なつてくるためである。図-29には液性限界付近まで水を加えてこね返した試料と、自然試料との比較試験によつてえられた $e-\log p$ 曲線を示した。これらのことについてはすでに多くの発表があるのでくわしい説明は省略する。

図-30には、塩釜、高島、尼ヶ崎、清水、四日市、八幡浜、青森、長崎、等諸港の粘土について行つたもの
 図-29(1) 自然試料とこねませた試料による $e-\log p$ 曲線

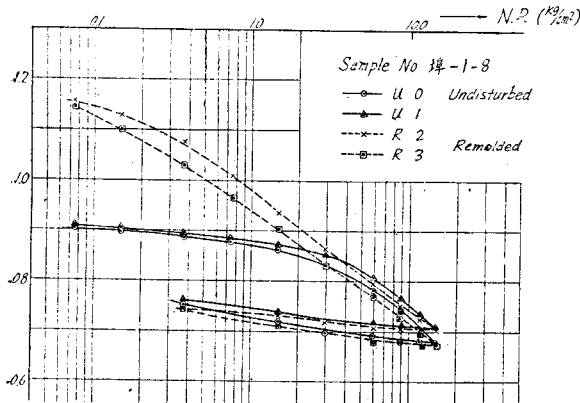


図-29(2) 同上

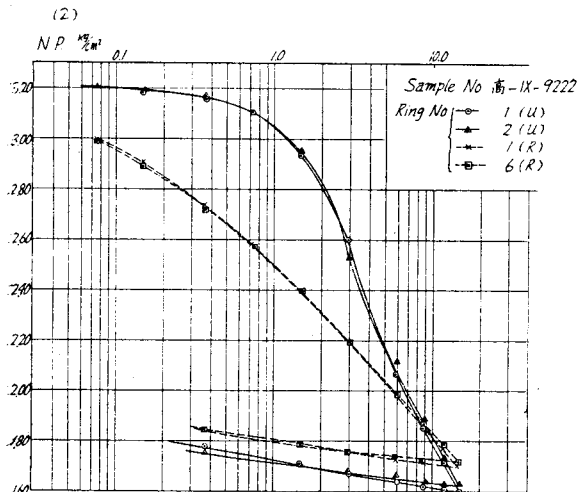


図-30(1) 代表的試料の圧密荷重-間隙比曲線

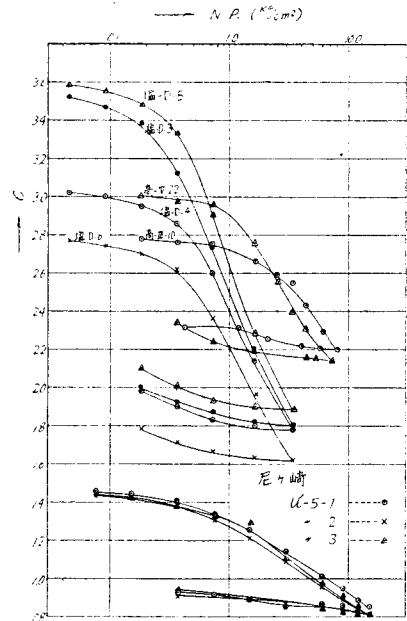
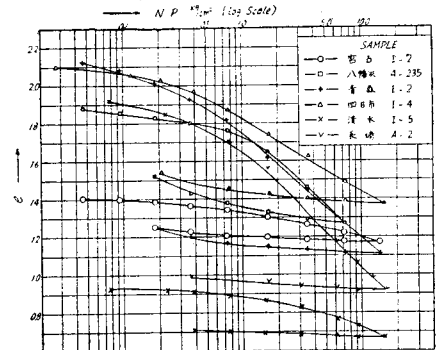


図-30(2) 同上



うち、代表的なものの圧密応力-間隙比の関係を示した(いずれも自然試料について行つた)。この図からわかることは同一圧密荷重に対する間隙比が、粘土の種類によつていちじるしく異なることである。いまかりに圧密荷重 1 kg/cm^2 の場合の間隙比をとり、これを液性限界 W_L に対してプロットすると、図-31のようになる。大体 $0.7 \sim 3.6$ 程度までの範囲に散らばつてゐるが、液性限界に対してはやや直線的分布になる。第1章で述べたように、圧密荷重よりも液性限界の方が間隙比に対して支配的であることがここでもよくみられる。

間隙比-圧密応力の関係は、同曲線の直線部に対して次式で表わされる。

$$e = e_0 - c_c \log \frac{P_0 + P}{P_0}$$

c_c は compression index と称される指数である。

これも 図-32 に示すように液性限界と直線関係を示すことはすでに A.W. Skempton によつて見出されている。 c_c の実数値は表-6 に示す。

(2) 先行荷重 間隙比-圧密応力の関係から先行荷重を求める方法は、Casagrande の経験法があるだけで理論的なものはない。間隙比の実験値が相当巾のある値であるために、厳密に理論的なものが見出されるとしても Casagrande の方法より有効であるとは思えないので、現在の段階では Casagrande の方法によつて求めることで満足すべきであらう。

図-33 は、塩釜、高島、青森、尼ヶ崎、清水、四日市の代表的粘土層において、土被り荷重と圧密試験結果より Casagrande の方法によつて求めた先行荷重の関係を示したものである。塩釜の粘土の先行荷重は、土被り荷重から浮力を差引いた荷重にほとんど等しい分布を示している。これに対し、高島、青森 B-1、尼ヶ崎、四日市の例においては、先行荷重は二つの計算法による土被り荷重の中間に雑然と分布し、一定の傾向を示していない。また、青森 B-2 及び清水の例では、いずれも、土被り荷重よりもはるかに大きい先行荷重を示しており、過去において、現在の土被り以上の圧密荷重を受けていたことが推察される。土被り荷重と先行荷重との関係は、過去における堆積による載荷、並びになんらかの原因による除荷、圧密の進行状態等の要素によつて変つてくる。

高島の例を除いては、大体において、土被り荷重の大きいほど、先行荷重が大きくなる傾向があり、Terzaghi の強調するような²⁰⁾粒子構造の結合の関係から土被りが増加しても、粘土のセン断抵抗は増加しない。したがつて間隙比の減少が起らないということは、特殊な土に限られた現象であり、一般には、土被りそのものは、粘土の圧密、したがつて、間隙比の減少、セン断抵抗の増加に直接参与しているものと考えてよい。一方、土被り荷

図-31 圧密荷重 1 kg/cm^2 における間隙比と L_w の関係

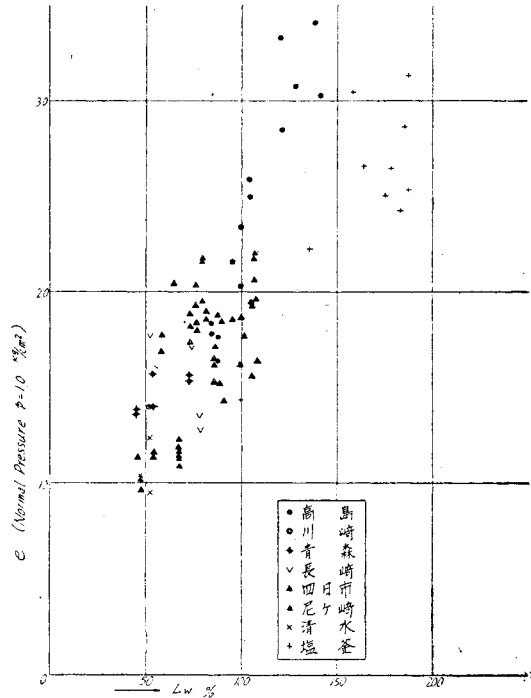


図-32 圧縮係数 C_c と L_w の関係

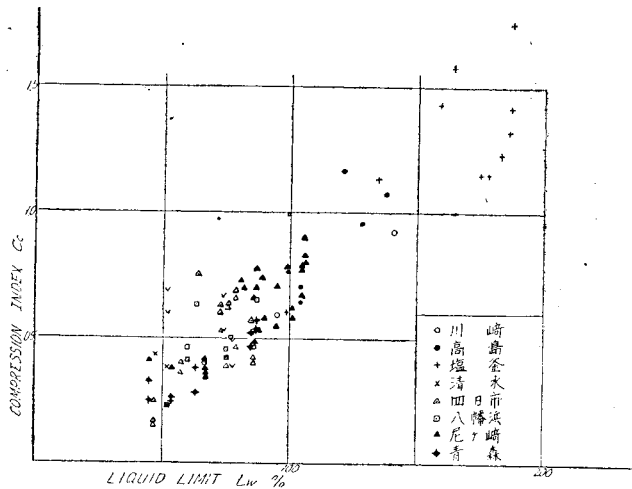


表-6 代表的試料の圧密試験結果表

沖積層名	試料番号	深度-m	粘土含量%	液性限界%	自然間隙比 e	荷重範囲 kg/cm^2	間隙比範囲	ρ_0 kg/cm^2	c_c	m_D cm^2/kg	k cm/min	c_D cm^2/min
塩釜	D-5	13.5	65.0	163.8	3.62	0~3.441	3.62~1.88	0.38	1.58	$1.51 \times 10^{-1} \sim 2.70 \times 10^{-1}$	$7.10 \times 10^{-6} \sim 8.08 \times 10^{-5}$	$4.96 \times 10^{-2} \sim 4.67 \times 10^{-1}$ (7×10^{-2}) (2×10^{-1})
青森	I-2	16.5	25.3	87.1	2.10	0~14.300	2.10~1.05	0.31	0.53	$9.59 \times 10^{-3} \sim 4.29 \times 10^{-3}$	$2.02 \times 10^{-6} \sim 5.30 \times 10^{-5}$	$3.78 \times 10^{-1} \sim 1.38 \times 10^{-1}$ (4×10^{-1}) (8×10^{-2})
清水	I-5	12.8	13.0	52.2	0.94	0~15.100	0.94~0.67	2.80	0.23	$7.50 \times 10^{-4} \sim 6.93 \times 10^{-2}$	$2.65 \times 10^{-7} \sim 4.38 \times 10^{-5}$	$9.38 \times 10^{-2} \sim 6.58 \times 10^{-1}$ (8×10^{-2}) (4×10^{-1})
四日市	I-5	14.8	55.4	78.9	2.28	0~14.350	2.28~1.40	0.44	0.46	$7.48 \times 10^{-3} \sim 3.18 \times 10^{-3}$	$6.22 \times 10^{-7} \sim 1.76 \times 10^{-5}$	$5.48 \times 10^{-2} \sim 1.63 \times 10^{-1}$ (4×10^{-1}) (1.1)
八幡浜	18-110	11.0	49.0	67.0	1.61	0~14.300	1.61~0.94	0.56	0.40	$7.97 \times 10^{-3} \sim 1.53 \times 10^{-1}$	$2.64 \times 10^{-6} \sim 1.08 \times 10^{-4}$	$3.31 \times 10^{-1} \sim 7.57 \times 10^{-1}$ (1.1)
宮古	I-2	15.4	23.3	—	1.43	0~14.300	1.43~1.15	2.20	0.18	$3.92 \times 10^{-3} \sim 1.74 \times 10^{-1}$	$2.20 \times 10^{-6} \sim 1.33 \times 10^{-4}$	$5.11 \times 10^{-1} \sim 2.04$ (7×10^{-2})
尼崎	U-5	9.2	46.0	66.9	1.47	0~15.100	1.34~0.72	0.93	0.42	$7.50 \times 10^{-3} \sim 1.14 \times 10^{-3}$	$6.45 \times 10^{-7} \sim 6.87 \times 10^{-5}$	$3.89 \times 10^{-2} \sim 6.02 \times 10^{-1}$ (3×10^{-1}) (4×10^{-2})
高島	III-10	20.6	60.0	141.5	2.95	0~7.889	2.95~2.20	3.40	1.01	$1.22 \times 10^{-2} \sim 1.76 \times 10^{-1}$	$1.14 \times 10^{-6} \sim 1.93 \times 10^{-5}$	$1.85 \times 10^{-1} \sim 5.65 \times 10^{-1}$ (4×10^{-2}) (3×10^{-1})
長崎	B-1	9.4	36.0	78.0	1.50	0~15.100	1.50~0.76	0.96	0.48	$5.65 \times 10^{-3} \sim 1.60 \times 10^{-3}$	$4.73 \times 10^{-7} \sim 4.15 \times 10^{-5}$	$3.18 \times 10^{-2} \sim 5.34 \times 10^{-1}$ (3×10^{-1}) (4×10^{-1})
川崎	IV-6	19.6	55.0	95.0	2.09	0~14.320	2.09~1.52	1.95	0.59	$8.72 \times 10^{-3} \sim 1.41 \times 10^{-1}$	$1.27 \times 10^{-6} \sim 9.10 \times 10^{-6}$	$1.85 \times 10^{-1} \sim 5.64 \times 10^{-1}$ (上段: mean value)

図-33(1) 上載荷重と先行荷重

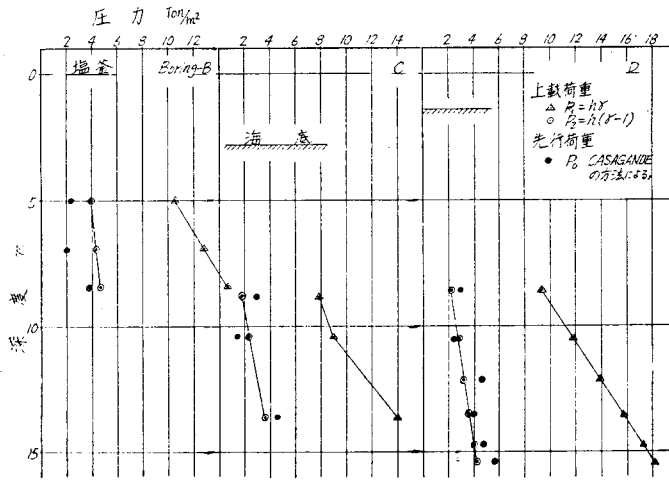


図-33(2) 同上

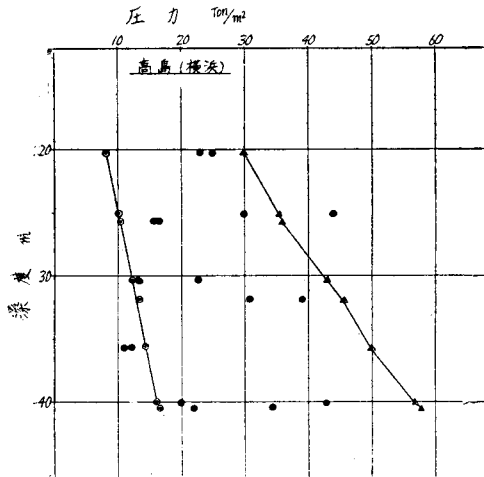
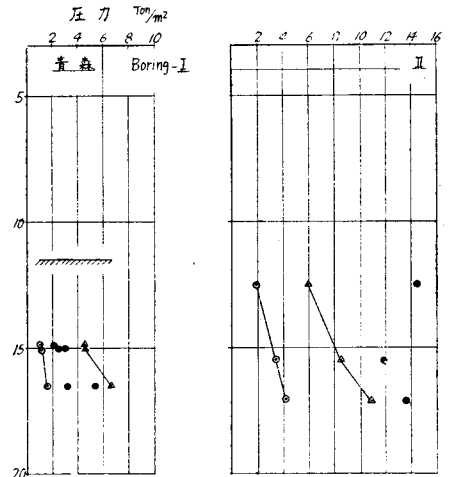


図-33(3) 同上



重と先行荷重がいちじるしく異なる場合には、地殻変動による地盤の隆起または沈降の現象を地質学的に調査してみるのもよい。

(3) 圧密諸係数 代表的な粘土の係数値は表-6 に示した。筆者がすでに発表したように、体積変化率は先行荷重以下の荷重に対する部分を除き、間隙比に対してその対数をとると大体直線的分布をなす。透水係数も同様な傾向を示している。この資料は豊富にあるが、図-34 (1,2)には高島の一例のみを掲げておく。圧密係数 c_v も先行荷重以上では同様の傾向を示すが、先行荷重以下の荷重に対しては、 m_v が小さくなり、 k は変らぬので、大きな値を示すのが通例である。代表的粘土のこれらの係数値は表-6 に示した。

§ 10. 現場における沈下の解析方法

粘土層の圧密収縮による沈下現象を解析するためには、まず最初に体積変化率、透水係数を決定しなければならない。

(1) 体積変化率 (m_v) の決め方 体積変化率を現場の圧密沈下現象を解析する際にかに決定すべきかということは、非常にむづかしい。また粘土層に加わる力について非常に詳細に検討しなければならない²¹⁾。すでにのべたように、粘土の圧密特性は既往の荷重の歴史によつていちじるしく異なってくる。

実験室に送られてきた試料は、地中において受けていた土被り重量が去除されるわけであるから膨張を行つている。これに先行荷重まで荷重をまし、ついで再び荷重を減少させまた再び先行荷重まで荷重を増すと、最初とは異なつた $e-\log p$ 曲線をうる。これを Tschebotarioff は 2nd run と称し、これに対して最初の曲線を 1st run と名付けた。このいずれの曲線から m_v を決定すべきか、判定の基準がないと云つている。

一方、構造物の基礎根掘りによる粘土層に及ぼす荷重減少の影響を推定するのがむづかしいといつている。

以上の考察のほかに、前節で述べたよ

うに体積変化率は、一次圧密に加えて二次圧密全量をとらねばならないのであるが、長期にわたる二次圧密量の厳密な算定が困難であり、一方、サンドドレーンその他の場合においては、粘土ははなはだしい攪乱を受け、この攪乱の程度によつて m_v の値も変化してくる。

図-33(4) 上載荷重と先行荷重

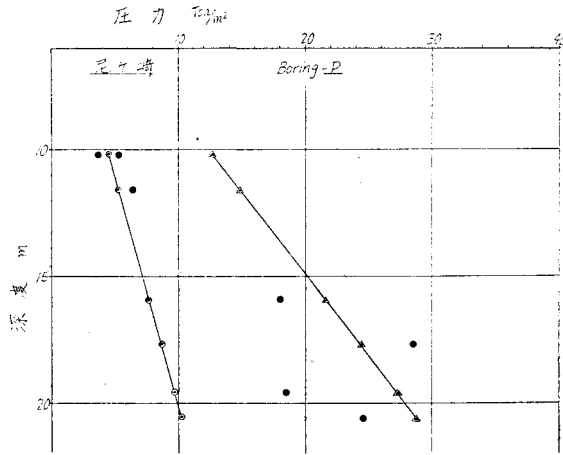


図-33(5) 同上

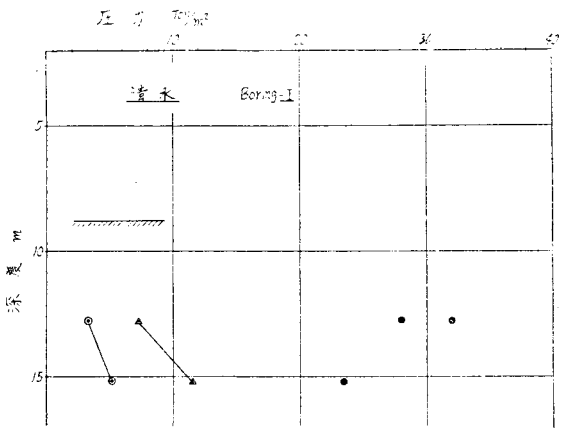


図-33(6) 同上

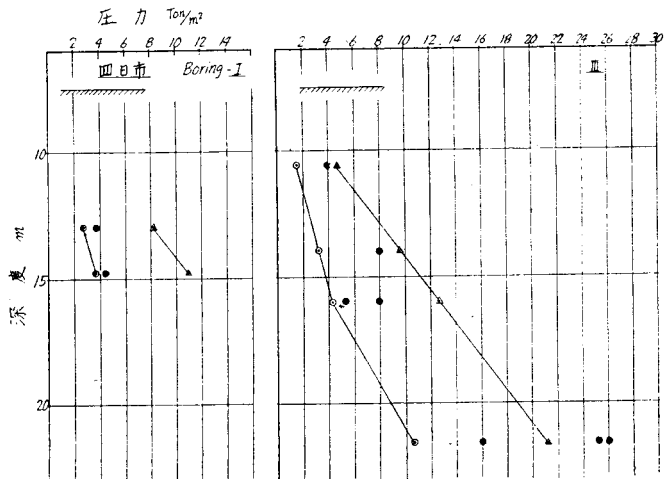


図-34(1) 圧密諸係数と間隙比の関係

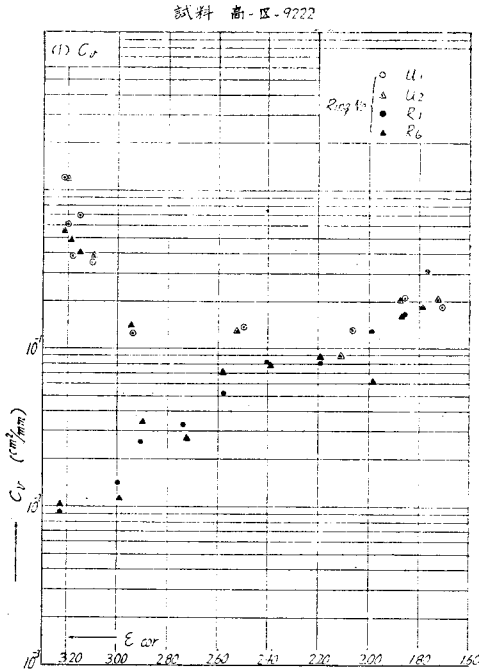


図-34(2) 同上

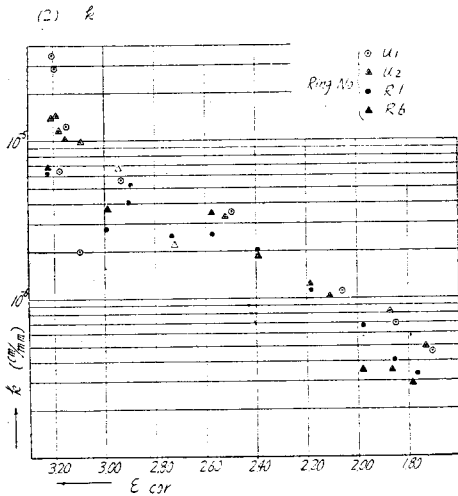


図-34(3) 圧密諸係数と間隙比の関係

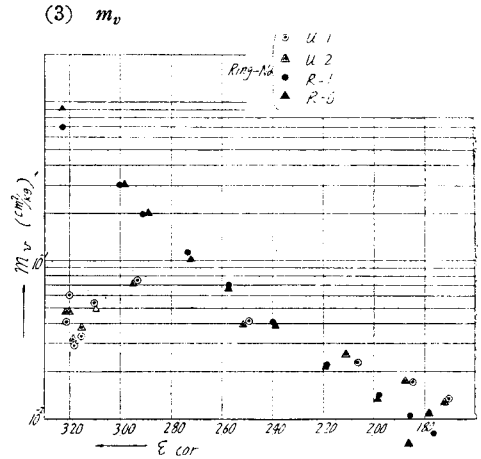
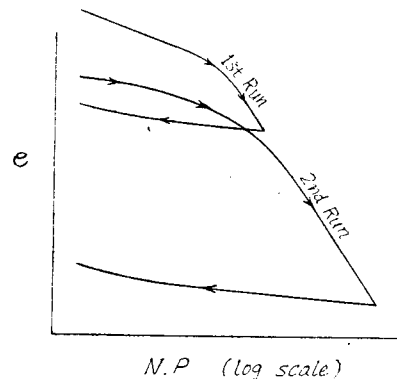


図-35



もう一つの問題は、二次元の現象では、主応力の方向が垂直方向から傾き、在来行われてきた粘土層の垂直方向への荷重の場合とは異なつた方向の圧密をうけるので、相当異なつたものとなる事が予想される。

粘土層は、層の高さの方向に均一の性質を有するものではない。この層中のどの箇所が圧密に参加するかを推定し、その層の部分の m_v の値を用いることが大切である。また圧密試験のさいの側面摩擦の

大きさも問題となる。

以上考えてみると、 m_v を実験結果によつて適確に決定することは絶望的とさえ思われるが、筆者は先行荷重以下の荷重に対する圧密に対しては、実験によつて求めた一次圧密の2倍程度をとつて m_v の値を決めても、大きな誤りはないと思う。先行荷重以上の荷重の場合には（主としてサンドドレーンまたはきわめて軟弱な層上の築堤等の場合にかかる）実験値は参考程度にとどめ、試験区間の精密な観測により、 m_v ではなく、 c_v を求めることが妥当である。

(2) 透水係数の決め方 透水係数は、 m_v ほどやつかいはない。ほとんど間隙比によつて定まつてくる。ただ、先行荷重以下の荷重の場合では、動水勾配の差によつて変つてくる傾向があるので注意を要する。

透水係数を決定するさいに最もやつかいなことは粘土層において、鉛直方向と水平方向では、透水係数がいちじるしく異なつてゐることである。通常水平方向では鉛直方向の3~5倍であると言われている。この種の実験資料はきわめてとほしく、いまのところ何とも言えない。先行荷重以下の荷重による圧密を解析する際には、通

常この水平方向の透水係数の増大は考えずに解析を行つているが、サンドドレーン等の場合には、 m_v, k をべつべつに求めず、試験区間の資料から、 c_v を直接に決定してゆき、実験の結果から求めた m_v, k の値は、このようにして求めた c_v の値を判断する際の一つの基準として利用することが妥当である。

一次元の圧密でも、実験データから圧密を解析してゆくことがむづかしいのであるが、二次元となると、せん断力による攪乱の影響、応力分布の推定の困難、主応力の方向変化にもなる圧密の増加、初期中立応力の分布の決定等、まだ未解決、不分明の領域がきわめて多い。

現在の段階では、二次元または三次元の問題は、応力分布に関しては、弾性論を借用して解析し、そのうち鉛直方向の圧密応力のみを対象として沈下量を推定するのが普通である。この程度の解析でも実際上は非常に役立つ。いたづらにやつかない数式計算を行つたとしても、粘土の性質がもつと研究されなかり、単なる数式計算の興味にすぎないであろう。筆者が行つた現場の解析例については別の機会に述べたい。

むすび 圧密沈下現象については、現在、非常に多くのことがわかつてきて、現象の大筋のところはつきりしていると思う。しかも、定性的には現場の現象を非常によく解析しうようになったことは、土質工学の大進歩であろう。

しかしながら、定量的な問題となると、粘土の圧密性そのものに関して、多くの未分明の分野が残されている。種々の面からこれらの問題を究明し、圧密沈下の問題を実用上もつと高度のものに高めてゆくことが望まれる。

第3章 粘土のせん断抵抗に関する実験的考察

序論 土に関する力学的諸問題を、その取扱い方から大きく分けると、1. deformation problem (変形に関する問題)、2. equilibrium problem (平衡条件に関する問題)になる。deformation problem とは、土のいわゆる応力とヒズミの関係を規定し、これにもとづいて問題を力学上の法則を用いて計算してゆくものである。第2の equilibrium problem においては、一般の状態における応力、ヒズミの分布条件はこれを全く無視してしまい、迂りの瞬間における平衡条件のみに着目して問題を取扱うのである。円弧迂り面による斜面の安定、主働または受働状態における土圧、地盤支持力の算定等はこの問題に属してをり、いずれも一つの迂り面を想定し、この面上において土のせん断抵抗が十分に作用した場合の安定平衡を論ずるのである。したがってこの場合には、起りうべき迂り面すなわち最小抵抗の迂り面を見出すとともに、迂りの限界の際の土のせん断抵抗の大きさとその性質を知ることが重要なことになってくる。一般の弾性学上の問題と異なり、迂り面上の安定、言いかえれば、破壊の瞬間における状態のみを目標として問題を実用上十分さしつかえない程度に解決していることは、土質工学の大きな特色である。迂り面上における土のせん断抵抗の特質をよくとらえることが土質工学上の重大問題である理由はここにある。

土は大きく分類して、砂、沈泥、粘土の三種の混合物となるが、通常砂質の土と、粘土質の土は、別個に取扱っている。そしてこの二つのものの混合物については、ほとんどみるべき研究がない。本論においては、砂の問題は後日にゆずることとし、主として粘土質の土について説明することにする。

粘土質の土を論ずるときには、まず、土の空隙が全部水で満されている場合を考え、ついで、空気空隙のある場合を推定してゆくのが通常のやり方である。

粘土質の土(以下これを粘土と書く)について、まづ第一に言うべきことはあらゆる場合について共通的に適用しうるせん断抵抗の法則というものは存在しないということである。これは、粘土がせん断されるときにあとで述べるような非常に複雑な変化をすることが考えられるために、現場において迂り面に沿う破壊が生ずるときに、粘土はいかなる状態においてせん断されるかを推定することがきわめて困難であることによるのである。粘土はせん断される時の状態に応じて、非常に異なつたせん断抵抗値及び変形を示す。したがって、実際の迂りを取扱うときには、その迂りのさいに粘土がいかなる状態においてせん断されるかを見きわめることが、最も重要な問題となる。しかして、その想定された状態を実験室において再現し、その場合のせん断抵抗を求めることが必要になってくる。せん断試験を実験室において行う際に、実験条件を現場における状態にできるかぎり近づけてゆくために、多くの先人達の苦心がある。

もちろん、現場における状況を実験室において完全に再現することは不可能であるから、一応の標準となる状態のもとにおける現象を追跡し、現場の現象と対応させて便宜的な方法を案出することが必要になってくる。

粘土のせん断抵抗をより正しく求めるためには、現場における迂りの現象の詳細なる検討が必要になるわけである。

粘土のせん断抵抗が複雑な性質を持つている最大の理由は粘土は均質な物質ではなく、多くの大きさ及び性質の異なつた粒子の集合したものであり、その粘土の置かれている外力の釣合い条件に対応する状態で安定しているが、外力の条件が変わると各粒子の結びつきが弱いいため容易にこわされてしまい、その際に水分を脱出または吸収することによつて容積変化を起しやすいことである。すなわち、外力によつて、粒子構造が破壊され次の安定した構造に移るさいに容積変化をとまなうのである。このせん断のさいの粒子構造の変化とこれにとまなうせん断時における容積の変化を中心課題として説明し、最後にこれらの結果の、実際の応用について述べることにする。

§11 こね返し (remolding) による粘土の強度の減少

自然状態に近い粘土を攪乱されないようにして採取し、これについて圧縮試験を行い、ついで、この試料をこね返して成型し、再び圧縮試験を行うと、全く異なつた結果が得られる。自然状態の土の圧縮強度及びヒズミの関係は図-36に示すように通常ある極限の値を有し、ついでヒズミが増大するにつれて強度は減少しある一定値に近くなるが、こね返した土では図-36のR線のごとく圧縮方向にはヒズミが増大するが、断面がそれにとまなつて増大するために、圧縮力が増大してゆき極限値がない。その上強度はいちじるしく減少する。Tschebotarioffは自然試料の圧縮強度の極限值(q_u)におけるヒズミと同じヒズミのときの強度をもつて、こね返し試料の強度(q_u')とし、その比 q_u/q_u' を強度減少度(sensitivity ratio)と称した。液性指数が1に近い試料、すなわち液性限界に近い含水量の試料では、こね返すことによつて流動化してしまい、成型が不可能な場合が多い。比較的

液性指数の小さい沖積粘土についてえられた結果は 表-7 のとおりである。

表-7

採取地名	四日市	八幡浜	尼ヶ崎	清水	横浜 (高島)	川崎
sensitivity ratio	7~12	2~5	2~12	2~5	5~15	5~11

もちろん、この強度減少度の工学的価値については多くの問題があり、またこね返した試料の成型の方法について明確な規定がないので定義のものにも疑問がある。

このこね返または攪乱による強度の減少の問題に関連して、在来のコアボーリングと thin wall sampler とによつて採取した試料について行つた圧縮試験について述べることにしよう。ボーリング孔から試料を採取する際に、サンプラーによつて試料に与える攪乱の度合は area ratio の小さいものほど少ないと言われている (Hvorslev)²³⁾。

$$\text{area ratio } C_a = \frac{D_w^2 - D_e^2}{D_e^2}$$

D_w, D_e : サンプラーの外径及び内径

area ratio をできるだけ小さくするために thin-wall sampler が考え出された。筆者の用いたものは area ratio 0.071 及び 0.069 のものであり、在来の double core tube area ratio 0.200 による採取試料との比較を行つた。採取箇所は、横浜港内高島三号棧橋付近 (Tak), 昭和電工 KK (Sho), 村近及び尼ヶ崎 (Ama) 港内である。

物理試験の結果によると、土の比重、含水量、間隙比については、両者の方法による差異を認めることはできない。これは、試料採取時において、攪乱されても間隙水の脱水が全く起らなかつたことを示していると考えてさしつかえなく、興味深い。

圧縮試験を行つた結果から、圧縮強度 (q_u) と破壊時のヒズミの関係を示したものは図-37(1,2)である。この試験結果で興味あることは、攪乱によつてヒズミはいずれも大きくなるが強度の減少度は、土質によつて非常に

図-36 圧縮力-ヒズミ曲線

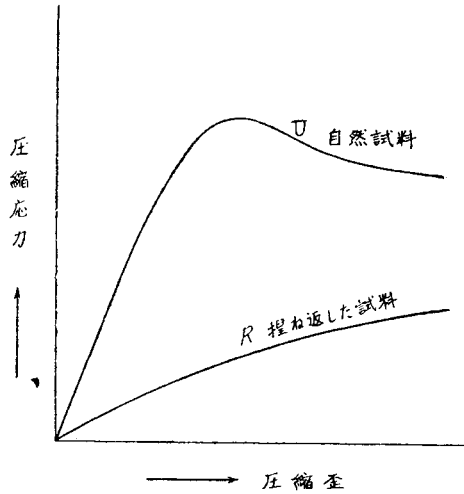


図-37(1) T.W.S. と D.C.T. による試料の圧縮強度とヒズミの関係

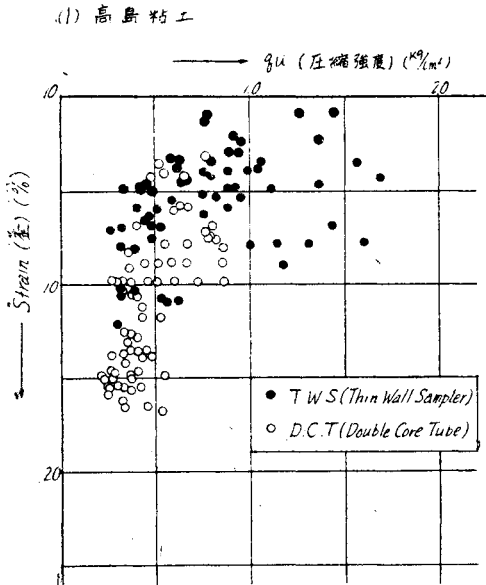
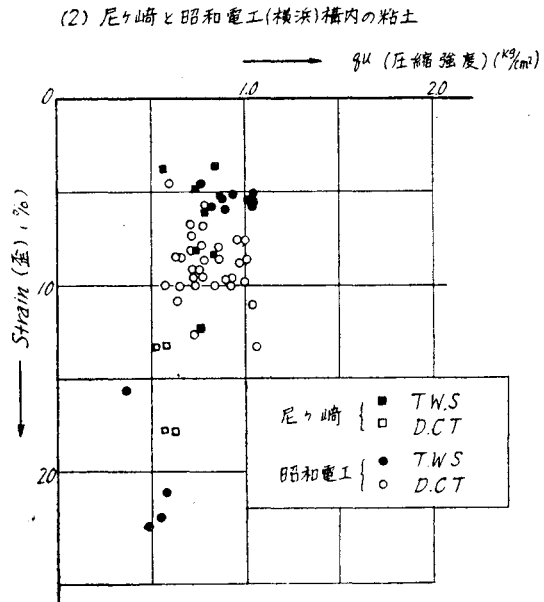


図-37(2) 同 左



異なるということである。すなわち、Sho 及び Ama の試料では圧縮強度 q_u の差異はそれほど大きくないが、ヒズミについては double core tube (D.C.T) による場合の方が thin wall sampler (T.W.S) による場合よりもはるかに大きい。一方 Tak の試料では q_u はいちじるしく減少し、かつヒズミは増大している。これを比較のために表示すると、表-8 のごとくなる。

Sho の試料のうち、T.W.S. によるものでヒズミが 20% 以上に達するものがみられるが、これは試料採取の際、または成型のときの失敗によるものと思われる。

以上の現象から、攪乱の程度が、粘土の圧縮強度、したがってせん断強度に対して大きな影響を有することが理解される。自然試料がなんらかの原因で攪乱が与えられた場合、粒子構造の変化によつて、その強度が変化するという事実は、粘土の強度を考えるさいの重要な要素である。

§ 12 こね返した試料と自然試料のせん断抵抗の比較

前節に述べたように、自然状態のままの試料と、これをこね返した場合及びなんらかの攪乱を土に与えた場合には粘土の粒子構造が変化し、それにともなつて、せん断抵抗値及びせん断ヒズミが変化してくることが知られた。この攪乱による土の性質の変化は、實際上非常に重要な問題である。攪乱によつてどのように土の強度が低下するか、またその低下がいつまでも続いてゆくものであるか、またはいわゆる regain といわれる強度の回復がどの程度まで起るかということは、基礎工設計施工における一つの重要な指針を与える。本節においては、自然状態の試料と、これを液性限界付近までの水を加えて十分こね返した試料について直接せん断試験機を用いて試験した結果を比較する。

(1) 試験機及び試験法 使用したせん断試験機は、A. S. T. M. の標準型を参考として設計製作したものであり、筆者の研究室において、立石、藤下両技官の約1カ年にわたる改良工夫によつて実用に供されるようになったものである。構造の大要は 図-38, 39 に示す。試料直径 50 mm, 高さ 10 mm であり、試料の中央部で下の部分を押し出すことによつてせん断するものであり、定ヒズミ式である。

試験の順序としては、せん断リングの中に試料を詰め、上下面に透水性の盤をおき、圧密荷重を加えて十分圧密させたのち、そのままの荷重または任意の鉛直荷重に取りかえ、ついでせん断したものである。せん断途中においては、鉛直応力を一定に保ち、試料の膨張、収縮を自由に行わせた drained test (非等容積せん断または透水せん断) を行つた。せん断速度は 0.02 mm/sec で quick test の範囲に入る。試験のさい用いた圧密、鉛直応力は、4.08, 3.06, 2.04, 1.02 (または 0.91) 0.51 (または 0.459), 0.306, 0.157 kg/cm² であり、圧密荷重で試料を圧密したのち、そのままでせん断したもの、すなわち、圧密応力と鉛直応力の等しいものと、圧密応力よりも小さい鉛直応力を加えてせん断したものと2種類がある。

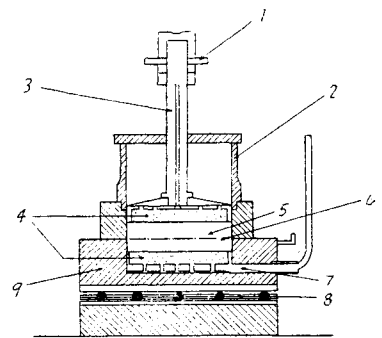
(2) 試験試料 使用した試料は四日市港第二埠頭付近及び清水港石炭埠頭付近の海底以下から thin wall sampler によつて採取した試料である。表及び図において埠一とあるのは清水港、四とあるのは四日市港の略号である。

これらの試料の index properties は表-9に掲げる。また、せん断強度は先行荷重によつていちじるしく異なつてくるが、圧密試験結果から求めたものと、

表-8

	q_u (kg/cm ²)		strain at failure (%)	
	T. W. S.	D. C. T.	T. W. S.	D. C. T.
Sho 昭和電工	0.75~1.05	0.55~1.05	4.5~6	4.5~13.5
Ama 尼ヶ崎	0.6~0.9	0.5~0.6	4~12	13~17
Tak 高島	0.3~1.7	0.2~0.9	1~12	3~17

図-38 一面せん断試験機



番号	部分名
1	ワイヤレシ受板
2	ピストンガイド
3	ピストン
4	ポラスストーン
5	試料
6	剪断面
7	排水口
8	ボルトヤリング
9	可動試料箱

図-39 一面せん断試験機

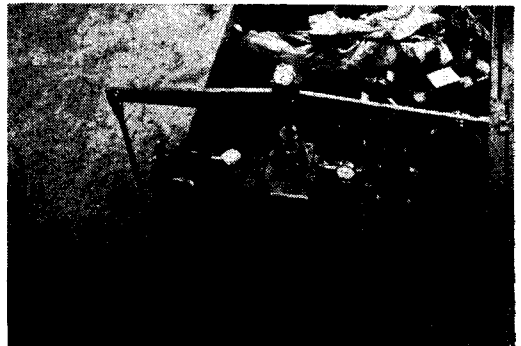


表-9 試料の index properties

試料番号	$W_L\%$	τ	r_s	e	S_r	$L_w\%$	$P_w\%$
埠-I-3113	55.3	1.657	2.708	1.538	96.2	68.6	27.6
2088	56.2	1.644	2.736	1.599	96.2	61.0	32.6
埠-II-8245	33.0	1.905	2.743	0.915	98.9	48.6	22.8
埠-III-8241	34.7	1.911	2.739	0.931	102.1	56.7	24.1
9264	25.9	1.951	2.721	0.756	93.3	44.2	24.0
四-XI-2170	62.9	1.566	2.715	1.824	94.0		
I-2171	68.5	1.56	2.736	1.96	96.0	57.8	24.1
四-XII-2099	65.6	1.568	2.744	1.898	94.7		
四-XIII-2132	66.5	1.574	2.694	1.850	96.8		
V-5135	69.5	1.564	2.697	1.92	97.6	76.4	27.5
I-4130	70.6	1.56	2.717	1.96	98.1	75.6	27.0

試験を行ったものは類似の土の結果を示す。

土被り重量から計算して求めたものを表-10に示した。

(3) 試験結果 図-40にセン断試験のさいの、セン断変位とセン断応力の関係の代表的なものを示した。この試験では、圧密応力と鉛直応力が等しいのであるが、この曲線の特長としてセン断変位の増大とともにセン断応力は増大するが、割合に急速に一定値となる。

試験結果は一括して表-11に掲げた。表において c.s., n.s., s.s., e は、圧密応力、鉛直応力、セン断応力及び間隙比の略号である。

表-10 先行荷重 (kg/cm²)

sample No.	実験値	計算値
埠頭-II-3113	—	0.510
埠頭-III-8241	—	1.530
四日市-XI-2170	1.420	0.840
四日市-XII-2099	0.820	0.670
四日市-XIII-2132	—	0.645
四日市-XIII-3142	—	0.714
四日市-XI-3113	—	0.511

図-40 直接セン断試験による応力ヒズミ曲線の一例

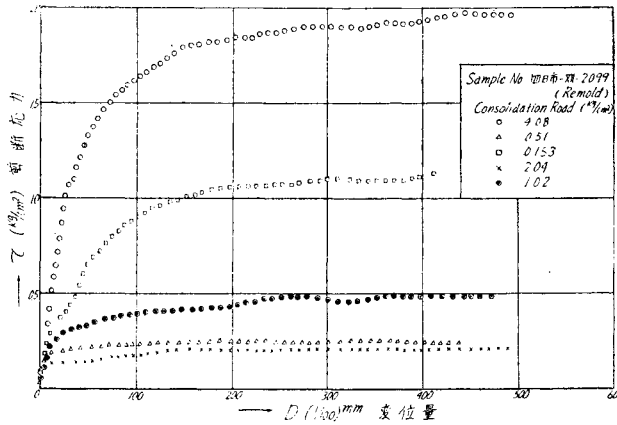


表-11 直接セン断試験結果

試料番号 四日市-XIII-2132

自然資料

C.S. kg/cm ²	N.S. kg/cm ²	0.153	0.306	0.510	1.020	2.04	3.06	4.08
N.S.	S.S. ε	0.17 1.95	0.21 1.94	0.21 1.90	0.41 1.79	0.87 1.52	1.21 1.40	1.67 1.28
0.306	S.S. ε	0.167 1.94						
0.510	S.S. ε	0.20 1.90	0.30 1.90					
1.02	S.S. ε	0.26 1.845		0.40 1.788				
2.04	S.S. ε	0.38 1.63	0.45 1.60		0.60 1.54			
3.06	S.S. ε	0.38 1.55	0.49 1.50	0.61 1.48		1.00 1.41		
4.08	S.S. ε	0.33 1.43	0.49 1.40	0.70 1.35	0.89 —	1.11 1.29	1.32 1.28	

こね返し資料

C.S. kg/cm ²	N.S. kg/cm ²	0.153	0.51	1.02	2.04	4.08
N.S.	S.S. kg/cm ²	0.274	0.259	0.486	1.147	2.079
	ε	1.80	1.548	1.45	1.350	1.190

C.S.=Consolidation Stress S.S.=Shear Strength ε=Void Ratio N.S.=Normal Stress

試料番号 四日市—XI—2170

自然資料

C.S.	N.S. kg/cm ²	0.153	0.306	0.510	1.02	2.04	3.06	4.08
N.S.	S.S. kg/cm ²	0.210	0.30	0.36	0.50	0.85	1.26	1.72
	ε	1.925	1.90	1.85	1.75	1.58	1.454	1.37
2.55	S.S.	0.35	0.42	0.51	0.69	0.93		
	ε	1.65	1.61	1.56	1.54	1.52		
4.08	S.S.	0.35	0.57	0.70	0.90	1.20	1.40	
	ε	1.52	1.48	1.45	1.43	1.39	1.38	

こね返し資料

C.S.	N.S. kg/cm ²	0.153	0.306	0.510	1.02	2.04	3.06	4.08
N.S.	S.S. kg/cm ²	0.06		0.23	0.43	0.90	1.36	1.97
	ε	1.85		1.59	1.45	1.32	1.23	1.17
2.04	S.S.	0.35	0.42	0.52	0.70			
	ε	1.42	1.38	1.35	1.33			
4.08	S.S.	0.40	0.55	0.70	0.91	1.18	1.35	
	ε	1.33	1.23	1.25	1.21	1.19	1.18	

試料番号 埤—III—8241

自然資料

C.S.	N.S. kg/cm ²	0.153	0.306	0.510	1.02	2.04	3.06	4.08
N.S.	S.S. kg/cm ²	0.46	0.65	0.76	1.02	1.39	1.62	2.40
	ε	0.971	0.960	0.934	0.900	0.860	0.836	0.800
1.02	S.S.		0.65					
	ε		1.93					
2.04	S.S.		0.58		1.18			
	ε		0.908		0.878			
3.06	S.S.		0.70	0.80	1.20	1.42		
	ε		0.890	0.870	0.857	0.840		
4.08	S.S.		0.76		1.30		1.80	
	ε		0.865		0.824		0.800	

自然資料

C.S.	N.S. kg/cm ²	0.153	0.306	0.510	1.02	2.04	3.06	[4.08
N.S.	S.S. kg/cm ²	0.15	0.25	0.32	0.42	0.90	1.27	1.70
0.51	S.S.	0.24						
1.02	S.S.	0.27						
2.04	S.S.	0.30						
3.06	S.S.	0.47						
4.08	S.S.	0.44	0.65	0.70	0.95	1.27	1.40	

図—41(1) 鉛直荷重とせん断強度の関係

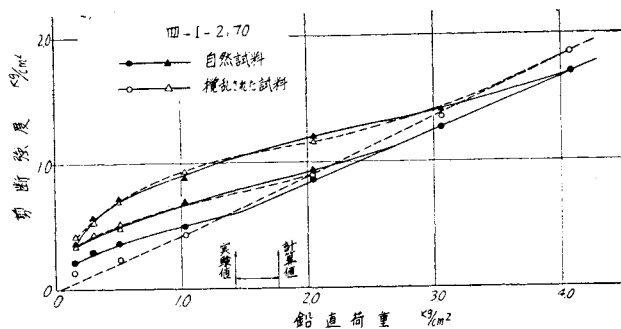


図-41(2) 鉛直荷重とせん断強度の関係

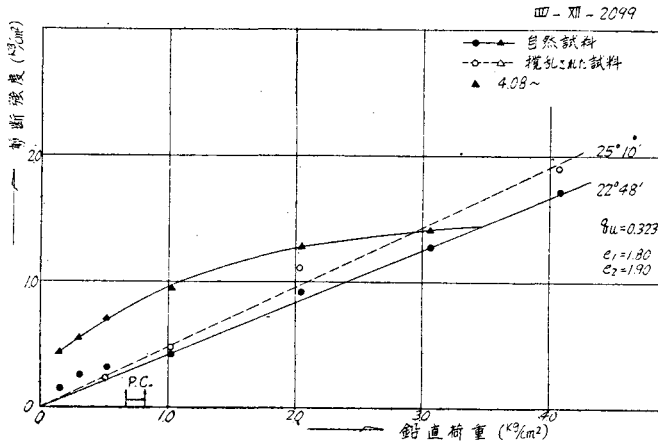


図-41(3) 同上

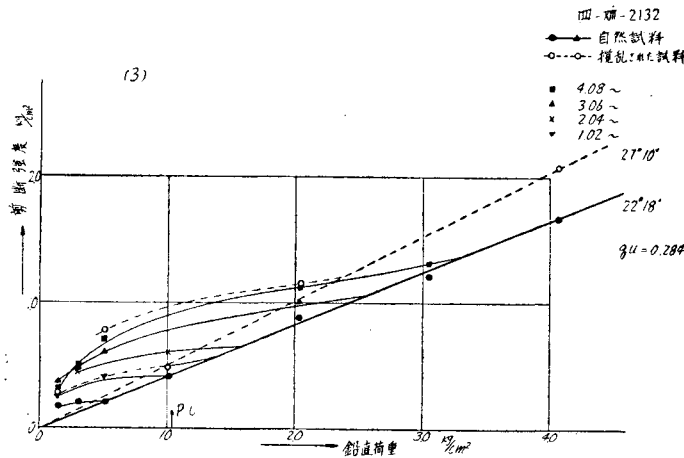
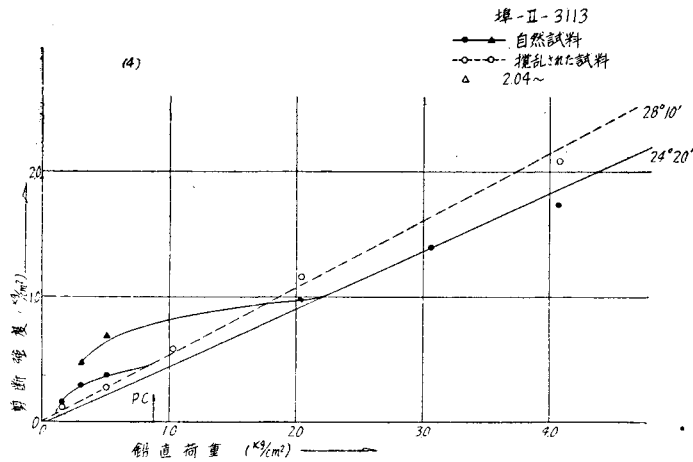


図-41(4) 同上

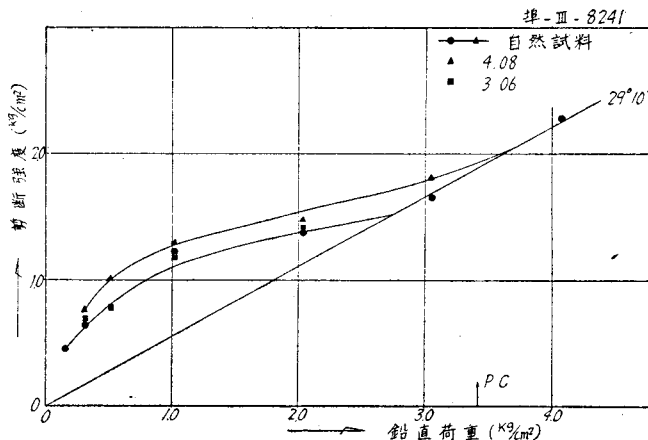


鉛直応力とせん断応力との関係を示したものが 図-41 (1,2,3,4,5) である。この図から知られることは、
 (i) 圧密荷重の下で、十分圧密し、ついでこれをせん断した場合、すなわち、圧密応力と鉛直応力が相等しい場合、こね返し資料ではいずれの土に対してもせん断応力と鉛直応力の関係は美しい直線関係となり

$$S = \sigma \tan \phi_a \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。S はせん断応力、 σ は鉛直応力、 ϕ_a は見掛けの摩擦角と呼ばれ、砂の場合の内部摩擦角に対応す

図-41(5) 鉛直荷重とせん断強度の関係



る。

自然試料では先行荷重附近でつながる2つの曲線よりなり先行荷重以上では大体原点を通る直線と一致する。自然試料の場合もこね返し試料と同様に先行荷重以上ではやはり(1)式と同様に表わしうる。

$$S = \sigma \tan \phi_a \dots\dots\dots (2)$$

($\sigma > p.c.str$)

ただし、鉛直応力(σ)は先行荷重(p.c-str)より大きい。

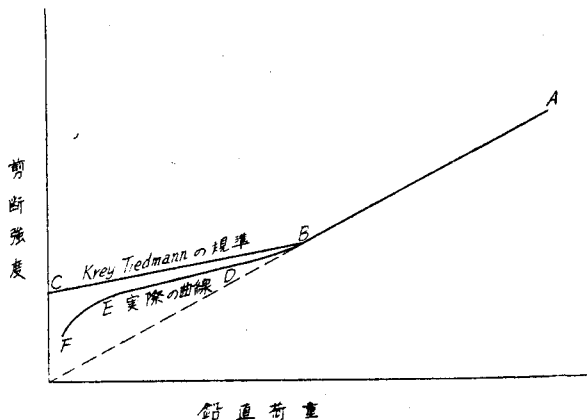
見掛けの摩擦角は表-12に掲げた。これによると、自然試料では、 $21^{\circ}40' \sim 29^{\circ}10'$ こね返し試料では $24^{\circ}40' \sim 28^{\circ}10'$ でいずれの場合も、こね返し試料の方が大きい。したがって、先行荷重以上の鉛直応力に対しては、こね返し試料の方が自然試料よりもせん断強度が大きくなる。これは非常に重要なことである。これは自然状態の土がなんらかの攪乱によつて強度を低下したとしても、鉛直応力のもとに十分圧密するならば、せん断抵抗は自然状態のものよりもむしろ増大することを示している。土質工学においては、在来 sensitivity ratio (強度減少度) が大きい場合には、設計の際の安全率を大きくとることが通例とされているが、現場において、粘土に対して攪乱が起つたとしても、もし再び上載荷重によつて圧密されうらばせん断抵抗は攪乱を受ける前よりも増加することになる。このことから考えると、強度減少度を設計のさいに取入れるためには、現場において発生する攪乱とその後の圧密の状況によつて、安全率の取り方を変えねばならぬことがわかる。

表-12 見掛けの摩擦角

Sample No.	Undisturbed	Remold
埠-III-8241	$29^{\circ}10'$	
埠-II-3113	$24^{\circ}20'$	$28^{\circ}10'$
四-XIII-2132	$22^{\circ}18'$	$27^{\circ}10'$
四-XII-2099	$22^{\circ}48'$	$25^{\circ}10'$
四-XI-2170	$21^{\circ}40'$	$24^{\circ}40'$

(ii) 圧密荷重により圧密を完了させ、ついで圧密応力より小さい鉛直応力のもとでせん断した場合、自然試料と攪乱試料ではほとんど本質的な差がないように思われる。この両試料について、このさいのせん断応力-鉛直応力の関係は次節に述べる Krey-Tiedemann の規準とは異なり、直線とはならない。図-42に示すように Krey-Tiedemann の直線に対して、実際の場合には、圧密荷重に近いところでは BC によつて表わされる値よりも小さく曲線 BD で表わされるようになり、ついで DE の直線部をへて、鉛直応力が 1 kg/cm^2 以下になると急激にせん断抵抗は減少し曲線 EF によつて示されるようになる。Krey-Tiedemann の規準から数値的に

図-42 説明図



にどれだけ異なるかについては、資料がすくないのではつきりわからないが、一応定性的な現象として理解しておく必要がある。ことに 1 kg/cm^2 以下の鉛直応力ではせん断抵抗が小さくなることは、圧密試験の際にみられ

る低荷重のさいの非常に大きい膨脹と対比して考えると理解しうるのであるが注目すべき現象である。

(iii) セン断強度に対して、セン断時の間隙比が支配的要素であると言われている²⁴⁾。図-43(1.2.3.4)に、圧密応力-間隙比、 $(\log p-e)$ セン断応力-間隙比 $(\log s-e)$ の関係を、自然試料、攪乱試料の両者に対して図示した。図中 AB, A'B' 曲線は圧密応力と間隙比を自然試料及び攪乱試料に対して示したものであり、同じように CD, C'D' 曲線は、セン断応力と間隙比の関係を示している。これらの図においてみられることは、先行荷重以上では、自然試料と攪乱試料の両曲線がやや一致していることである。しかして、攪乱試料について間隙比は自然試料の場合よりも小さく、したがってセン断強度が大きくなっているものと思われる。一方攪乱試料では、 $\log p-e$ が直線であることがよく知られているが、 $\log s-e$ もまた直線となつている。自然試料では、先行荷重以上のところで、ほぼ同じような現象がみられる。これはすでに Rutledge²⁵⁾ 等によつて見出されている。

図-44(1,2)には圧密応力と鉛直応力の異なる場合も含めて、セン断応力と間隙比の関係を示した。図-44(1)は自然試料のみであり、図-44(2)は両者について求めたものを掲げた。MN 曲線群は鉛直応力が同じとして、圧密応力を変化させた場合のセン断応力であり、自然試料の場合には間隙比の変化に対してセン断強度の変化が小さいことを示している。これに反して圧密応力を一定とし鉛直応力を変化させた場合の関係を示す曲線群 KL は間隙比の変化が小さいにもかかわらず、セン断強度の変化が大きい。これはセン断強度に対して鉛直応力の影響が非等容積セン断の場合 (drained shear) には非常に大きいことを示し、砂の場合の内部摩擦角に相当するものが存在することを示している。これは設計のさいに粘土のセン断力を計算する場合に、内部摩擦角を0とし、

図-43(1) 鉛直荷重-間隙比, セン断強度-間隙比の関係

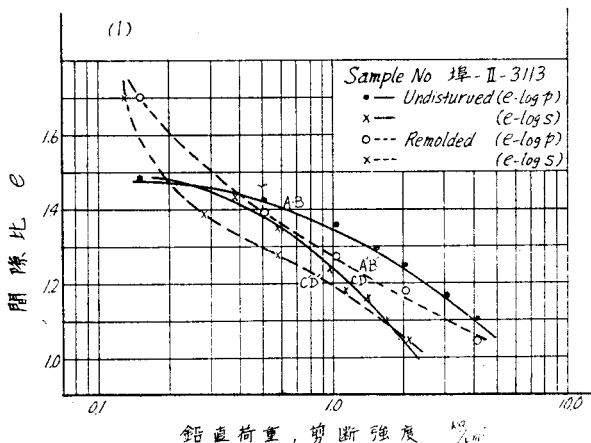


図-43(2) 同上

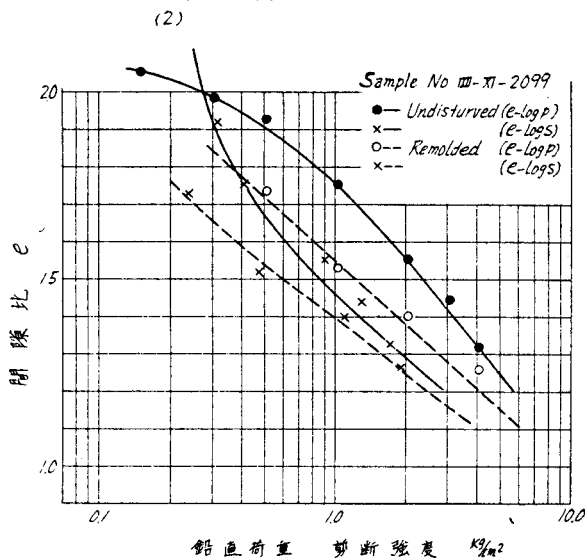


図-43(3) 鉛直荷重-間隙比, セン断強度-間隙比の関係

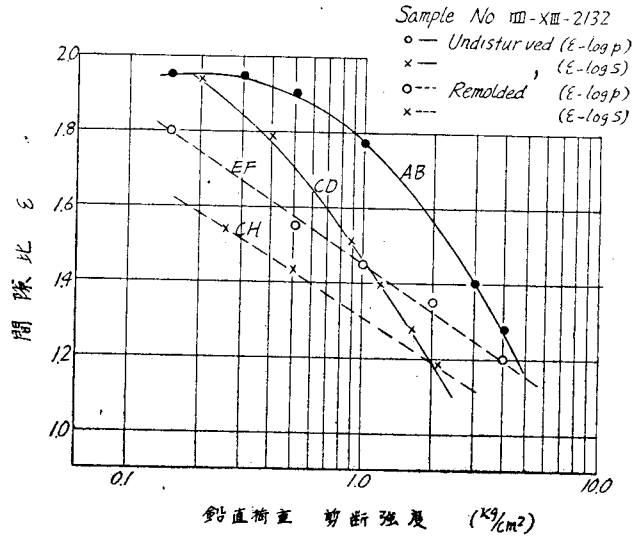


図-43(4) 同上

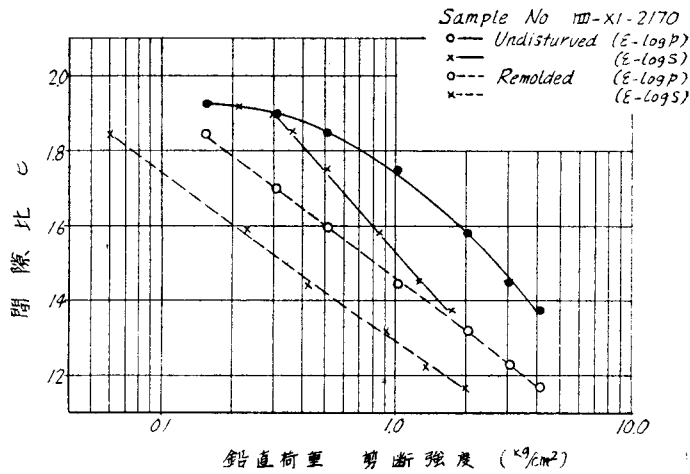


図-44(1) セン断強度-間隙比の関係

(1)

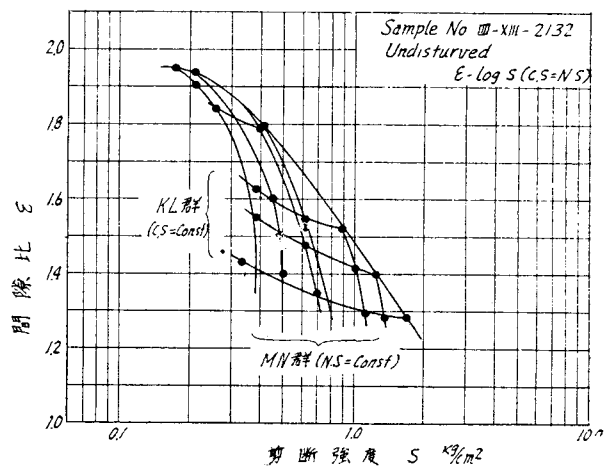
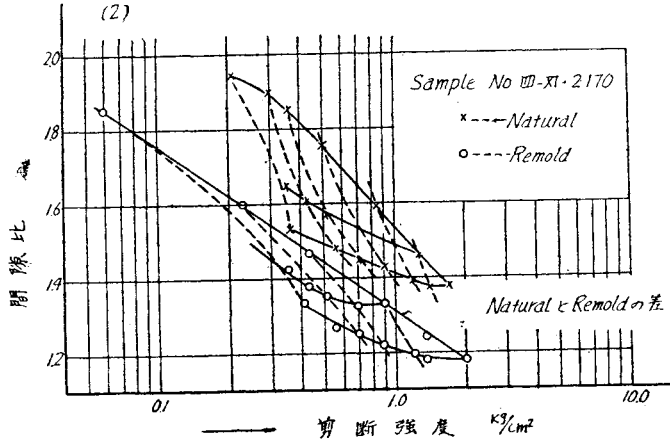


図-44(2) セン断強度-閾値比の関係



粘着力Cのみの値を(多少の修正はあるが)用いることに対して疑問を提出している。攪乱試料の場合には割合に圧密応力の影響が大きく現われている。

以上述べたことによつてえられた結果のおもなるものをまとめてみると、

(a) こね返した試料でも、自然試料の先行荷重以上では自然試料と同一の圧密応力で圧密した場合のセン断強度は自然試料と同じまたはそれ以上になる。sensitivityはこの見地から考えなおされねばならぬ。言いかえると粘土は攪乱を与えられて強度を低下したとしてももし再圧密の機会があれば、自然状態の場合よりもむしろ大きい強度を有することがありうる。

(b) 次節で述べる Krey-Tiedemann の規準は割合によく粘土のセン断強度を説明しており、また一方 drained shear の場合には、粘土でも内部摩擦角が無視しえない程度の大いさで存在することは、鉛直応力がセン断強度に大きく影響していることから主張しうる。

以上の二つの点は、設計のさいのセン断強度の決定方法を考えるときの大きな要素となることは明らかである。これについては § 18. で再び論ずる。

§ 13. Krey-Tiedemann の規準

こね返した粘土のセン断特性を最も簡単に説明するには Krey-Tiedemann の規準によるのがよい。

この方法によると、液性限界付近まで水を加えてよくこねた試料のセン断強度は次式で表わされる。

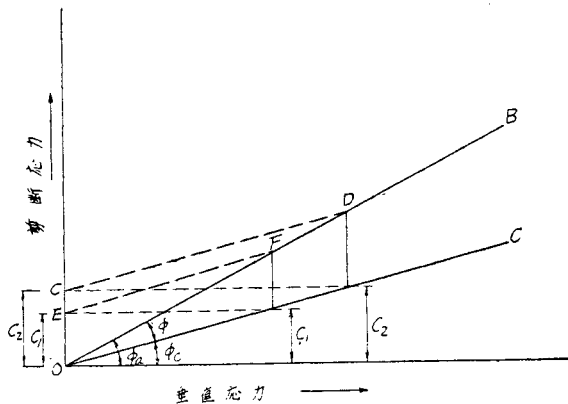
$$S = p_c \tan \phi_c + \sigma \tan \phi \dots \dots \dots (3)$$

p_c : セン断以前に加えた圧密応力, $\tan \phi_c$: 圧密応力による粘着力の増加係数

ϕ : 内部摩擦角, σ : 鉛直応力

(3) 式の第一項は、粘土にセン断される以前に加わつた 圧密応力による粘着力の増加を示すものであり、この式においてはすでに加えた圧密応力に正比例するとしており、クーロンの摩擦法則、

図-45 Krey-Tiedemann の表示法



$$S = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots (4)$$

の c に相当する。

図-45 における OB 線は前節に述べたように

$$S = \sigma \tan \phi_a$$

で表わされる。

OC 線は、 $c = p_c \tan \phi_c$ を示し、粘着力の増加度を表わし、CD、EF 線は、 c_1, c_2 なる粘着力を存する場合のセン断抵抗であつて、傾斜は $\tan \phi$ である。この CD、EF 線が実際には直線とならないことは、前節に説明したとおりである。

横浜港高島三号棧橋付近の粘土について、 0.51 kg/cm^2 を最小鉛直応力として実験し（鉛直応力 0 の場合はセン断が不規則になり実験できない）、その結果から Krey-Tiedemann の規準を用いて求めた ϕ_a, ϕ, ϕ_c の値を説明しよう。

図-46 はこの結果を示す。ただし、図-45 における OC の代りに、鉛直応力 0.51 kg/cm^2 を用いて O'C 線として表わした。これから求めた $\tan \phi, \tan \phi_c$ を圧密応力に対してプロットしたのが 図-47 である。圧密応力の増加に応じて、 $\tan \phi$ が減少し、 $\tan \phi_c$ が増加しているように思われるが、これは、最小鉛直応力として、 0.51 kg/cm^2 をえらんだためと思われるのであまり信用できない。

図-46 セン断強度—鉛直荷重の関係

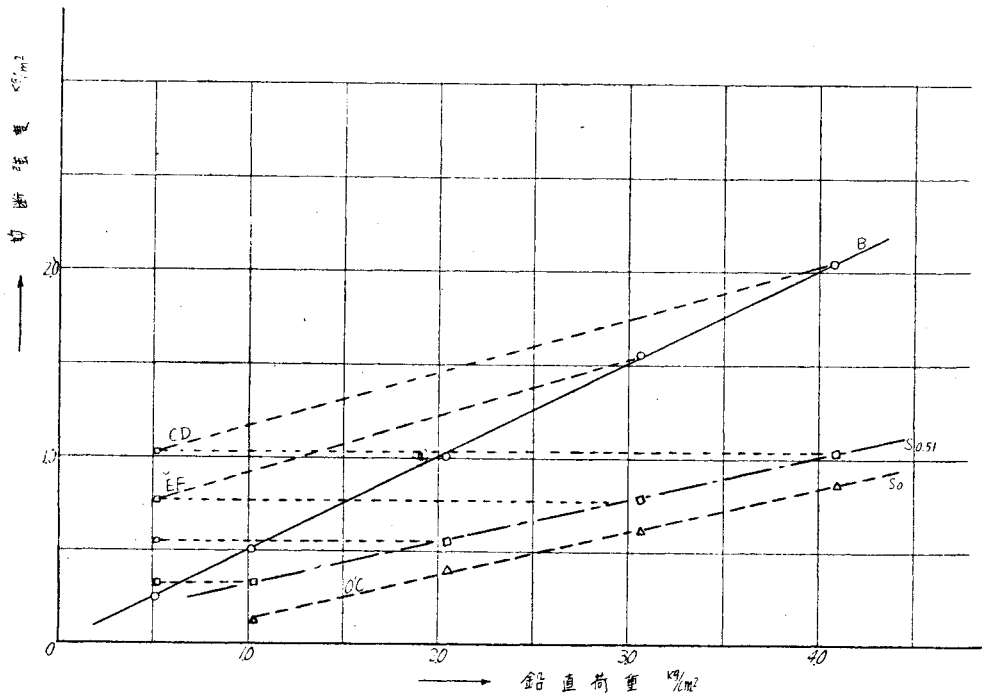
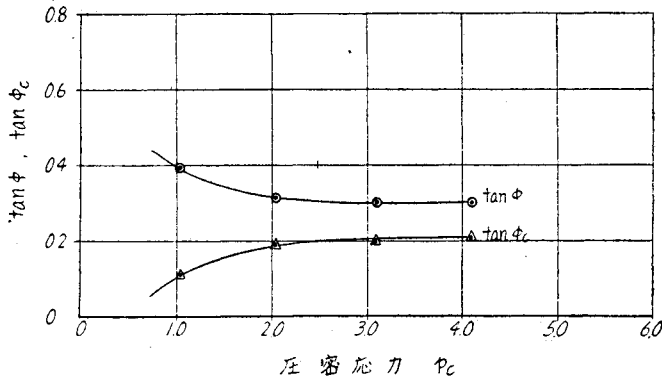


図-47 圧密応力— $\tan \phi_c, \tan \phi$ の関係



$\tan \phi$, $\tan \phi_c$ から ϕ , ϕ_c を求めると,

圧密応力	ϕ_c	1.02	2.04	3.06	4.08
	ϕ	21°20'	17°03'	16°46'	15°57'
	ϕ_c	6°28'	10°54'	11°21'	12°04'

なお前節の例で, CD 曲線の直線部を用いて ϕ を求めると, 埠-III-8241, 四-XIII-2132, 四-I-2170 において, ϕ は, 14°05', 9°45', 13° となる。

以上の例から, 圧密応力による粘着力 c の増加に対する概略の姿がわかるし, また, 前節にも述べたように, 条件さえととのえば, すなわち非等容積せん断のようなせん断現象が現場において期待される場合には, 粘土の場合でも, 内部摩擦角として, 10°~15° の値が採用しうることがわかる。これは次節以下で述べる dilatancy 及びせん断にともなう圧密の面から再び論ずる。

§ 14. drained shear 中における容積変化

せん断にともなう膨張または収縮, それにともなう粒子構造の変化, したがってまたその際の粒子構造の応力すなわち有効応力と中立応力の発生等の状況が, 現場におけるせん断抵抗値を推定する場合の基本的条件となる。これを drained shear test によつてえられた結果によつて考察する。

(1) 直接せん断試験中における容積変化 せん断中において粘土の容積変化は, せん断現象を解明する上の重要な要素である。直接せん断試験機によつて drained shear を行つた際の容積変化のうち代表的な例を図-48 に示す。図の上部に示した曲線 A は, せん断中に膨張を起す例で横軸はせん断応力である。また曲線 B は横軸にせん断変位をとつたものであり, A' 曲線は収縮を起した例であり, B' 曲線は B 曲線に対応する。

A, A' 両曲線にみられるように, わづかの膨張または収縮によつて, せん断応力はその最大値に到達し, その後は, 膨張収縮が進行してもせん断応力は変化しない。一方 BB' 両曲線の示すように, せん断変位と, 膨張収縮は直線的に変化してゆく。この図に示したものはほんの一例にすぎないが, 大体, せん断中における容積変化を示すものと考えてよいと思われる。

図-48 の A, B 曲線に関する物理的な検討は後日にゆづるが, せん断中において粘土が膨張するかどうかは実際には非常に重要な意味を有する。膨張を起す場合には, 實際上粘土は主応力及びせん断応力による圧縮を受けないことを示し, したがって中立応力によつて迂り面上において鉛直応力の一部が中立応力によつて受け持たれることがなく, 内部摩擦角が十分に計算に入ることができる状態にあることが考えられる。これに反して収縮が起ることは迂り面上において鉛直応力の一部が中立応力によつて減少するが, またはなほだしい場合には remolding が大きく垂直応力のほとんど全部が中立応力によつて取られてしまうことが考えられるのである。

膨張を起すか収縮を起すかについては, 圧密応力と鉛直応力の大きさの比率が決定的な要素であるように思われる。これは砂の場合に critical void ratio (限界間隙比) が鉛直応力の大ききによつて異なつてくると同じような事情にあると思われるが, 粘土の場合には, 圧密応力と鉛直応力の比をもつて表現した方がはつきりする。これを critical consolidation-normal stress ratio (critical C.N. ratio, CN 比) とかりに名づけることにしよう。

図-48 直接せん断試験中における容積変化

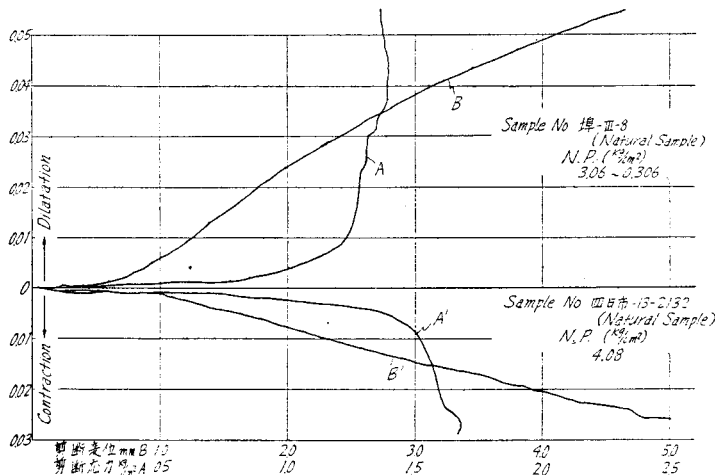


図-49(1) セン断変位 2 mm における
膨脹収縮量

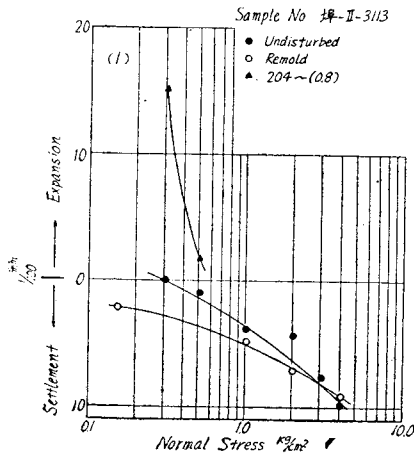


図-49(2) 同 上

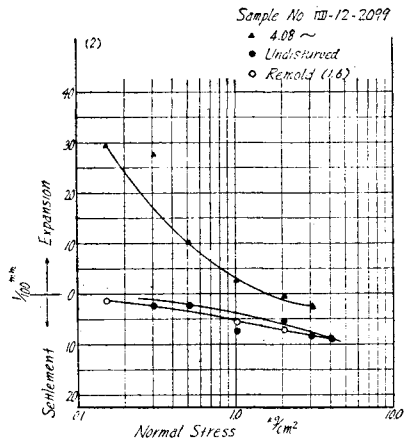


図-49(3) 同 上

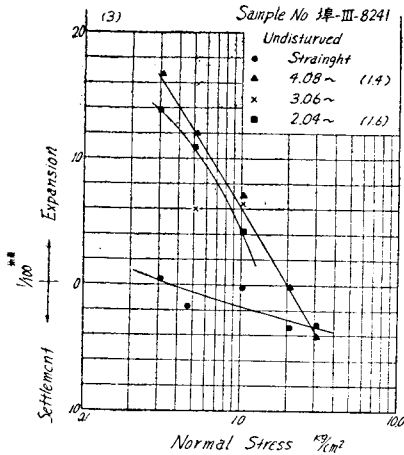
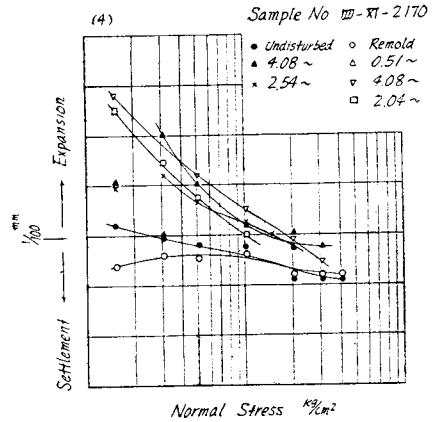


図-49(4) 同 上



う。

セン断変位 2 mm のさいの膨脹及び収縮量を鉛直応力に対してプロットしたものが図-49(1,2,3,4,5)である。これによると圧密応力の影響の大きいことがわかる。これから CN 比を拾うと、側面摩擦のために(圧密の項参照)膨脹はいくぶん妨げられるとは思われるが、CN 比の大略の値として、0.4~0.55 をえらんでよいと思われる。すなわち、圧密応力の 40~55% 以下の鉛直応力を用いるときには、セン断中に膨脹を起すと考えてよい。

セン断中における膨脹収縮にともなう間隙比の変化とセン断応力の関係を示したのが図-50(1,2)である。この図からセン断中膨脹のさいは、セン断ヒズミが極大値を持つことが多いが、収縮のさいには、セン断応力が収縮にともなつて増大し続けるものが多いことに気がつく。これは収縮にともなつて間隙比が減少し、それにともなうセン断応力の増大が起ると考えれば容易に理解しうる。

図-49(5) 同 上

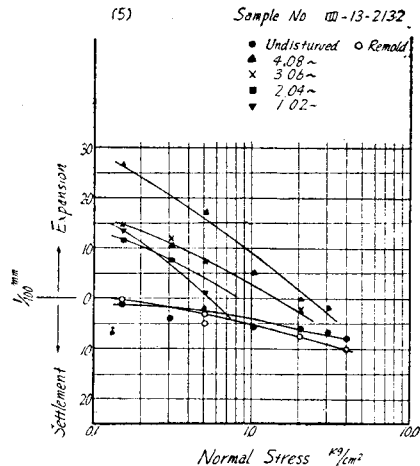


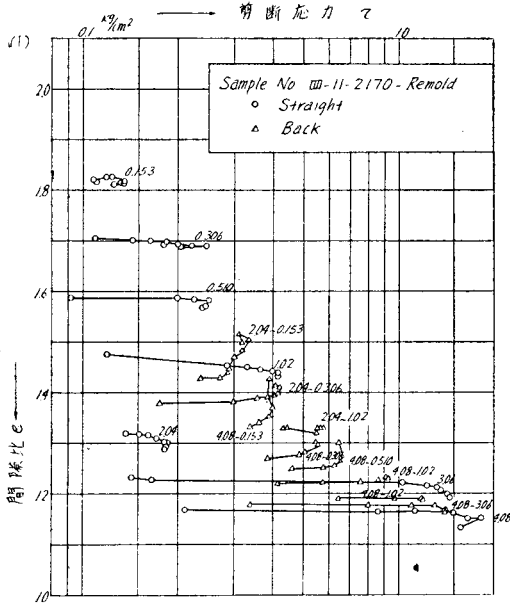
表-13

試料名	埠-II-3113	四-XI-2079	埠-III-8241	四-XI-2170	四-III-2132
圧密応力	2.04	4.08	4.08 2.04	4.08 2.54 2.04(R) 4.08(R)	4.08 3.06 2.04 1.02
CN 比	0.41	0.39	0.47 0.79	0.49 0.55 0.48 0.44	0.51 0.48 0.4 0.54

(R) はこね返し試料その他は自然試料

(2) 直接せん断のさいの応力に関する検討 主としてせん断中における収縮に対する考察を行うこととする。砂のせん断のさいの膨張収縮に主としてせん断面付近の砂粒子の配列変化によつて説明されている²⁶⁾のであるが、粘土の場合には、膨張に関しては、砂の場合と類似の説明で大体の解釈ができるが、収縮の場合には、せん断のさいの主応力の増大及び主応力面の傾斜の変化及びせん断ヒズミによつて起される粒子配列の変化とこれに対応する圧密という点から考えねばならない。

図-50(1) 直接せん断中の膨張収縮ともなう間隙比の変化とせん断応力



せん断のさいの主応力の増大及び主応力面の傾斜の変化及びせん断ヒズミによつて起される粒子配列の変化とこれに対応する圧密という点から考えねばならない。

せん断中における試料内の応力解析にはモールの応力円によるのが便利である。せん断面は水平であるから図-51のA点において、直線AOに切する円を画けば、これが応力円となる。A点の示す σ_N , τ は試料に鉛直に加えた鉛直応力及びせん断時のせん断応力を示す。このさいの主応力面はBC', BCの示す方

図-51 直接せん断試験におけるモールの円

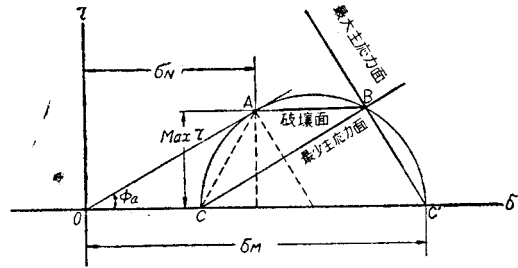
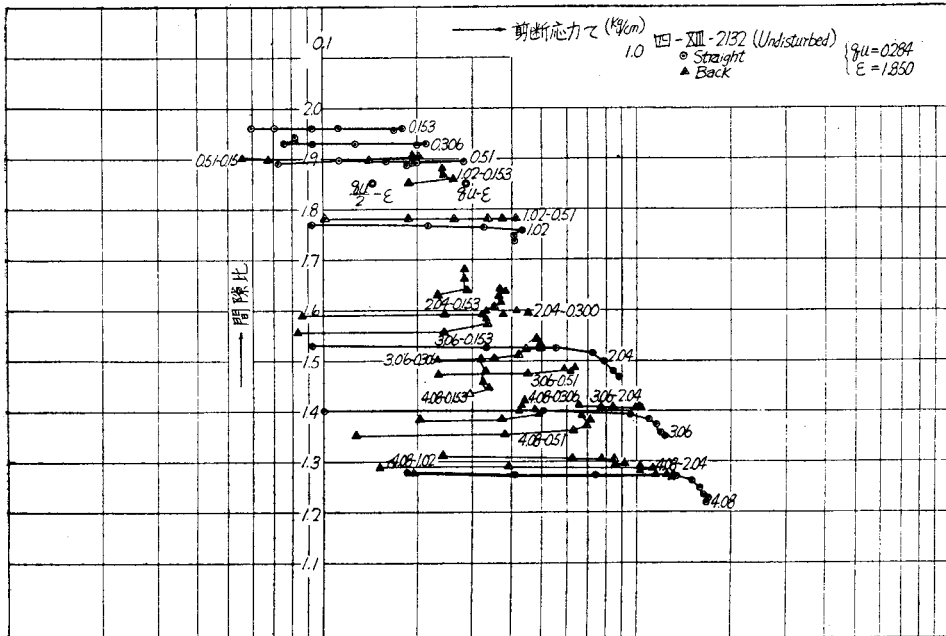


図-50(2) 同上



向であり、主応力はOC, OC' によつて表わされる。このことからただちにわかることは、セン断じりの起つている瞬間においては、試料内の主応力は鉛直応力より大きく、かつ鉛直面から傾いていることである。セン断以前においては、試料容器の側面摩擦を無視すれば圧密応力は主応力であり、水平方向には静止土圧が作用し、これらの応力に対応して圧密が完了していたわけである。しかるにセン断じりの生じているさいには主応力は鉛直応力より大きく、また方向が変化している。したがつて、主応力の増大及び主応力面の回転にともなう圧密が起つているはずである。

セン断中の最大主応力の大きさは、見掛けの摩擦角 ϕ_a を $20 \sim 27^\circ$ として、概略値を出す²⁷⁾

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \sigma_N \times \frac{1}{1 - \sin \phi_a} \\ \sigma_M &= 1.51 \sigma_N (\phi_a = 20^\circ) & 1.82 \sigma_N (\phi_a = 27^\circ) \\ \sigma_N &= 0.66 \sigma_M (\text{ " }) & 0.55 \sigma_M (\text{ " }) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となる。こゝに σ_M : 最大主応力, σ_N : 鉛直応力

したがかつて、圧密応力が、鉛直応力 σ_N の 1.51~1.82 倍、逆に言うと CN 比が 0.55~0.66 以下の場合には主応力の増大による圧密はあまり起らないことになる。この値は実験で求めた CN 比 0.4~0.55 よりは大きい、これは、主応力面の傾斜及びセン断ヒズミによる収縮の影響による差であろう。

主応力面が傾斜すると、その傾きにおける圧密がいかに行進していたかが問題となる。圧密過程においては側面摩擦を一応無視すると鉛直方向と水平方向が一応主応力面に近いものであり、水平方向には圧密応力に静止土圧係数 K_R をかけたものが主応力として働いている。これは通常 0.45~1.00 と考えられ圧密応力より小さい。したがつて試料は水平方向には鉛直方向よりも圧密されやすいことがわかる。すなわち非常に大雑把な言い方ではあるが先行応力が垂直方向で最大、水平方向で最小、その他の方向ではその中間値をとることが予想される。

圧密応力の方向変化による圧密増加は、自然状態の粘土の鉛直水平方向の圧密係数の差から推測しよう。これは sand drain 工事の際には必要な係数であり、当研究室で尼ヶ崎及び塩釜港の粘土について行つた圧密試験結果を図-52に示した。

この種の実験は技術的にきわめてむづかしいので量的に明確には求められなかつたのであるが、この図において明確にみられることは先行荷重以下において、体積変化率 m_v が、水平方向では鉛直方向よりも非常に大きく、尼ヶ崎の粘土で2倍、塩釜の粘土で3倍程度になつていることである。

以上の実験から、主応力が増大しなくてもその方向変化によつて圧密現象が発生することが了解できる。

以上のことから直接セン断試験のさいには、主応力の増大と主応力面の傾斜による圧密が起り、セン断中にお

図-52(1) k, m_v の水平方向および鉛直方向の比

(1)

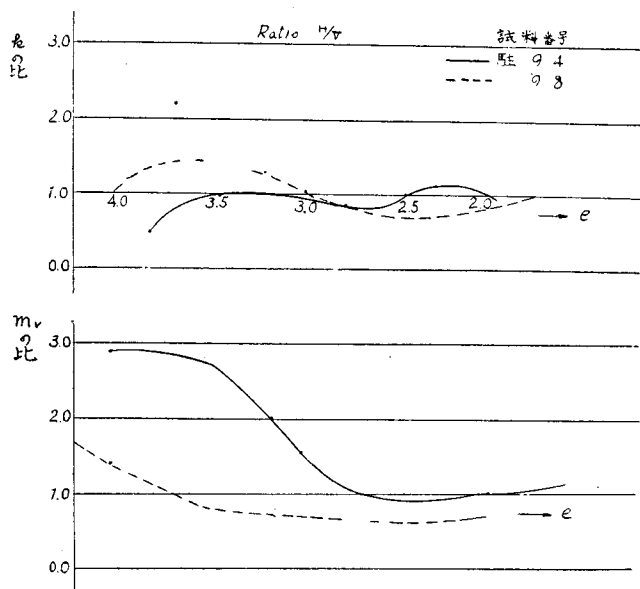
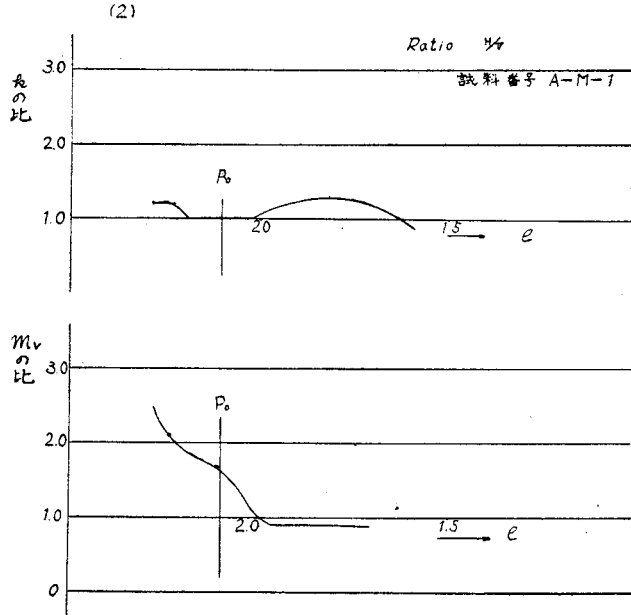


図-52(2) k, m_v の水平方向及び鉛直方向の比

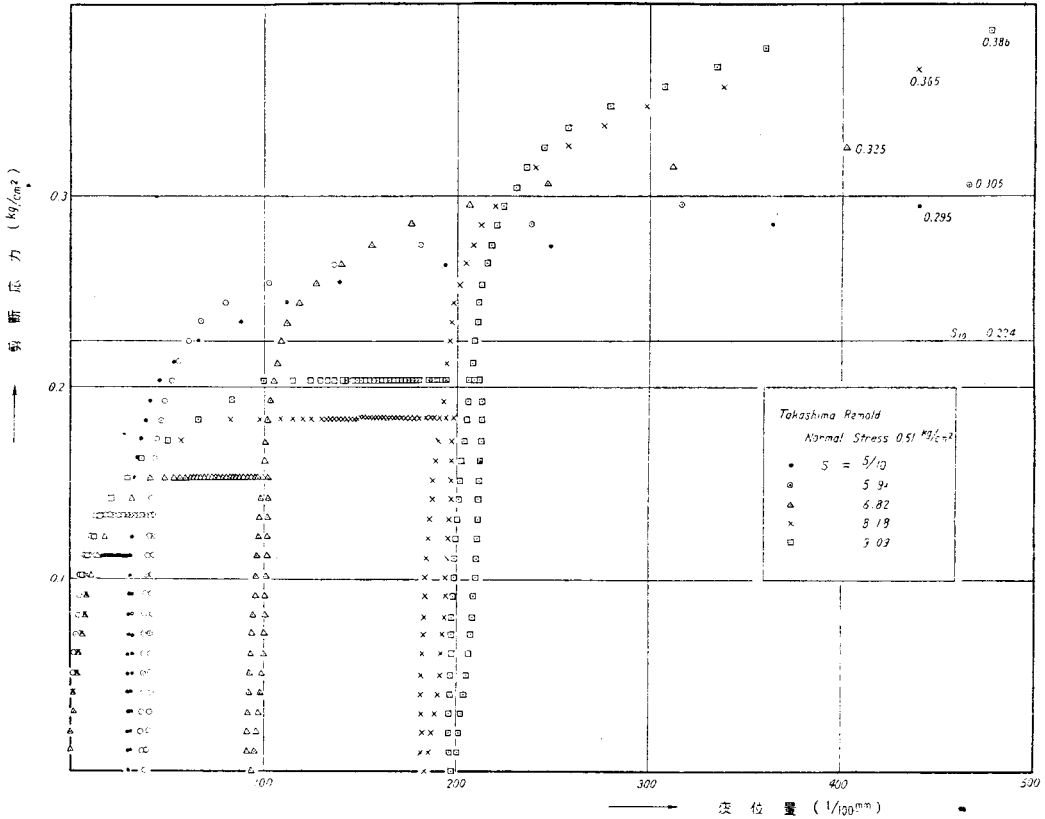


ける収縮には、これらの圧密現象がともなうことを知った。セン断中に膨張を起すか収縮を起すかが、セン断強度の推定に当つて重要な条件であるから、セン断にともなう圧密の解析が重要になる。

§ 15. 直接セン断においてセン断応力による圧密に関する実験、セン断圧密

(1). セン断圧密 直接セン断中における収縮を理解するためには (a) 主応力の増大, (b) 主応力面の回転,

図-53 セン断変位—セン断応力曲線



(c) セン断面付近のセン断変形による粒子配列変化にともなう収縮圧密の三つの要素を解析することが必要であることを前節において述べた。次に述べる実験は、定荷重式の直接セン断試験機を用いてセン断クリープを研究する試験を行つたさいに一定セン断応力による圧密が求められたので、このセン断応力による圧密現象を中心として試験結果をまとめたものである。

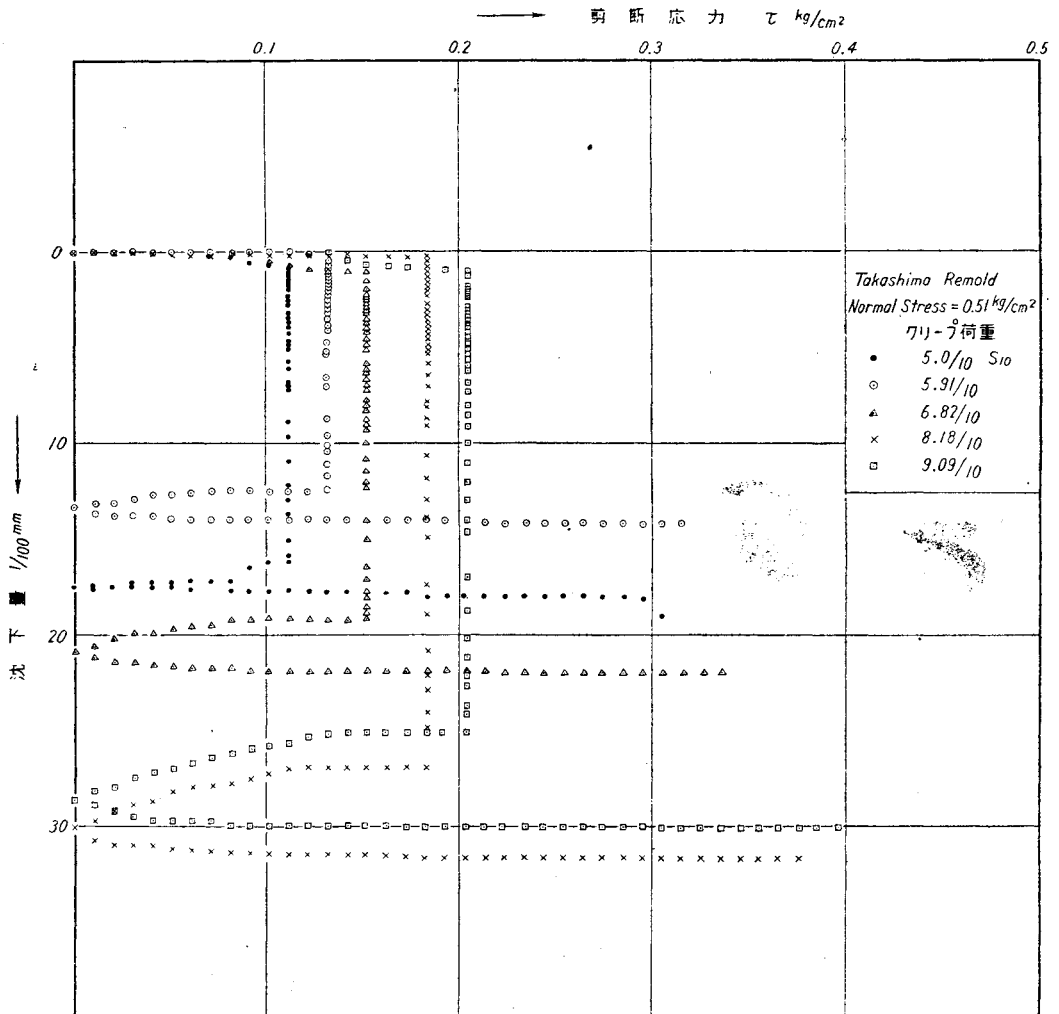
使用した試料は §3. に述べた横浜港高島三号棧橋付近の粘土でこね返したものをを用いた。

試験の順序は、まず、圧密応力 0.51 kg/cm^2 で圧密し、これを鉛直応力としてセン断し、セン断応力として 0.224 kg/cm^2 をえた。ついで、このセン断強度 0.224 kg/cm^2 の $5/10, 5.91/10, 6.82/10, 8.18/10, 9.09/10$ のセン断応力を加えて圧密が完了するまで放置し圧密完了後セン断荷重を0まで戻し、ついで再びセン断を続行した。

セン断抵抗と変形の関係を示したものが 図-53 である。この図において、セン断荷重を一定に保つたときのセン断クリープが図中の水平部分となつて現われている。このクリープを継続させた時間は3時間である。このセン断クリープに関する議論は試験の完了をまつて、他の機会に行ふこととし、本節においては、セン断クリープ進行中における収縮のみに着目して説明しよう。図-54 はセン断荷重と収縮の関係を示したものである。図中の鉛直線は一定セン断荷重のもとにおける収縮をなしている。

この図において注目すべきことは、セン断クリープを3時間で止め、ついでセン断荷重を0まで戻したときの収縮が相当大きく、この傾向はセン断荷重が大きいくほど大きい。この原因は、よくわからないが一応考えられることは、セン断クリープ中においてセン断方向に粒子配列が安定していたのに対して、逆方向にセン断ヒズミを与えたために、粒子配列が再び変化したことである。また、セン断荷重を0に戻したのちのセン断(再セン断)

図-54 セン断応力と沈下量の関係



のさいには、セン断中における収縮がきわめて微量であり、セン断クリーブを起させたセン断荷重の大小に関係なく一様にみられることが目立っている。

一方、セン断クリーブ中における収縮を圧密試験のときと同じように $\log t$ に対して示したものが図-55である。これをみると、曲線の型は圧密曲線ときわめて類似している。これは、主応力の増加及び主応力面の傾斜による収縮は一種の圧密現象であり、また、セン断変位によつて起つた粒子配列変化による収縮も、セン断面付近の中立応力の発生にもなる圧密現象であることを考えれば当然である。この圧密のさいの圧密係数を求めたのが表-14である。もちろん、主応力の方向がわからないので、一応圧密層の厚さを試料の厚さと同一にとり、圧密方向を鉛直方向とした。これによると、圧密係数 c_v は $0.9 \times 10^{-2} \sim 2.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ の比較的狭い範囲にあり、通常の圧密試験によつて求めた値 $1.79 \times 10^{-2} \sim 2.07 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ にきわめて近似している。したがつてセン断クリーブ中における収縮は一種の圧密現象と考えてさしつかえない。しかしながらさきに述べた圧密の三つの要因のいずれが支配的なりや、すなわち、三つの原因の量的な分離は現在の段階では無理であるが、再セン断過程において、セン断クリーブを起させたさいのセン断荷重の大小に関係なく、収縮が非常に小さいことは、このセン断クリーブ及び0に戻す過程において、セン断ヒズミによる粒子配列変化にもなる圧密は完了してゐたと考えてもよいと思われる。

図-55 セン断クリーブ中における時間-沈下曲線

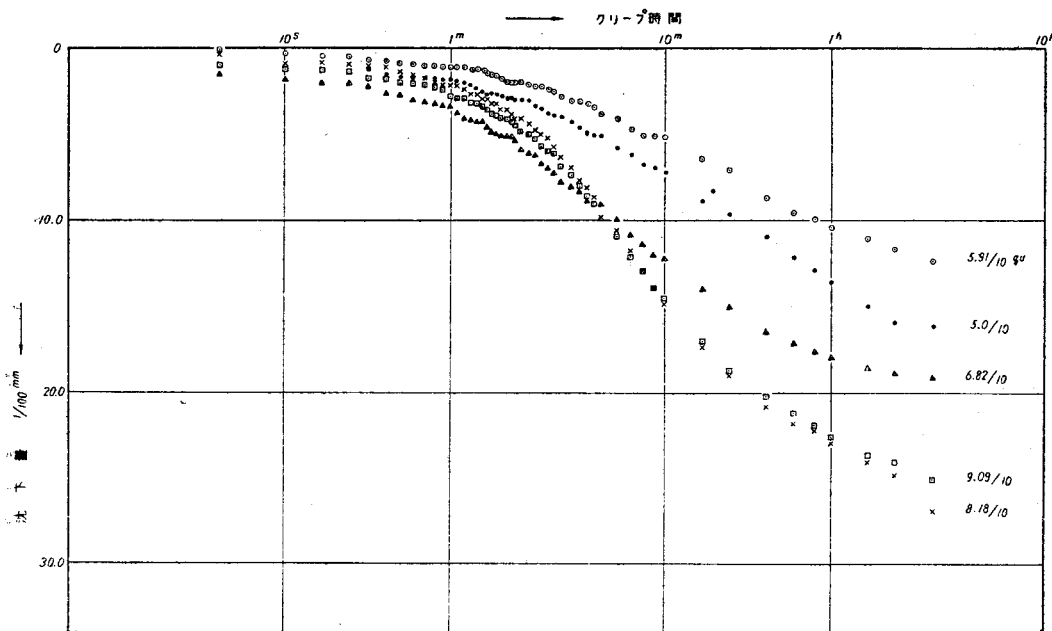


表-14 セン断クリーブ中の圧密における圧密係数
(試料：高島のこね返し資料)

N.L. (kg)	N.P. (kg/cm ²)	($\frac{H'}{2}$) (cm ²)	($\frac{H'}{2}$) ² (cm ²)	t_{50} min	c_v (cm ² /min)
圧密試験による C_v					
10	0.510	0.905	0.819	7.8	2.07×10^{-2}
40	2.040	0.762	0.508	6.4	1.79×10^{-2}
80	4.080	0.702	0.493	2.0	4.86×10^{-2}
セン断クリーブ中の圧密による C_v					
	0.51	0.898	0.806	7.8	2.03×10^{-2}
5.0		0.784	0.615	12.4	9.78×10^{-3}
	0.51	0.885	0.783	8.0	1.93×10^{-2}
5.9		0.761	0.573	9.0	1.27×10^{-2}
	0.51	0.899	0.808	8.8	1.83×10^{-2}
6.82		0.788	0.621	5.0	2.45×10^{-2}
	0.51	0.900	0.810	9.1	1.75×10^{-2}
8.18		0.790	0.624	5.1	2.41×10^{-2}
	0.51	0.899	0.808	9.3	1.72×10^{-2}
9.09		0.786	0.619	5.5	2.21×10^{-2}

この問題に関しては研究の完了を待つて別の機会に発表したい。

次に、セン断クリープ及びそのさいの収縮にともなうセン断強度の増加についてのべる。いずれの場合もセン断クリープを起させた後のセン断強度が増加し、下表ようになる。

表-15

クリープセン断荷重	0	5/10	5.91/10	6.82/10	8.18/10	9.09/10
セン断強度	0.224	0.295	0.305	0.325	0.365	0.386
増加(%)	0	32	36	45	63	72

これを図-56に掲げた。セン断強度はクリープを起させたときのセン断荷重に対してやや直線的に増加している。セン断荷重によるセン断クリープ(セン断クリープ荷重と名づける)セン断強度の増加を圧密荷重の場合に換算してしてみよう。これには便宜的に Krey-Tiedemann の方法によるのがよい。

$$s = p_c \tan \phi_c + \sigma \tan \phi$$

において §3. に求めた結果から $\tan \phi_c = 0.2$, $\tan \phi = 0.3$ にとると, σ は一定であるから,

$$P_c = \frac{s - 0.153}{0.2}$$

となる。これから P_c を計算すると表-16 の如くである。

表-16

クリープセン断荷重	0	5/10	5.91/10	6.82/10	8.18/10	9.09/10
換算圧密荷重 (p_c)	0.51	0.71	0.76	0.86	1.06	1.14
増加(%)		39	49	68	106	124

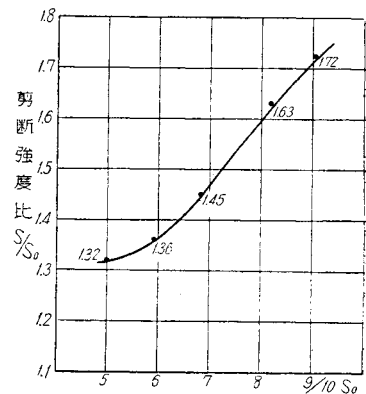
見掛けの摩擦係数 $\tan \phi_a = 0.5$ から $\phi_a = 26^\circ 30'$ をとり, (5) 式と同様に $\sigma_M = \sigma_N \times 1.83$ をうる。ここで $\sigma_N = 0.51$ にとると $\sigma_M = 0.93 \text{ kg/cm}^2$ となり, 1.14 kg/cm^2 よりも小さい。すなわち, セン断強度に等しいクリープ荷重 (10/10) によつてクリープを起させたと仮定した場合の最大主応力は 0.93 であつて 9.09/10 の場合の 1.14 にくらべてかなり小さい。これによつて, 主応力の増大による圧密は相当明確に説明できるのであるが, この圧密以外の要素の影響もかなり存在することがわかる。また圧密荷重 1.14 kg/cm^2 に対し, 垂直応力 0.51 で CN 比が 0.45 であるにもかかわらず膨張が起つていないことは, 換算圧密荷重が通常の圧密荷重とはやや異つた作用をすることを示していると思われる。

以上述べたことにより, セン断中における収縮は砂の場合と異なり, 圧密現象がセン断中に起ることがわかつた。砂の場合にはセン断ヒズミによる粒子配列の変化による収縮が支配的であるが, 粘土の場合には, 主応力の増大, 及び主応力面の回転が収縮をともなうことがわかつたわけである。粘土がセン断中において収縮を起す場合には中立応力が発生し, 粒子構造に加わる鉛直応力を低下させ, したがつてセン断のさいに鉛直応力の全部が有効応力として作用するわけではない。このために, 収縮の場合と膨張の場合ではいちじるしくセン断現象が變つてくることが予想される。現場におけるセン断現象が起るさいの応力条件を検討し, それに応じてセン断抵抗値を定めねばならない。これに関しては後節で再び検討するがここではセン断にともない圧密現象の存在を強調しておく。

(2) 直接セン断中における中立応力に関する考察 設計のさいに, 粘土地盤において, 粘土の摩擦角を 0 とし, 粘着力として $9u/2$ をとり, 粘着力のみで計算する方法が現在最もよく行われているやり方である。この場合には送り面上の鉛直圧力(通常は土被り重量)はセン断抵抗と無関係として取扱うのであるから, 実際とは異なる計算をする危険性がある。セン断中において中立応力が発生し, このために垂直応力の一部が粒子構造に加わらないため内部摩擦角が十分作用しないという考え方と, 内部摩擦角それ自体が小さいのでこれを無視しようということが, 内部摩擦角を計算の際, 取入れないというやり方の根底に横たわつている思想であるように思われる。

Taylor²⁸⁾は粘土のセン断抵抗の計算のさいに, 内部摩擦角を考慮に入れるべきことをほのめかしているが, この場合, 粘土の ϕ 及び c の決定方法は等容積セン断試験を用いるべきことを主張している。これは, 非等容積セ

図-56 セン断クリープ荷重とセン断強度



ン断のさいとは、セン断中の容積減少によつて、中立応力を粒子構造の応力、すなわち、有効応力に転換するために drained shear によつてえられたセン断抵抗値が実際の場合よりも大きくなる場合がありうるという思想である。

このセン断中における中立応力の問題に関係して、直接セン断中における中立応力に関して考えてみよう。

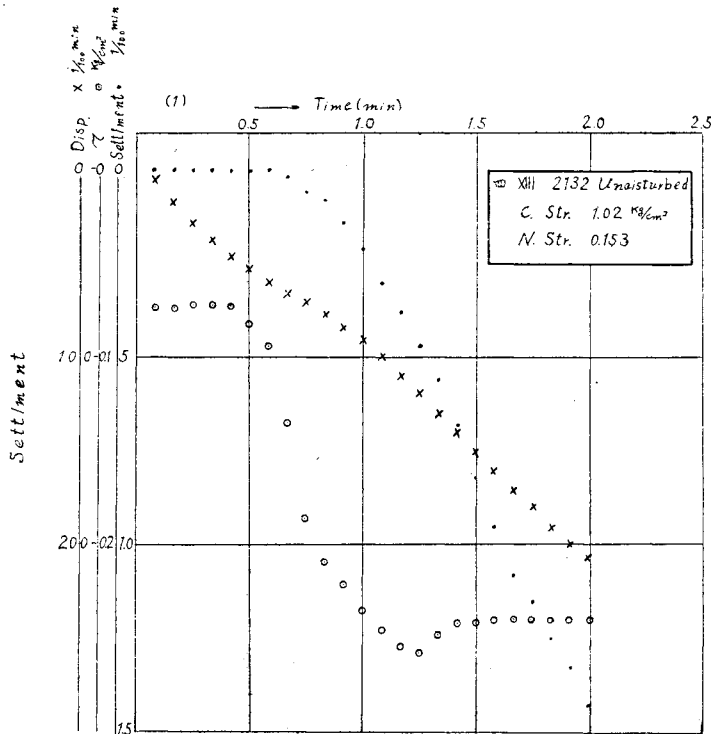
まづ第一に中立応力の物理的意義であるが、これは圧密の項でくわしく論じたが、粘土層中において、動水勾配 $(i = \frac{\partial w}{\partial z})$ が、発生した場合に間隙水の流れが生ずる。このさい間隙水流は粘土の単位容積当り i なる流水抵抗を与えるのである。すなわち、間隙水流は i なる質量力を粘土に与えることによつて、粘土に加わつた荷重の一部を受持つているのである。通常水圧が荷重の一部を受持つと言われているが、水圧ではなく、水流が荷重を支えていると考えた方が、現象を理解する上に好都合である。

次に直接セン断によつて、圧密応力の下で圧密を完了させ、これをそのまま鉛直応力としてセン断した場合について考えよう。

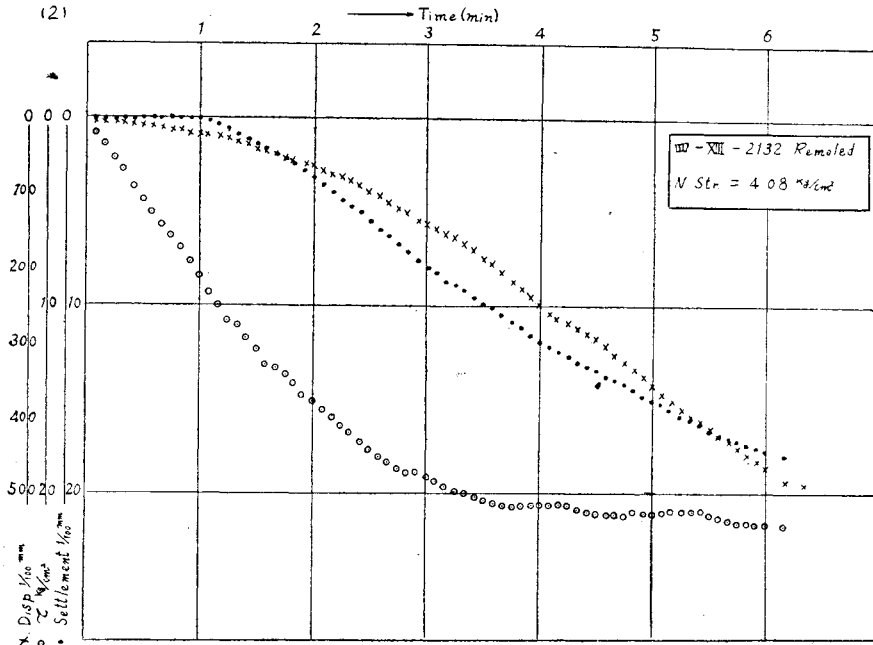
圧密応力 P で圧密が完了していれば粒子構造は P なる応力に対応しており、中立応力は 0 となり、間隙水は静水圧分布をしている。この状態でセン断を始めると、中立応力はすでにのべたように、(1) 主応力の増加、(2) 主応力面の回転、(3) セン断ヒズミ等によつて発生する。中立応力が発生すれば間隙水流が起り、セン断ヒズミによる中立応力が小さいときは現象の最初においては、有効応力の変化は起らないと考えてよい。しかし、セン断応力による圧密現象は通常圧密と同じ程度の時間的の長さを有している。

一方セン断試験のさいにセン断に要する時間は 2~4 分であつて、圧密のさいの t_{50} (50% 圧密に要する時間) が 10 分程度であるのにくらべると、セン断は非常に早く終了している。その上、セン断面は試料の厚さの中央部であつて、この部分は圧密のさい最もおそく完了する部分である。したがつて直接セン断のさいには、セン断応力によつて発生する中立応力は、セン断現象にはほとんど影響を与えないことがいえる。図-57(1,2,3,4,5) は、セン断変位、セン断応力、及び収縮を時間軸に対してプロットしたものであり、セン断応力は 2~4 分で極限值に達するにもかかわらず沈下はまだその初期の状態にあることが明白にみられる。以上のことから、圧密応力の下で圧密を完了した粒子構造の応力、すなわち有効垂直応力はセン断中において、中立応力とほとんど無関係にそのまま作用していると考えてさしつかえない。

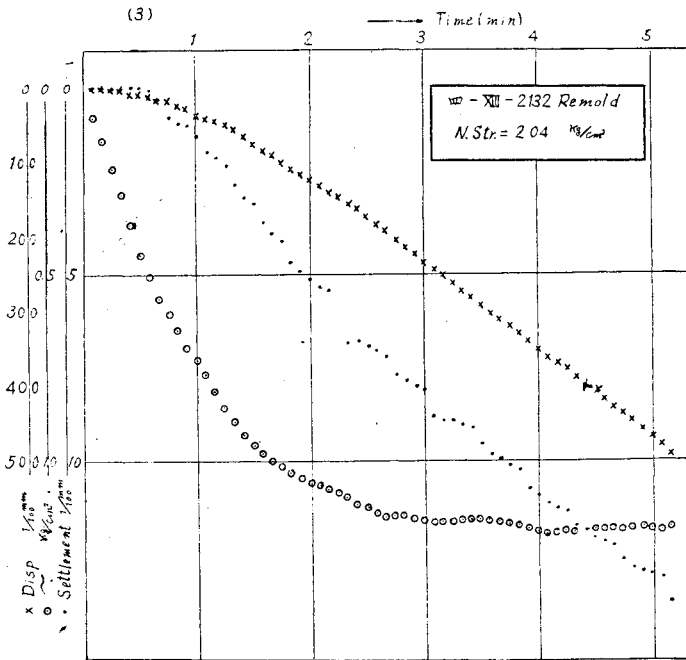
図-57(1) セン断変位、セン断応力、収縮膨脹の時間的關係



図一57(2) セン断変位, セン断応力, 収縮膨脹の時間的曲線



図一57(3) 同 上



参考までに、振りセン断²⁹⁾のさいのセン断応力と収縮の時間的経過についてのべよう。振りセン断のさいにはセン断変形が全断面にわたって生ずるので、セン断ヒズミを生ぜしめるために端面で与える回転角が大きい。これは、直接セン断の場合のように、与えたセン断変位そのものが、セン断ヒズミとなるのではなく、回転角のうち相当部分が、ヒズミとしてではなく移動として作用しているためにヒズミの与え方が非常におそい(振りセン断では半径 4.0 cm の箇所ではセン断変形速度 0.02 mm/sec で、直接セン断では変位速度 0.02 mm/sec)。図一58

図-57(4) セン断変位, セン断応力, 収縮膨張の時間的曲線

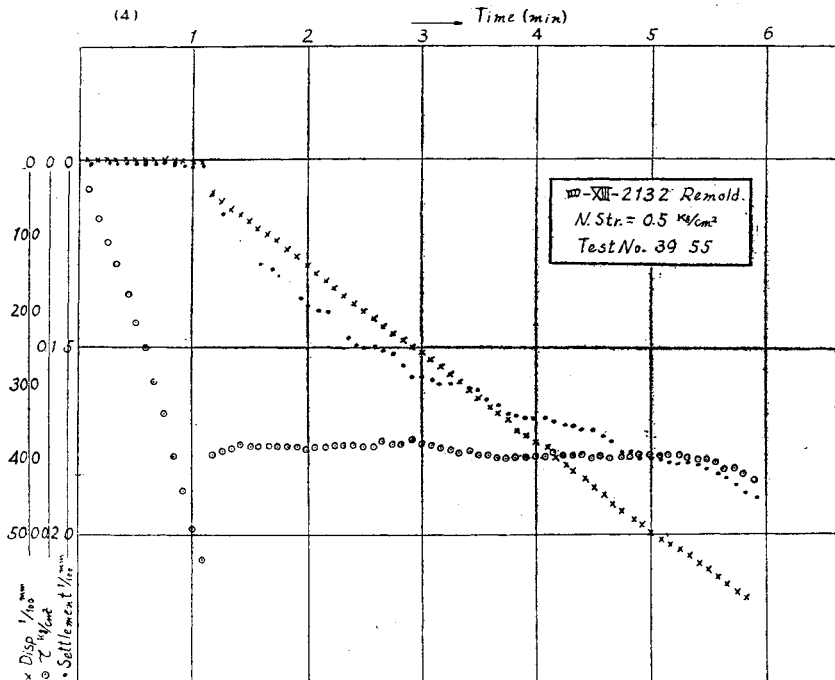
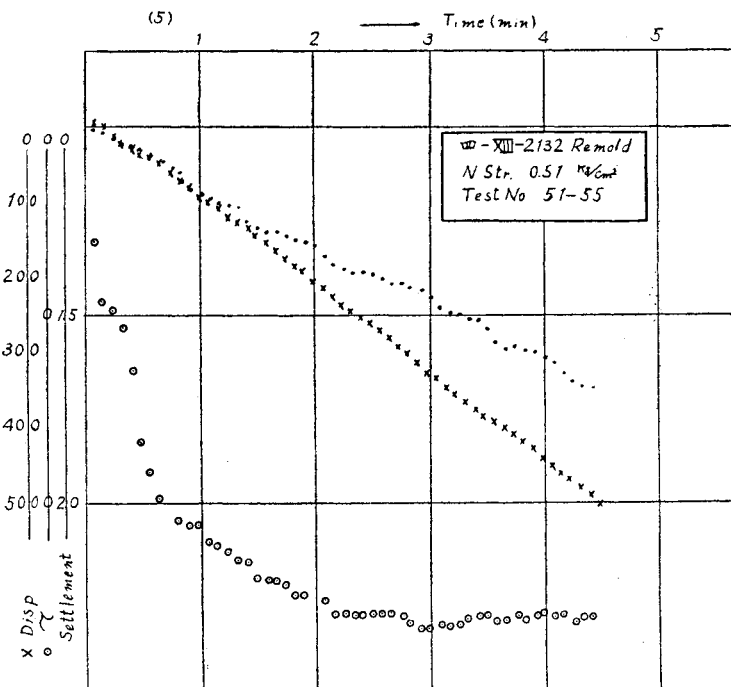


図-57(5) 同上



(1,2,3) にみられるように、セン断応力が極限值付近の値をとるに要する時間は 10~50 分である。振りセン断の場合、試料の厚さは直接セン断の場合の 2 倍であるため、 t_0 は 40 分程度である。この場合でも、セン断面は層中の最も弱い部分で生じ、その面上のセン断応力がセン断強度として現われるのであるから、セン断応力によつて発生した中立応力の影響（圧密の進行による有効応力の増加）はあまり大きくないと思われる。これ

は、次節にのべるように、振りせん断強度は直接せん断強度よりもいくぶん大きくなっていることから推察しうる。

以上のことによつて、直接せん断のさいに、せん断変位を与えることによつて試料内に生ずる主応力その他の要素による中立応力の増加傾向の影響は実際上はせん断強度に関しては無視することができ、したがつて鉛直応力がそのまま有効応力として作用しているといふことができる。

図-58(1) 振りせん断試験におけるせん断応力、収縮の時間的關係

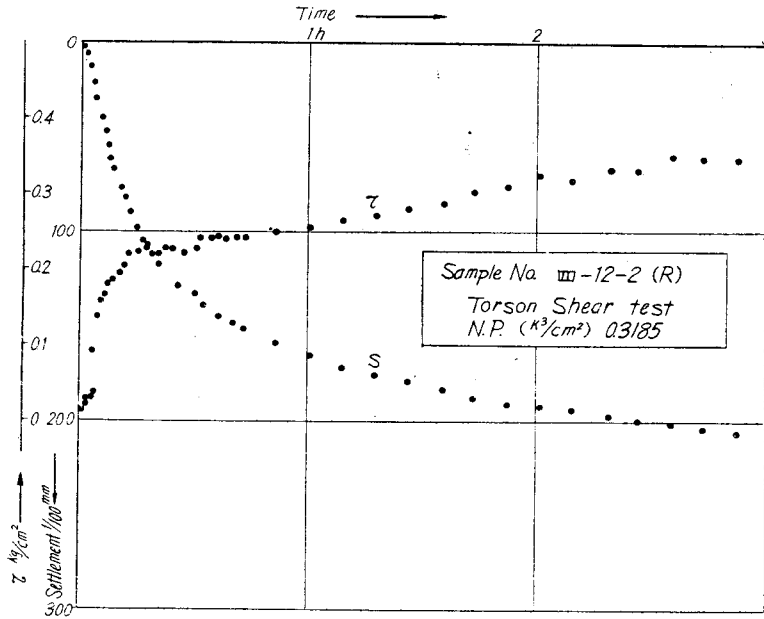


図-58(2) 同 上

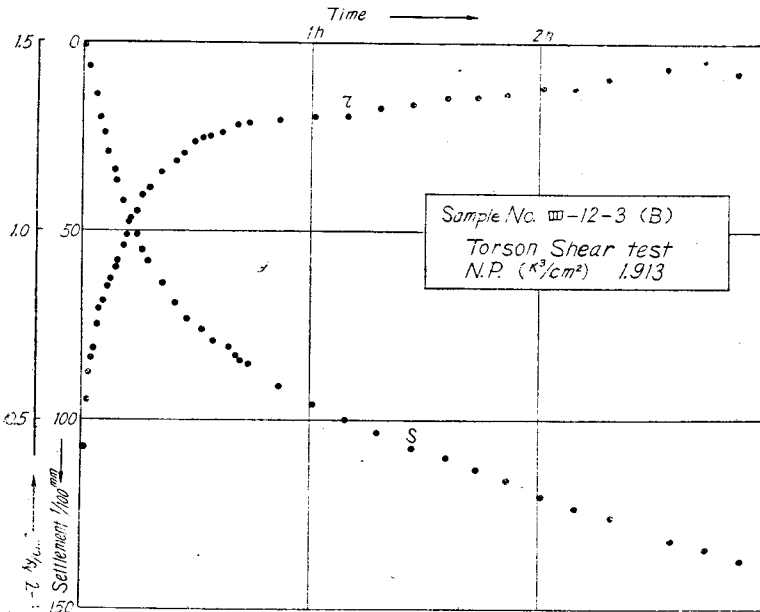


図-58(3) 換りせん断試験におけるせん断応力、収縮の時間的曲線

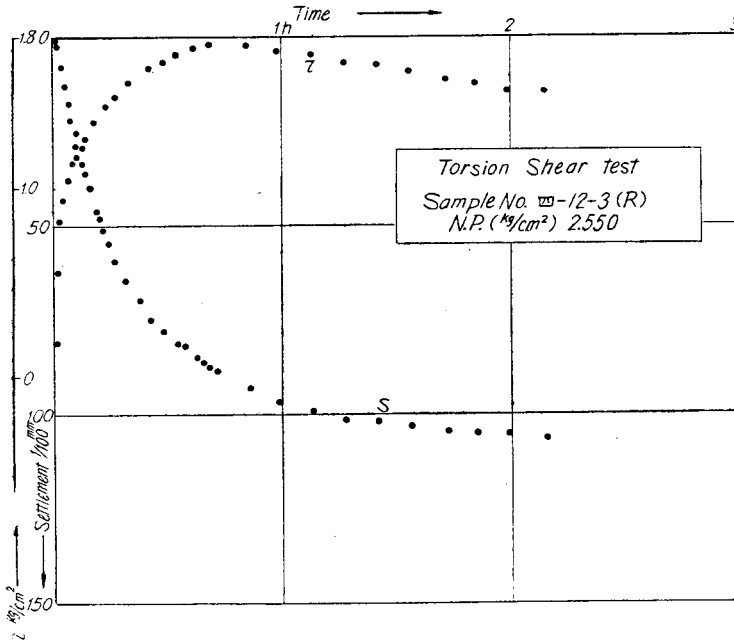
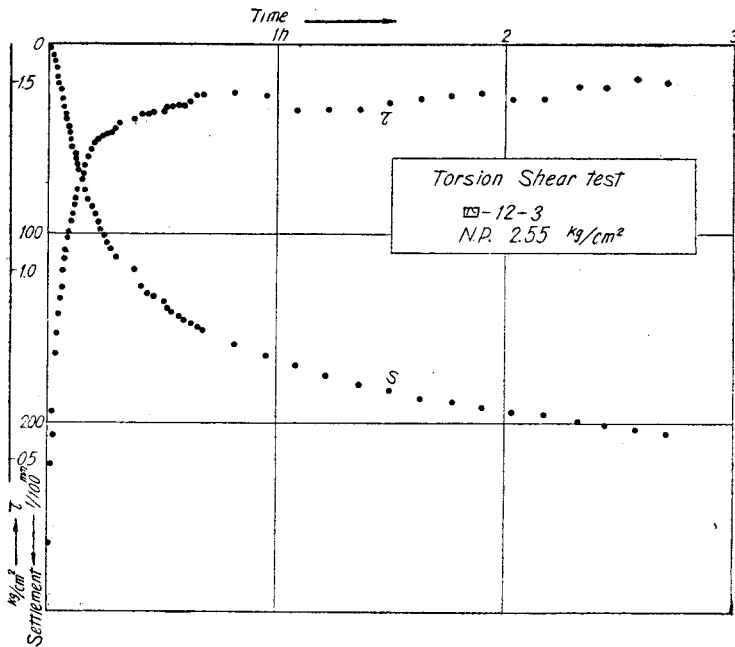


図-58(4) 同 上



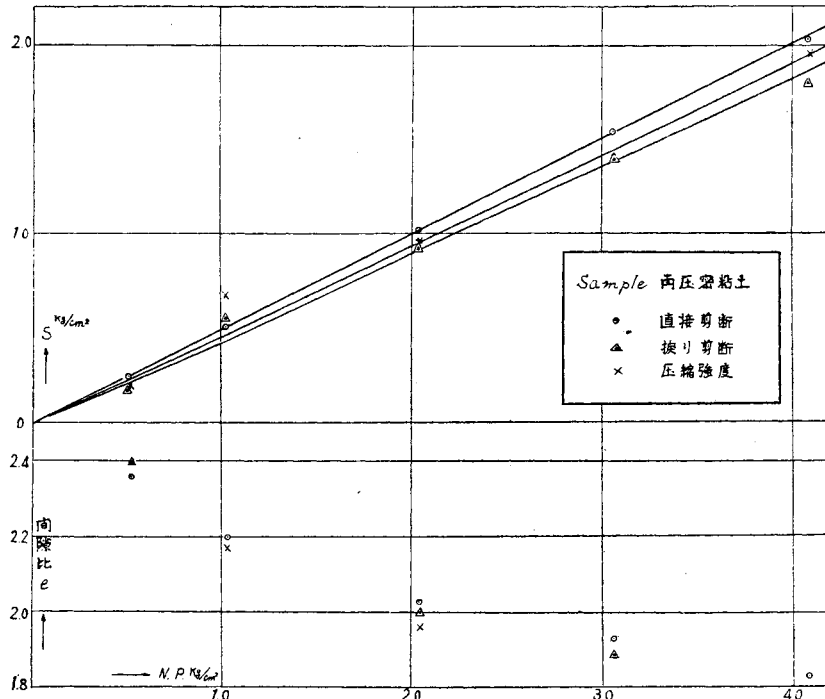
§ 16. 直接せん断、換りせん断及び圧縮試験結果の比較

最初に、高島の粘土について行つた圧縮試験、直接せん断及び換りせん断試験結果の比較を行う。試料はいずれもこね返したものである。試料の成型は、圧縮試験用のものは、直径 12 cm の筒に試料をつめ、上下両端に砂を置き、これに所要の圧密荷重を加えて圧密を完了せしめ、ついでこれから通常の圧縮試験用試料の成型と同じようにして試料を作つた。圧密中は全試料を水中に漬けておいた。試験結果は表-17 に示す。直接せん断結果は § 14. に示したものと同一である。

表-17

圧密応力 (または垂直)応力	直接せん断強度	間隙比	捩りせん断強度	間隙比	圧縮強度	間隙比
0.51	0.24	2.36	0.19	2.40	0.21	2.40
1.02	0.51	2.20	0.55	2.20	0.48	2.17
2.04	1.02	2.03	0.94	2.01	0.97	1.96
3.06	1.54	1.93	1.40	1.89	—	—
4.08	2.04	1.83	1.80	1.80	1.96	1.80

図-59 直接せん断, 捩りせん断, 圧縮強度比較曲線



これを図示したものが図-59である。
供試体の寸法及びせん断速度は表-18のとおりである。

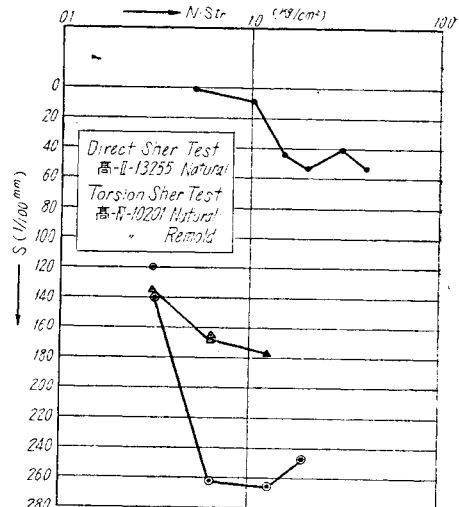
表-18

	高さ	直径	せん断速度
直接せん断	1.17 cm	5.00 cm	0.02 mm/sec
圧縮試験	8.0	3.5	0.04 mm/sec
捩りせん断	2.0	6.32	1.58 radian/hr

捩りせん断速度 1.58 radian/hr は直径 6.32 cm のところで 0.0138 mm/sec, 5.0 のところで 0.0111 mm/sec である。直接せん断と捩りせん断では、せん断速度はやや似ているが、捩りせん断のさいは試料全断面に対してせん断が起つているために、ヒズミに参与しない回転が多いため、実際のせん断ヒズミ速度は直接せん断の場合のヒズミ速度にくらべていちじるしく小さい。

表-17 及び 図-59 にみられるように、三種の実験によつてえられた値がきわめて近似している。直接せん断と捩りせん断では、ヒズミ速度がいちじるしく異なり、また 図-60 に示すようにせん断中における収縮はいちじるしく違つているにもかかわらず、両方法によるせん断強度がほとんど等しいということは、圧密応力と鉛直応力を同一にした場合、粒子構造の有するせん断強度に対

図-60 直接せん断試験と捩りせん断試験のせん断中における全沈下量比較



せん断強度がほとんど等しいということは、圧密応力と鉛直応力を同一にした場合、粒子構造の有するせん断強度に対

する圧密応力の影響が支配的であることを示している。

圧縮強度は次式で表わされる。

$$q_u = 2c \tan\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{2}\right)$$

いま $c = p_c \tan \phi_c$ とおくと

$$q_u = 2p_c \tan \phi_c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

いま ϕ, ϕ_c が一定であるとすれば、

$$q_u = kp_c$$

となり、圧密荷重に対して直線的に変化し、実験結果とよく一致する。

また、§15. に求めた $\tan \phi_c = 0.2, \tan \phi = 0.3$

を用いて計算すると

$$k = 0.53$$

となり、 $\tan \phi_a = 0.5$ よりも大きい、それに近い値になる。

一般には、 $s = q_u/2$ として計算する方法がよく用いられているのであるが、 $\phi = 15^\circ$ にとると、

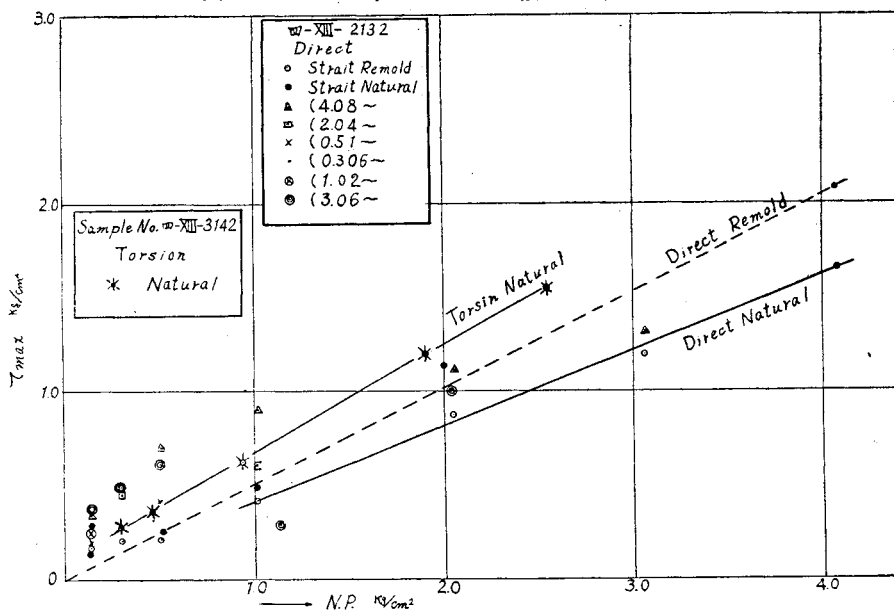
$$s = q_u/2.6$$

となり、 $s = q_u/2$ とした場合よりも 30% ほど大きい値を用いていることになるが、 q_u の値は実験結果によると直接せん断強度に近い値 ($s \doteq q_u$) なのであるから、 $q_u/2$ を用いることは実際よりはる程度小さい値を用いていることになる。

表一19 四日市の粘土における直接せん断と振りせん断試験結果表

N. Str kg/cm ²	0.153	0.306	0.3185	0.479	0.510	0.956	1.020	1.911	2.040	2.550	3.060	4.080
Sample No. 四-XII-2099												
Direct $q_u = 0.323 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon = 1.898$											
Natural S. Str	0.150	0.250			0.320		0.420		0.91		1.27	1.70
ϵ_n	2.05	1.98			1.92		1.75		1.555		1.44	1.32
Remold S. Str					0.25		0.48		1.10			1.88
ϵ_r	1.95				1.73		1.52		1.40			1.26
Sample No. 四-XII-3113												
Torsion $q_u = 0.251 \text{ kg/cm}^2$	$\epsilon = 1.91$											
Natural S. Str			0.30	0.39		0.65		1.22		1.52		
ϵ_n			1.860	1.80		1.625		1.365		1.28		
Remold S. Str.			0.24	0.38		0.65		1.30		1.74		
ϵ_r			1.515	1.425		1.300		1.170		1.105		

図一61 四日市の粘土における直接せん断試験の比較



つぎに、四日市港の粘土について、直接せん断及び振りせん断試験の結果を比較しよう。

四-XI-2099 及び 3113 を比較した結果を表-19に示す。垂直応力に対して図示したものが図-61である。これをみると、振りせん断強度が直接せん断強度より大きいように見えるが、間隙比に対してプロットした図-62をみると、同一圧密荷重に対して、振りせん断の場合の方が間隙比がいちじるしく小さいのでその影響であると思われる。

圧縮強度を先行荷重に対してプロットすると、直接せん断の直線に近いところにある。

図-62 四日市の粘土における直接せん断と振りせん断の比較

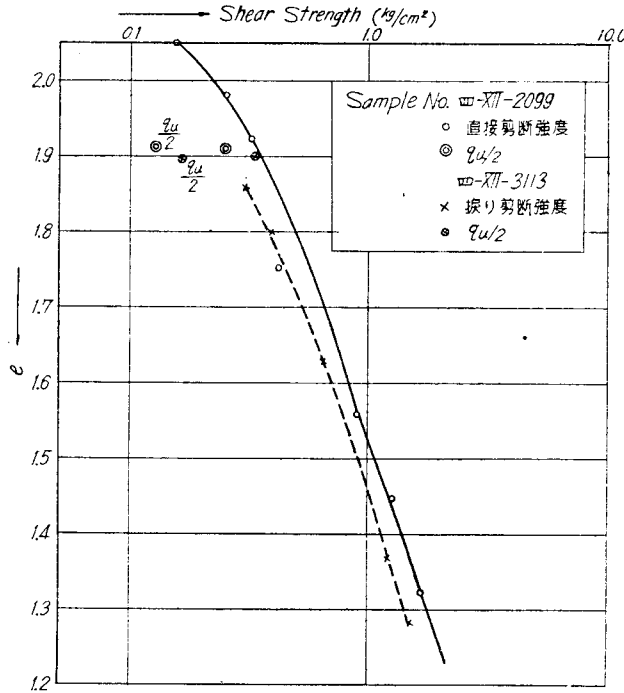


表-20, 図-63, 64, 65 は四-XIII-2132, 3142について行つた試験結果を前述の例と同じように示したものである。

以上の結果から圧縮強度 q_u の 1/2 として求められるせん断抵抗の値は実際の粘着力 c よりも相当大きな値であり、 q_u は直接せん断試験によつて求められるせん断強度よりもやや小さい値である。したがつて $\phi=0$ とし、 $c=q_u/2$ として設計することは、相当現実に近い結果を算定していることと思われる。

表-20 四日市の粘土における直接せん断と振りせん断の比較

N. Str kg/cm ²	0.153	0.306	0.319	0.479	0.510	0.965	1.020	1.911	2.040	2.550	3.060	4.080
Sample No. 四-XIII-2132												
Direct	kg/cm ²											
Natural S. Str.	0.170	0.210	—	—	0.210	—	0.410	—	0.870	—	1.200	1.670
ϵ_{12}	1.960	1.940	—	—	1.900	—	1.770	—	1.530	—	1.400	1.280
Remond S. Str	—	—	—	—	0.260	—	0.490	—	1.140	—	—	2.080
ϵ_N	1.800	—	—	—	1.55	—	1.45	—	1.35	—	—	1.190
Sample No. 四-XIII-3142												
Torsion												
Natural S. Str	—	—	0.295	0.365	—	0.635	—	1.200	—	1.55	—	—
ϵ_N	—	—	2.12	2.06	—	1.840	—	1.572	—	1.460	—	—

図-63 四日市の粘土における直接せん断と振りせん断試験の比較

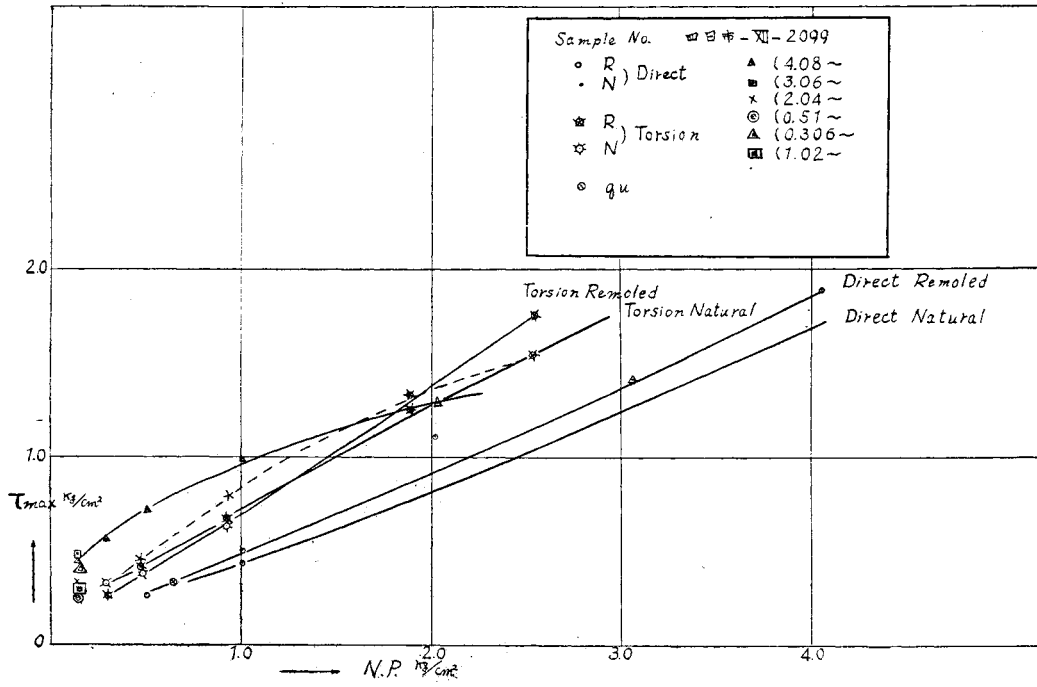


図-64 同上

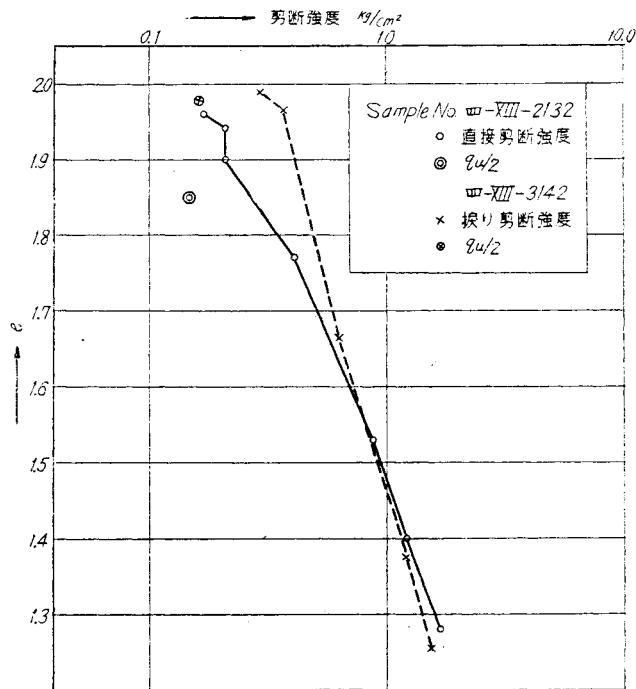
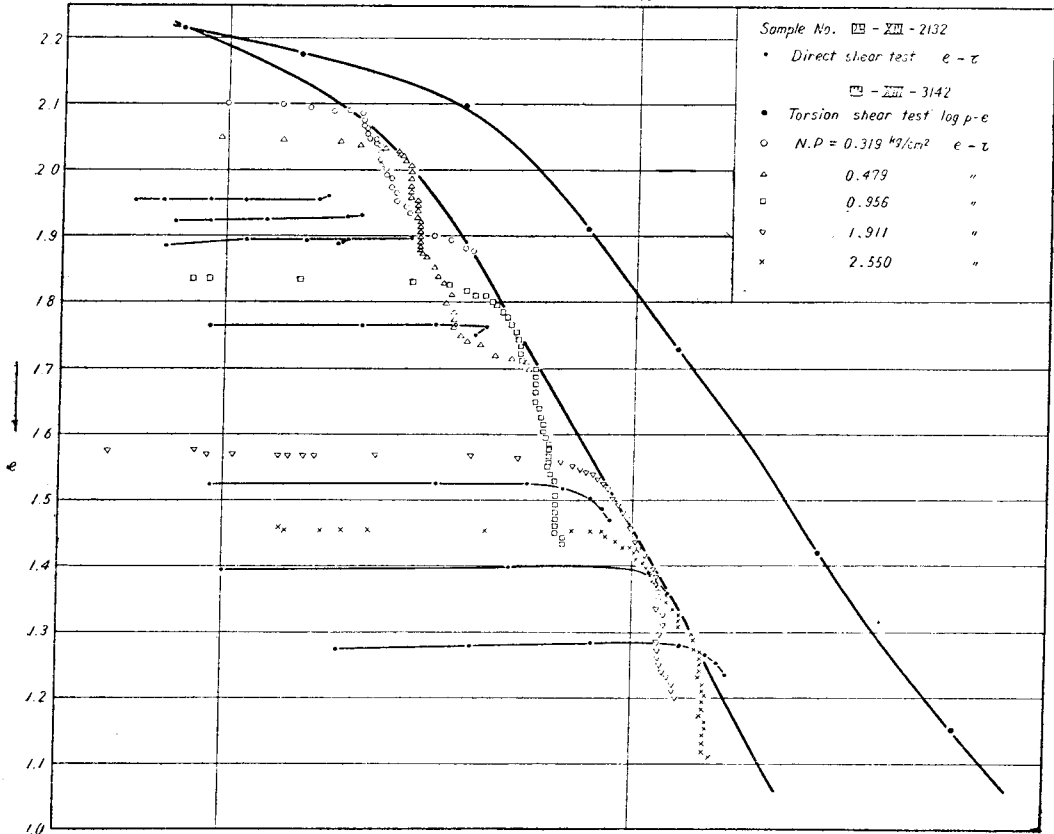


図-65 四日市の粘土における直接せん断と捩りせん断試験の比較



§ 17. 圧縮クリープに関する実験

前節まで説明したことと少し趣きが変わるが、粘土のせん断現象において、重要なものの一つにクリープの問題がある。これを研究するには直接せん断試験機では § 15. にすでに述べたように、せん断応力が増加したさいに、主応力の増加その他によつて圧密が起り、粘土の間隙比を減少せしめるような状態にある場合には、せん断クリープそのものよりも、せん断クリープ荷重による圧密作用が、せん断の条件を変えてしまうので、純粋にクリープそのものの特性を取り出すことができない。このために、比較的圧密を起さないと考えられる圧縮試験のさいの、せん断破壊面のクリープの性質を調べるために圧縮試験による圧縮クリープの実験を行った。この実験においては、試料の水分の蒸発の量が相当大きいために、室温のもで行つたものはいずれも失敗したので、恒温恒湿の部屋において実施した。

Terzaghi²⁰⁾によると、せん断強度の 1/2 以上のせん断力を加えるとクリープ現象が起るといつているが、この問題はその重要性にもかかわらずあまりよく研究されていない。

(1) 試料及び試験法 使用した試料は、高島粘土のこね返したものを、圧密応力 2.04 kg/cm^2 で圧密成型したもの 1 種、圧密応力 3.06 kg/cm^2 で成型したもの 2 種 (1 種については圧密が不完全であつたため)、 4.08 kg/cm^2 で成型したもの 1 種及び四日市の自然試料 (四-XIX-7156) 1 種である。

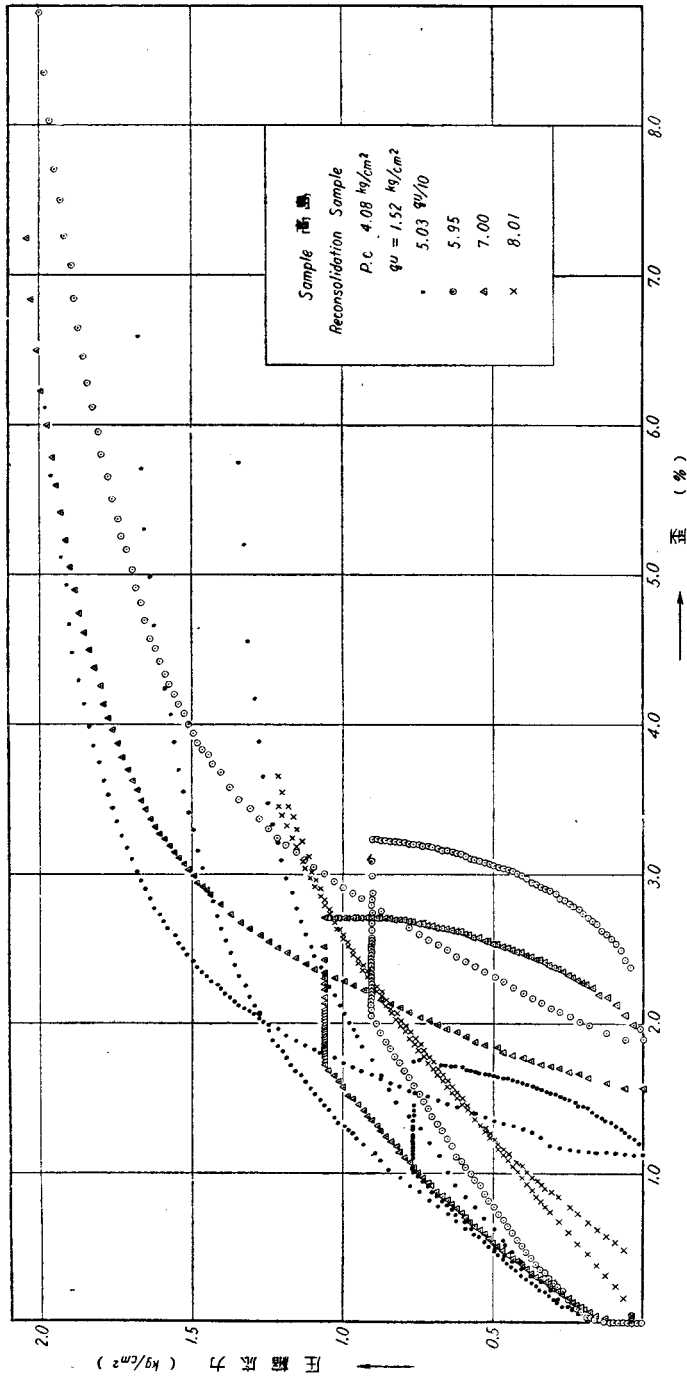
試験方法は、まず最初に圧縮試験によつて q_u を求める。クリープを起させる荷重としては q_u の 4/10, 5/10, 6/10, 7/10, 8/10, 9/10 を用いた。

圧縮試験において、強度が例えば 6/10 q_u に達したときに 3 時間放置し、ついで荷重を減少して 0 まで戻し、ついで再び破壊に至るまで荷重を増加し、この際の圧縮強度を q_c とする。

試験機は、定荷重式の小型圧縮試験機を用い、載荷速度は 5 秒ごとに 0.015 kg/cm^2 とした。

(2) 試験結果 圧縮試験のさいの応力-ヒズミの関係を 図-66 (1, 2, 3, 4, 5) に示す。この図の曲線の水平部分がクリープ部分であるが、応力-ヒズミ曲線で特に目立つた特長はなく、くり返し荷重の場合のループ曲線にやや似ている。

図-66(1) 圧縮クリーブ試験応力カーヒズミ曲線



図一66(2) 圧縮クリープ試験応力-ヒズミ曲線

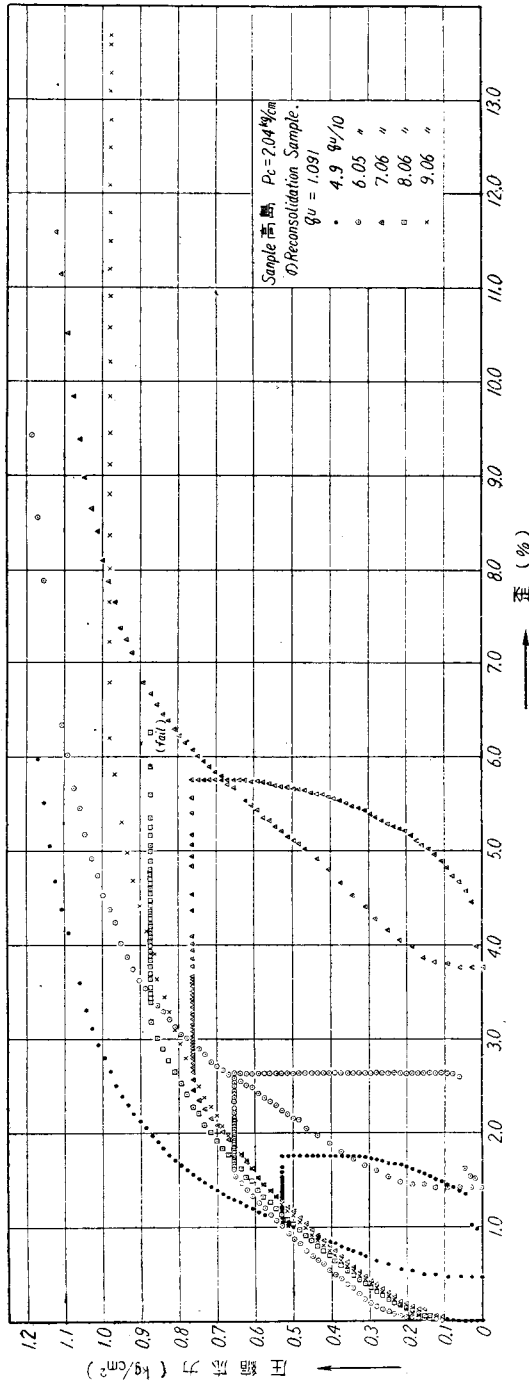


図-66(3) 圧縮クリープ試験応力カーヒズミ曲線

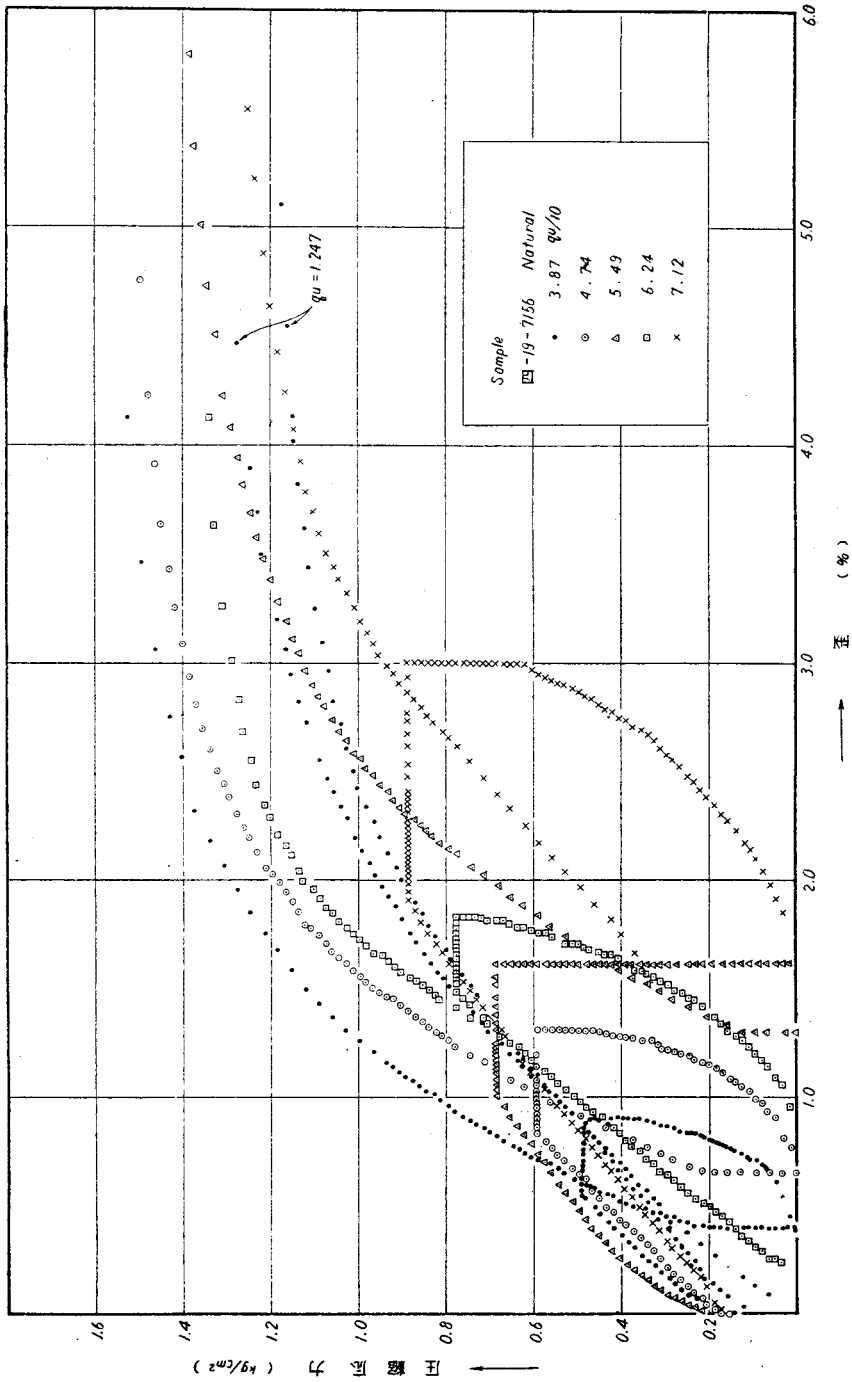


図-66(4) 圧縮クリープ試験応力-ヒズミ曲線

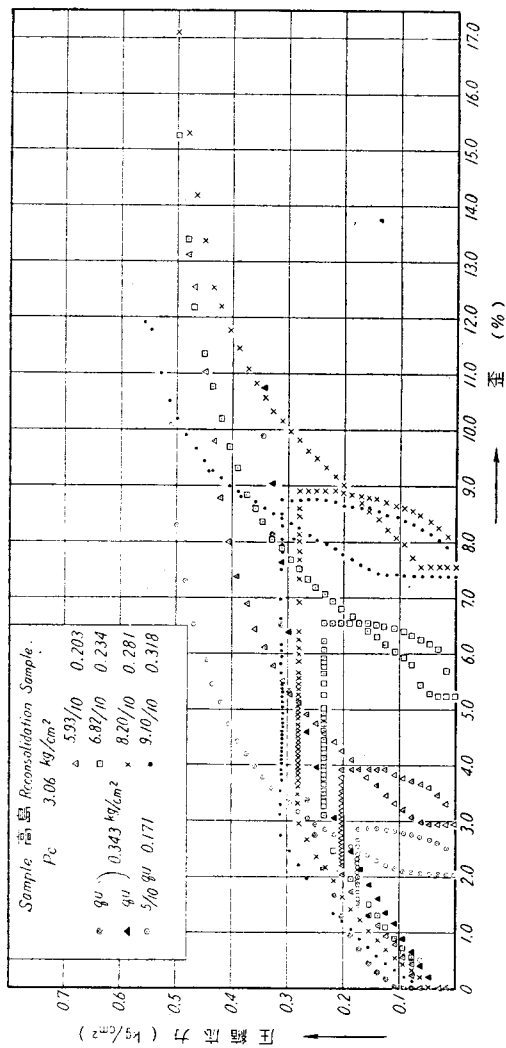


図-66(5) 同上

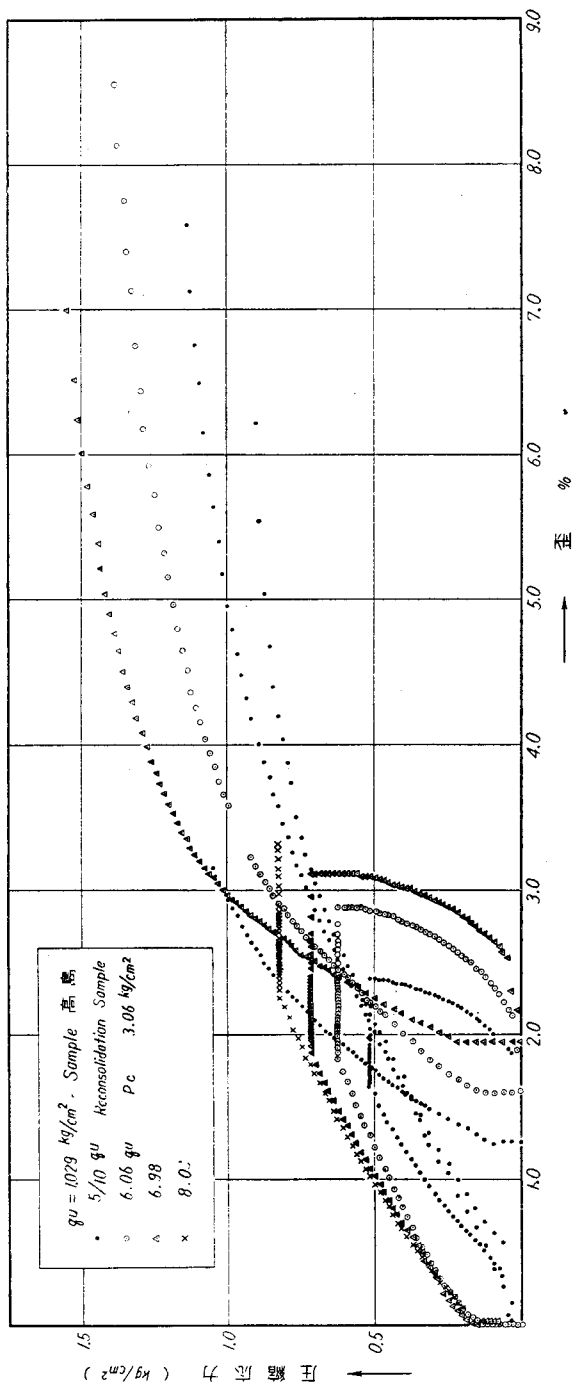


図-67(1,2,3,4,5)はクリープと時間の関係を示したもので、クリープ継続3時間に及んでも終結するようすがみえない。本来ならば、もつと長時間実験を継続すべきであるが、この実験においては割愛することにした。

(3) 試験結果の考察 クリープの速度はいずれの場合も時間とともに直線的に減少し、この減少方はクリープを起させたさいの荷重(以下クリープ荷重と称する)の大きいほど大きい、クリープ当初におけるクリープ速度はクリープ荷重が大きくなるにつれていちじるしく大きくなる。図-68はクリープ開始時の速度(initial creep velocity)を示したものであるが、クリープ荷重の増大とともに初期クリープ速度がいちじるしく大きくなることわかる。一方高島の粘土で圧密応力 2.04 kg/cm² と 3.06 kg/cm² のものでは(3.06 kg/cm² の第1回目のものは圧密不十分のため除く)圧密応力の大きい方が大きくなっている。図-69はクリープ速度の減少度を示したものであり、これもクリープ荷重の増大とともに大きくなっている。クリープの全量はクリープ中に破壊したものを除き、やはりクリープ荷重の大きいほど大きくなっている。図-70はこの3時間のクリープ量を示したものであり、高島粘土で圧密応力 3.06 kg/cm² のもので、圧密の不十分で(3.06 1st)あつたものが、圧密完了(3.06 2nd)のものよりもいちじるしく大きいことは目立っている。クリープ中破壊したものは高島 2.04 で、 q_u の 8.06/10, 3.06 2nd で 8.06/10 であり、3.06 1st はクリープ量がいちじるしく大きいにもかかわらず破壊していない。いずれにしても3時間のクリープによつて 8.06/10 q_u 付近で破壊を起すものがあるという事実は注目に値する現象である。クリープの継続時間をもつと長くすればあるいはもつと小さい荷重でこわれることが予想され、また一方クリープ速度が非常に急速に減少しているのでクリープによる破壊に関しては、ある一定の荷重(または q_u に対する比)が存在するとも思われる。これは設計上非常に重要であるが現在あまりよくわかっていない。

図-67(1) 圧縮クリープ量-時間曲線

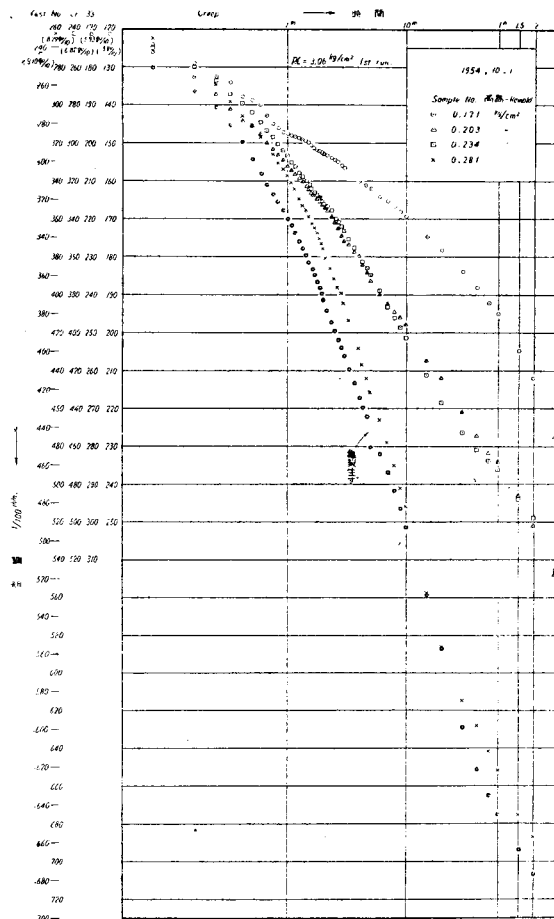


図-67(2) 圧縮クリープ-時間的曲線

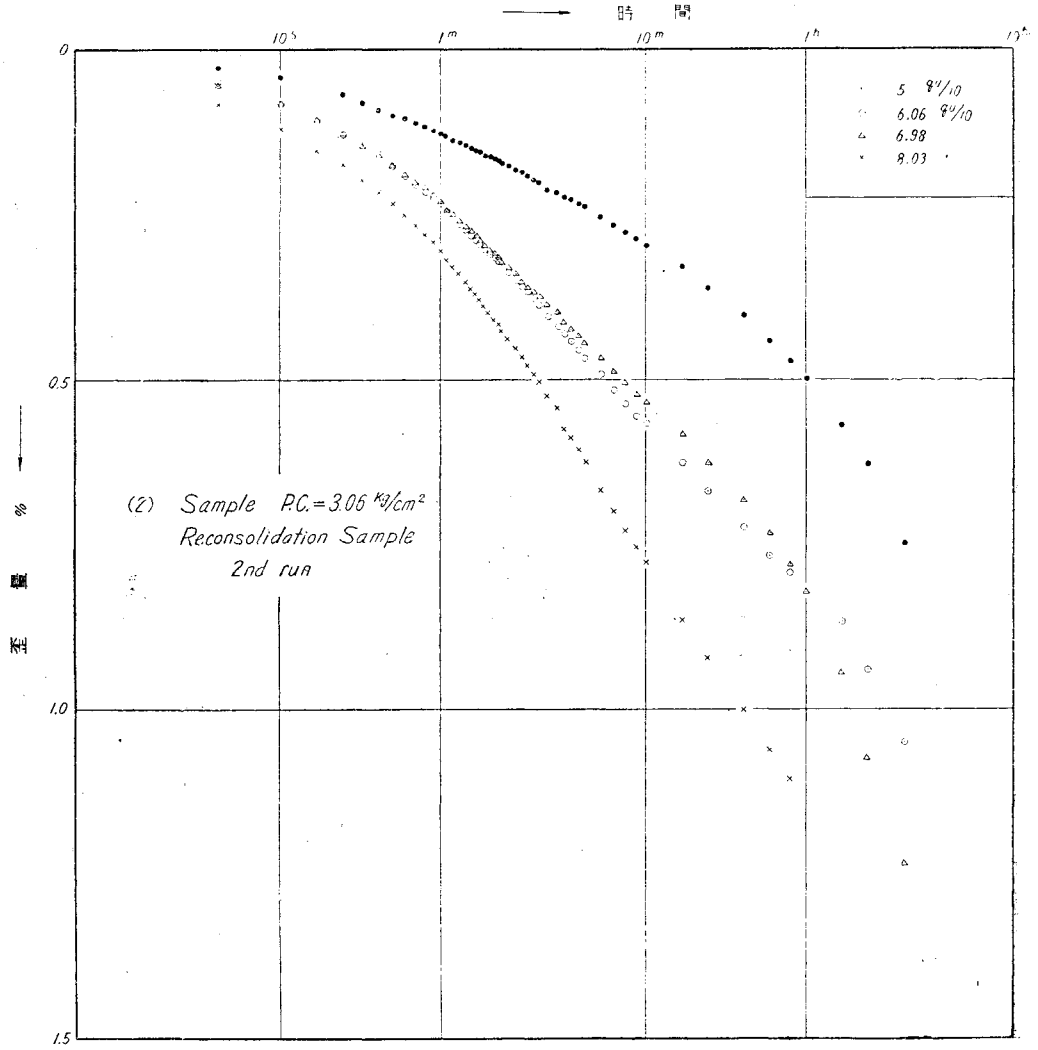


図-67(3) 圧縮クリープ時間曲線

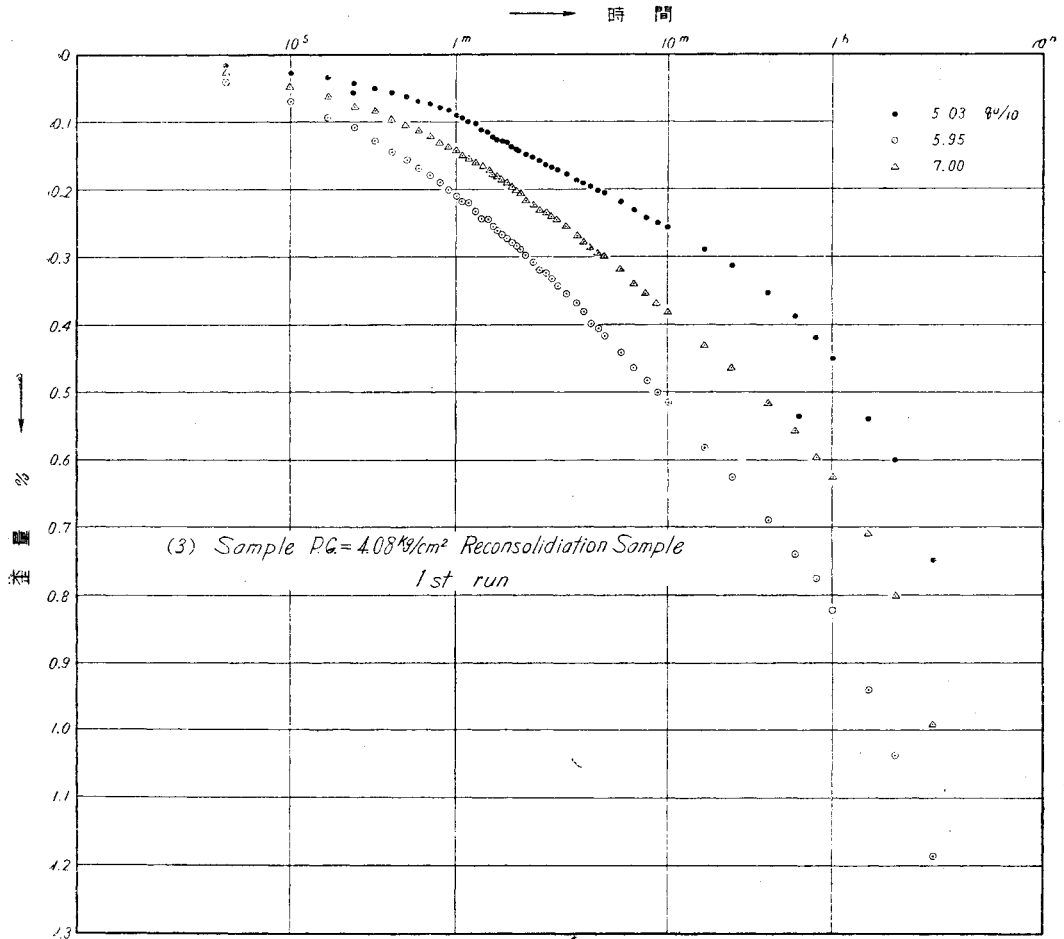


図-67(4) 圧縮クリープ-時間曲線

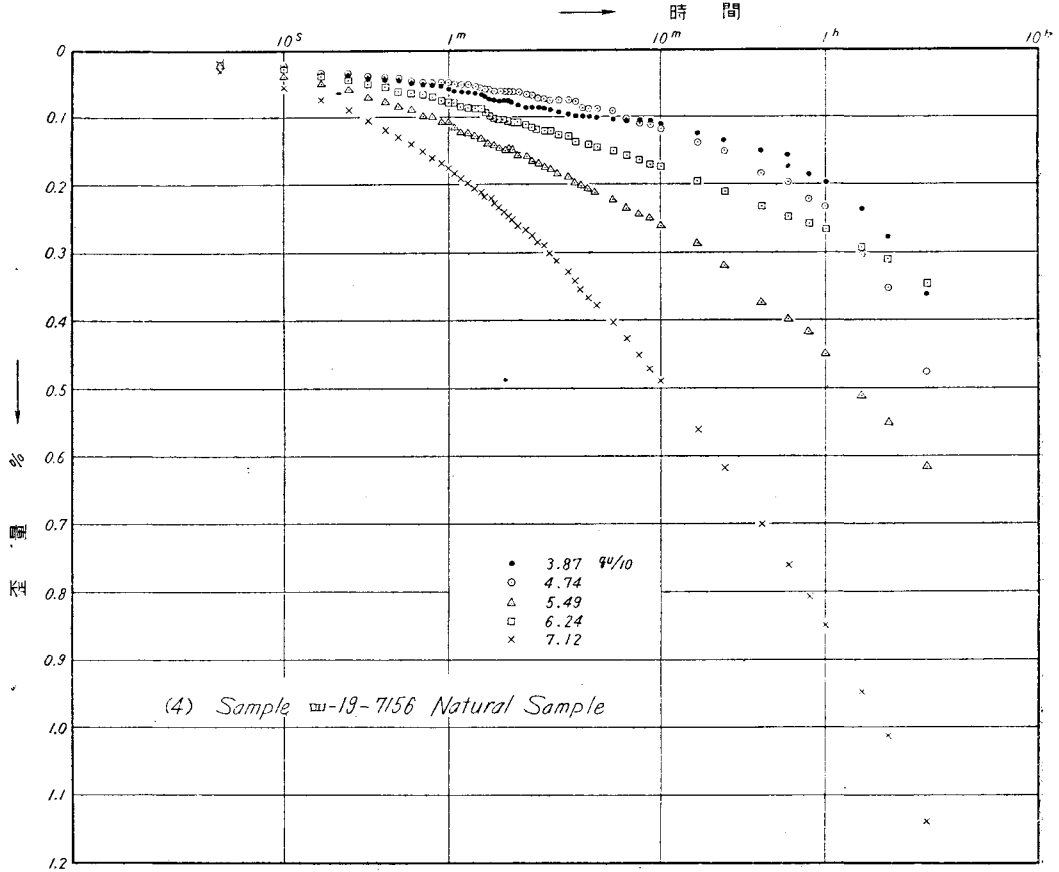


図-67(5) 同上

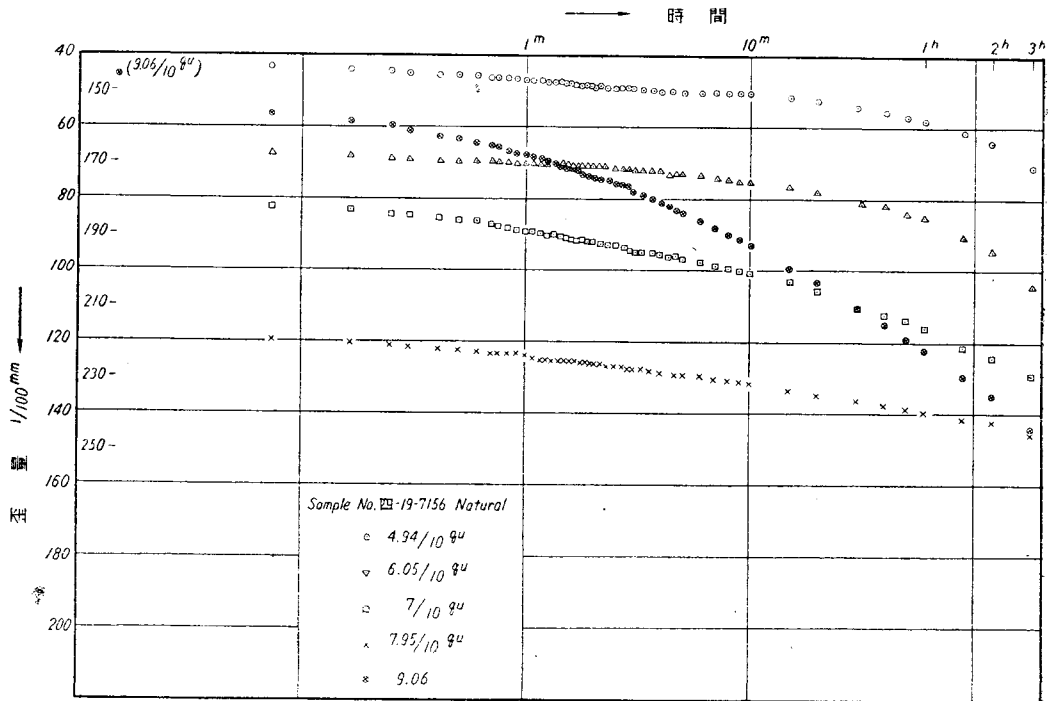


図-68 初期クリープ速度とクリープ荷重の関係

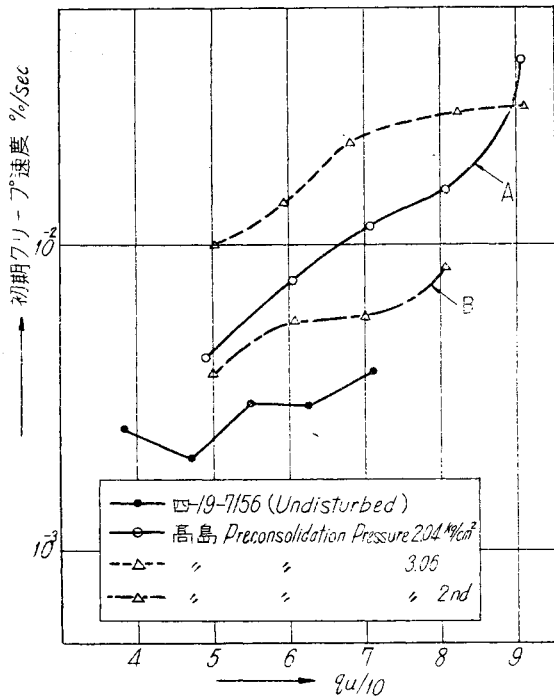


図-69 クレープ速度の減少度とクリープ荷重の関係

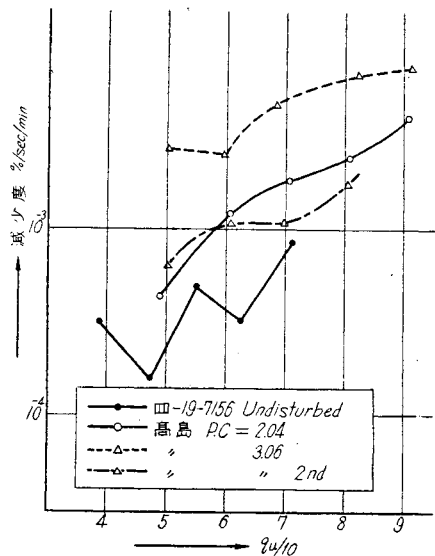


図-70 クレープ荷重とクレープ量

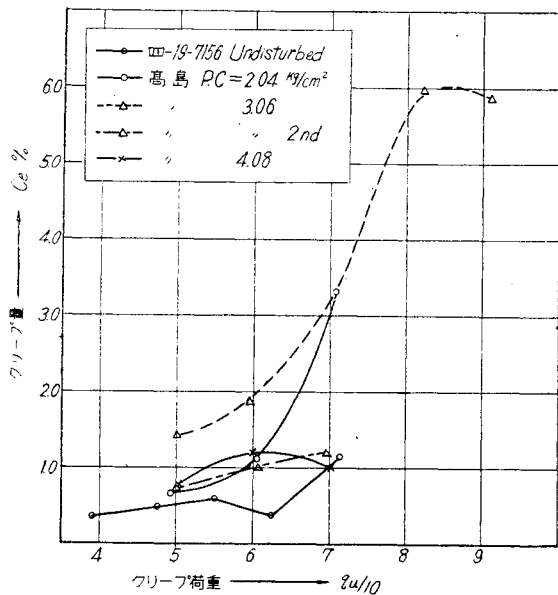
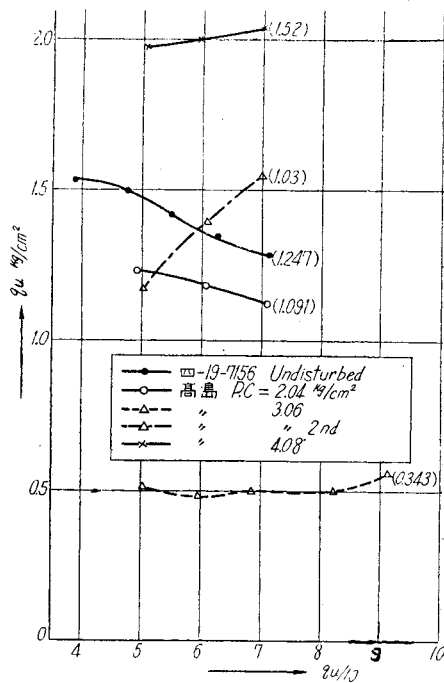


図-71 クレープ後の圧縮強度



クレープ終了後の再圧縮による強度 (q_c) はいずれもクレープさせなかつたときの強度 (q_u) よりも大きくなっている。これはクレープによつてある程度圧密が起つているためと思われる。この強度の増加傾向はクレープ荷重強度に対して一定ではなく 図-71 に示すように、クレープ荷重の増大とともに大きくなるもの、ほとんど変わらないもの、かえつて減少するもの、とがある。この原因はよくわからない。

次にクレープ前後における容積変化について考えよう。いま圧縮方向の変位 (クレープ) を Δl とすると、容

積変化がない場合は $A \times \Delta l$ (A : 断面積) が体積変形に参加した量になる (容積一定で変形する)。もし容積変化がありこれを ΔV とすると $A \times \Delta l - \Delta V$ が体積変形を起した量になる (等容積変形及び圧縮, 引伸しによる容積の実変化量)。この量は容積変化に関係しないヒズミであり, 一種のセン断ヒズミと考えることができる。図-72の破線はクリープ終了後, 水銀を用いて測定した容積の実変化量を示したものであり, 圧縮応力を取り去つたのちに測定したものであるから永久変形であり, 一部はクリープ荷重による圧密によるもの, 一部は水分の蒸発によるものと考えられる。図中実線で示したものは $A \Delta l$ である。図中で $A \Delta l < \Delta V$ のものは, 圧密量が大きくて等容積変形が無視できる程度のものであり, クリープ後の強度は非常に大きくなっている。

$A \Delta l > \Delta V$ の場合 $A \Delta l - \Delta V$ は等容積変形に参加した量であり, この量はクリープ荷重の大きいものほど大きい。

図-72(2)において 3.06 1st はクリープ量が大きいにもかかわらず, クリープ破壊を起さないのは, 等容積変形量が大きく, 従つて断面積が増大し, 圧縮強度が小さくなつて破壊が起らなかったと思われる。このような土では (クリープによる破壊がないが) 変形が大きいのが特長であろう。

図-72(1) クリープによる容積変化

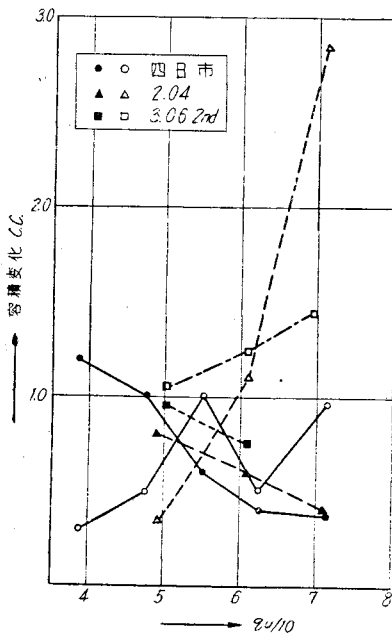
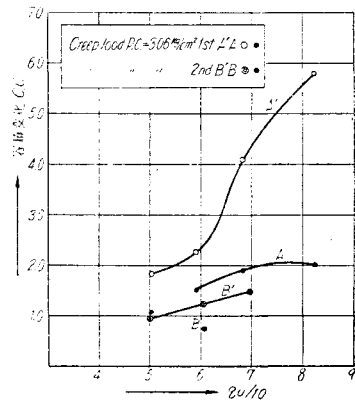


図-72(2) 同 左



以上のことから, 圧縮クリープは等容積変形を起す量が大きくなつて, 破壊する場合としない場合があることがわかる。いずれにせよ, 土の圧縮強度は, 載荷時間の長短によつて, 短期間に行われる圧縮試験による圧縮強度とは相当異なつた状態を示すことが理解しうる。この問題はまだ十分な研究がなされておらず 実際の設計にいかに入れるかについては未解決の問題というべきである。ここでは, かかる現象の重要性を強調し問題を提起するにとどめる。

§ 18. 現場におけるセン断強度の決定方法

前節まで粘土のセン断強度に関して種々の面から説明してきたが, 実際に構造物を設計するさいに, いかにして設計に用いるべきセン断強度を決定すべきかという問題に関して論ずることにする。もちろんこれは多くの不分明の問題を残している。

第一に問題となることは目標とする設計において, いかなる迂り現象に対してセン断抵抗を考えるかという点である。対象とする現象の種類に応じては, セン断クリープによる迂りが問題となる場合もあろうし, また粘土層の排水が容易に行われるような状態にあるときはもし荷重の増加が非常に緩慢であるならば, 荷重によつて圧密が進行しかえつてセン断抵抗が増大することが考えられる。セン断現象は一般に undrain (非透水) の状態で起つているとされているが, 粘土はこのさい膨張する傾向にあるか, または収縮の傾向にあるかによつてセン断抵抗値が變つてくると考えられ, その上このさいの中立応力がいかに作用するかが問題となる。一方迂り面全体にわたつて面上の各点でセン断応力が同時にその最大強度に達するや否や, すなわち, いわゆる逐次破壊が起り,

計算よりは非常に小さな力で破壊するに至るという問題等せん断強度を決定するに当つて考慮しなければならない要素はきわめて多い。

せん断強度の決定方法は人によつて相当意見が別れている。Terzaghi は Tschebotarioff^{31), 32)} と同じように $q_u/2$ を用いることをすすめているが、シルト系の土では、直接せん断試験によつてえられた強度の $2/3$ をとれと言つている。Taylor は thin wall sampler によつて採取した試料を現場の土被り重量に相当した圧力で十分圧密した上で等容積せん断を行うことを提案している。

一方粘土の試料は採取した瞬間に地中において受けていた力から解放されて 0 となり膨張する。そうすると間隙水圧は負になり、試料表面から内部に向つて水分が移動する傾向がある。すなわち innere schwellung の状態になる。したがつて採取された試料は自然状態の試料から相当異なつてくることはやむをえない。種々の条件を考えると、試料を自然のせん断じりの場合と同じ条件で試験することは不可能に近く、また各種の試験結果を現場の設計に用いるさいに、いかなる補正を行うべきかについて確たる方法も今のところ存在しない。

さて前節まで述べてきたところによつて、粘土のせん断強度に支配的な要素は 1. 先行荷重または圧密荷重、2. せん断時の応力条件、3. せん断ヒズミ及び圧密荷重による粒子構造変化にともなう中立応力の発生とその状態、であると考えられる。

圧密荷重は、その荷重以下の荷重に対しては粒子構造が安定していることを示しており、水平方向のせん断に対しては、直接せん断試験によつて求められたせん断強度を示すものとみてさしつかえない。せん断時の応力条件はせん断強度を決定する上の重要な条件である。せん断面上の任意の点における主応力が、その方向の圧密荷重より大きい場合と小さい場合では取扱いが異なつてくる。主応力が圧密応力より大きい場合は圧密をとまなうことによつて中立応力の発生が起り、増加した圧密荷重によつて粒子構造が変形を受ける。もし粒子構造が増加荷重によつて、はなはだしい攪乱をうける場合には、もとの圧密応力に対応する応力をも支えることができず、中立応力が増加圧密応力よりも大きくなることさえ考えられる。一般にはこのようなことはなく、中立応力は大体圧密荷重の増加分に等しいと考へてよいと思われる。

せん断ヒズミによる粒子構造の攪乱にともなう中立応力の増加は今のところはつきりとした資料がないので言えないが、直接せん断及び振りせん断結果からみられるように、せん断ヒズミによつて中立応力がいちじるしく大きくなつているとは思われない。

その理由は、特に振りせん断においてみられるのであるが、せん断ヒズミを与えたことによる remolding が起つた場合、中立応力が 0 に達する（圧密が完了する）には、圧密に相当する時が必要であるが、せん断はこれよりも早く終了し、かつ鉛直応力に対応するせん断強度が減少しているようにはみえない。これはせん断ヒズミを生じて、粒子構造は圧密応力に対応する応力を支えていると考へてさしつかえない。

以上の考察により、粘土のせん断強度を Krey-Tiedemann の規準により

$$s = p_c \tan \phi_c + \sigma \tan \phi$$

とおいた場合に σ が p_c より小さいかまたは等しい場合には、特殊の粘土を除いては、この式で表わされるせん断抵抗が作用すると考へて実際と大差ないと考へてよい。

$\sigma > p_c$ の場合には $\sigma - p_c$ が中立応力として作用するためにこの部分を除き、せん断抵抗としては

$$s = p_c (\tan \phi_c + \tan \phi)$$

と考へてよいと思う。ただし $\sigma - p_c$ が非常に大きい場合には、粒子構造の攪乱によつてせん断抵抗が上式で表わされるものよりも小さくなることも予想される。

次に等容積せん断によるせん断抵抗値が現場における値に最も近いという Taylor の思想について考へてみよう。undrained shear を三軸圧縮試験機で行う際には、側面の液体の容積を一定しておくために、せん断中に膨張する傾向のある粘土では、その膨張傾向のために液体を圧縮し液体圧力は非常に大きくなる。これは直接せん断試験機によつて等容積せん断を行うさいに、膨張傾向のある場合には、鉛直応力を増加して等容積を保つことから考へて当然である。しかし現場においてこのようにせん断中に側圧が増大することが実際にありうるであろうかという疑問が起る。鉛直方向にこの力の増大が起れば上載荷重を押し上げることになり、上載荷重の増大は考へられないし、横方向に対しては受働土圧まで大きくなりうるのであるが、横方向の先行荷重（かりにこう命名する）より大きい力は中立応力となつてしまうので有効応力が受働土圧まで大きくなりうるとは限らない。

一方収縮の傾向にある粘土ではその収縮の傾向のために液体圧力は低下する。しかし実際の場合には、側圧が低下し、中立応力が増大するということは一般的には言えないことである。以上の理由から undrained shear が

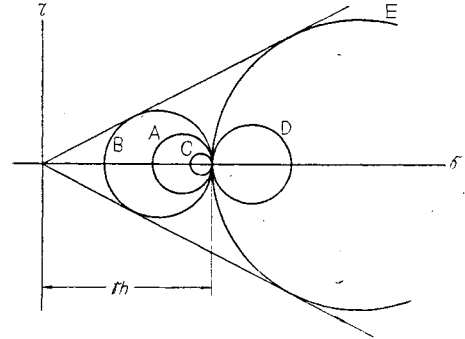
最も現実に近い値を与えるとは言えないであろう。

§ 13. に述べたように、セン断中における膨張と収縮の問題は、砂の場合よりも圧密と云う現象が加わるので複雑であるが、この問題が明確にならないかぎりはずきりしたことは言えない。今後研究を要する重大問題であろう。

次に土被り重量に対して圧密を完了している地盤内における主働及び受働状態における応力について考えよう。

無限水平面を表面として持つている場合の地盤内の点の応力は図-73に示すように、主働力は鉛直及び水平方向であり、円Aによつて示される。これが、主働土圧状態に移ると、円はAからBに移り、いわゆる主働土圧と水平方向主働力が等しくなる。これで見られるように、最大主働力 r_h (土被り重量)は、静止から主働状態に移つても変化せず、一方横土圧は主働土圧まで減少する。この静止状態から主働状態まで移る際に変化するのは、セン断応力の増加のみである。このセン断応力による圧密が、はなはだしくない場合には、この状態変化において圧密は起らず、セン断抵抗値としては、内部摩擦角を用いた値をとつてもよいことになる。逆に静止状態から受働状態に変化する場合を考えると、応力状態は図において円AからCDを通つて受働状態の円Eに達することになる。この場合主働力は、鉛直・水平方向で入れかわり、 r_h は最小主働力になる。しかして受働土圧が最大主働力となり、水平方向の応力はいちじるしく増大し、セン断応力もまた増大する。この場合は明らかに中立応力が発生し、モールの円Eで示されるような応力関係は粒子構造にはすなわち有効応力としては起らない。したがつてこの場合のセン断抵抗は内部摩擦角を考慮に入れた場合よりもいちじるしく小さく、むしろ粘着力のみで計算した方が妥当であろう。

図-73 地盤内の応力変化



以上にみられるように主働状態と受働状態ではセン断強度の算定方法が変つてこなければならぬはずである。迂り面の計算で最も重大な問題は、地盤の支持力と円弧迂り面上の安定の問題であるが、前者は主として受働状態における安定であり、後者は主働、受働の両者を含んでいる。しかし現在の段階では両問題の取扱い方を確然と区別するには資料が十分には揃っていないので本節においては両問題の取扱い方が異なるべきであることを指摘するとどめる。セン断ヒズミそのものの粒子構造に及ぼす影響、すなわち dilatancy の現象及びそれともなう中立応力の地盤内における状態が明確にされない限り、この問題は解けないであろう。

現在の段階においては Terzaghi, Tschebotarioff の主張するように、試験操作が簡単であり時間もかからず、一方 c よりもいくぶん大きく、したがつて内部摩擦角の影響が少し入っている $c = q_u/2$ の方法を用いることが賢明であると思われる。もちろん $c = q_u/2$ として設計を行うについては、理論的な欠点が目につくのであるが、この値を力学的な定数と考えるよりは、むしろ工学的指数として考え、この方法を一つの経験的方法と考えればよいのではなからうか。一方理論的に考えても、 q_u の値は大體、直接セン断による(圧密応力と鉛直応力が等しい)セン断強度とほぼ等しく、かつ $q_u/2$ は、粘着力のみよりはやや大きく、内部摩擦角を考慮した場合よりはやや小さい。その上クリープによる破壊の問題をあはせ考えると割合に真実に近い値ではないかと思われる。一方、この方法が実際に使用され、かつよく現象を説明している例の多いことはこの方法の強みである。今後のセン断強度に関する研究によつて、理論的に高度化してゆくことも必要であるが、一方この経験方法を多くの現場における実例を解析してゆくことによつて経験的方法として精度の高いものに仕上げてゆくことも大切である。

§ 19 沖積土の圧縮強度

(1) 圧縮試験 筆者の研究室において沖積土のセン断試験はほとんどすべて圧縮試験によつている。その他のセン断試験法は取扱い現場の問題に応じて実施している。従つてここでは沖積土の圧縮試験特性についてのみ述べることにする。

土の圧縮試験特性は、試料の寸法、試験機の種類(定ヒズミ、定荷重)並びに載荷、圧縮速度等の試験条件に影響されるであろうことは一般に知られているが、これらの問題についてはまだ研究の段階にあり残された問題としてここでは多くをふれないこととしたい。従つて以下に述べる試験の結果は現在行われている通常の試験法によつたものである。

試験試料は四日市港第I, 第II, 第III粘土層, 尼ヶ崎港第I粘土層, 青森港, 塩釜港, 八幡港, 清水港, 横浜港高島棧橋附近, 川崎港, 沖繩ナハ港等の各粘土属からいずれも thin-wall sample により採取したものである。

試料の大きさはすべて、径 3.5 cm, 高さ 8.0 cm, の円筒形である。使用した試験機は定ヒズミ型並びに定荷重型で前者における圧縮速度は 0.1 mm/sec 及び 0.02~0.05 mm/sec, で後者における載荷速度は 30 秒ごとに 0.03 kg/cm² とした。

(2) 圧縮強度 q_u の分布, 並びに index properties との関係 各対象沖積層について圧縮試験を行った結果得られた代表的ヒズミ-応力曲線を 図-74 に示し, 圧縮強度 q_u の値を 図-74(1) に示す。これによれば, 青森, 塩釜, 四日市, 八幡浜, 長崎, の各沖積粘土においてはどれも q_u の値は平均 0.5 kg/cm² 以下のはなはだ軟弱な性質を示している。川崎, 高島, 尼ヶ崎, 沖繩の粘土層においては平均 1.0 kg/cm² に近い値を示し, 清水の粘土層については平均 2.0 kg/cm² をこえている。

粘土の粘着力は土の微小粒子相互間の吸着力に原因するものと考えられ, 従つて粒子表面間の activity の問題と考えるならば, 土の単位体積中に含まれる粒子表面積の大きさが粘着力に影響を与えるであろうことは想像しうところである。すなわち同じ種類の土では自然間隙比が圧縮強度に影響を与えることが考えられ, かかる観点より圧縮強度と間隙比の深度分布を図示したものが 図-75 である。これによれば各沖積層については一応間隙比の増加にともない圧縮強度が減少している傾向を示している。

また各沖積層について間隙比と圧縮強度の関係を図示すれば 図-76 のようになる。この図により明らかなように各沖積層については, これらの関係は圧縮強度を対数目盛にとれば, ほぼ直線的の関係にあるが, その分布の傾向はまちまちであつて, 間隙比のみによつてすべての粘土について圧縮強度を規定することはできない。

図-74(1) 圧縮試験によるヒズミ-応力曲線

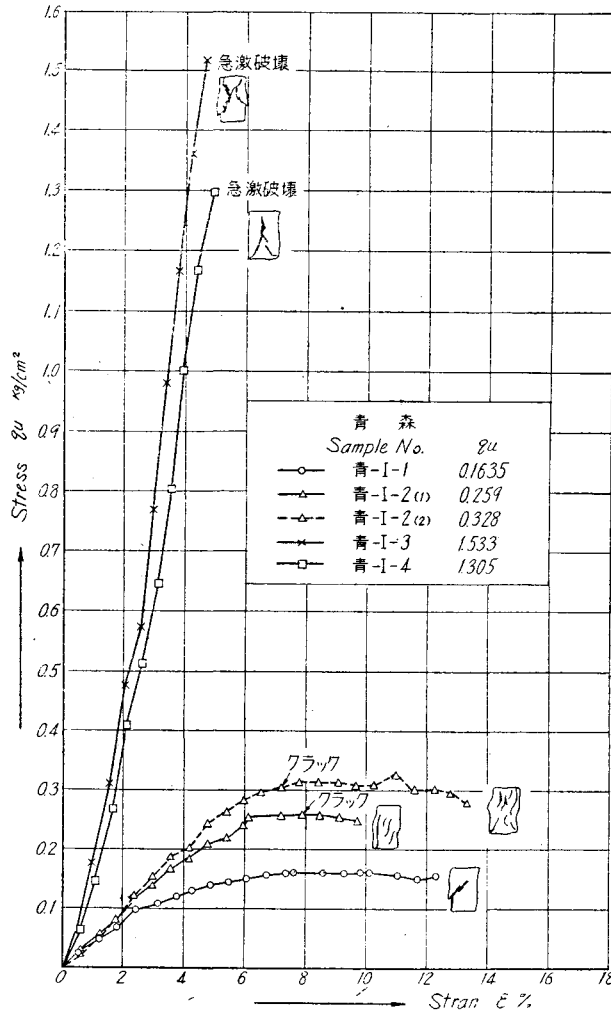
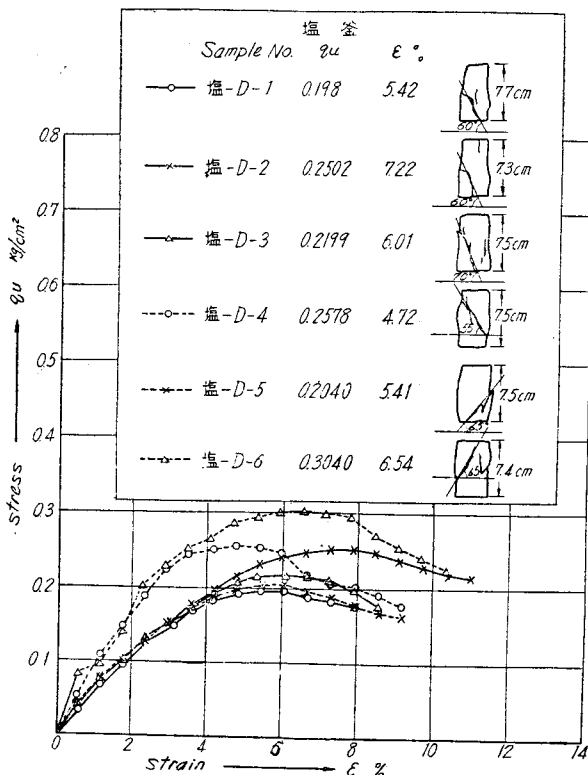


図-74(2) 圧縮試験によるヒズミ-応力曲線



同一間隙比における圧縮強度と液性限界の範囲を調べてみると図-77に示すように、間隙比 2.0 においては、圧縮強度が高い粘土層液性限界が高いということがわかる。しかしながら粘土含有量についてはこのような特定の傾向は見出せない。

以上を総合してみると、一般に間隙比の増加にともない圧縮強度が減少する傾向がはつきり現われるのは同一堆積過程にある同一粘土層のみについて云えることであり、種類の異なる土については同一間隙比であつても圧縮強度の値は異なる。また、圧縮強度は液性限界の影響を強く受けることより、圧縮強度が液性限界を決定する粒子の性質に強く支配されるのであろうことが想像しうる。

(3) 強度減少度 自然状態の土になんらかの方法によつて、攪乱を与えると、強度が減少することはすでに述べたとおりである。この強度の比を強度減少度 (sensitivity ratio) と称し、自然状態の土と、完全にこねまぜた試料についての圧縮強度の比をとる方法は Terzaghi が規定したものである。しかしながら一般に軟弱な粘土の完全にこねまぜた試料についての応力-ヒズミ曲線はピークを示さない場合が多く、従つて最大強度を規定し得ない。Tschibotarioff は自然試料の最大強度を示すヒズミと同等のヒズミにおけるこねまぜた試料の強度をとつて、その比を強度減少度としている。従つてここではこれに従うこととした。

試験の実施に際して液性指数が 1.0 に近い値を示す試料についてはこねまわしによつて流動状態を示して、事実上試料の成形が不可能であるものが多かつた。従つて液性指数の比較的小さいものについてのみ実験を行った。代表的粘土層における値は表-7に示す。図-78は強度減少度と液性指数の関係を示す。全体としては液性指数の増加にともない、強度減少度が増加している。これは含水比が液性限界に近づくにつれて、次第に流動性をおびやすい性質を示すであろうことより理解しうる。しかし各沖積層についてはこの傾向は明瞭ではない。このことは実験に際してのこね返しの方法並びにその程度が明確に決められていないための影響であると考えられる。

(4) 荷重強度-ヒズミ曲線 図-74は代表的の荷重強度-ヒズミ曲線を示す。このうち四日市ボーリング I、及び尼ヶ崎の粘土については定荷重型試験機によりその他は定ヒズミ式試験機によつたものである。

図-74(3) 圧縮試験によるヒズミー応力曲線

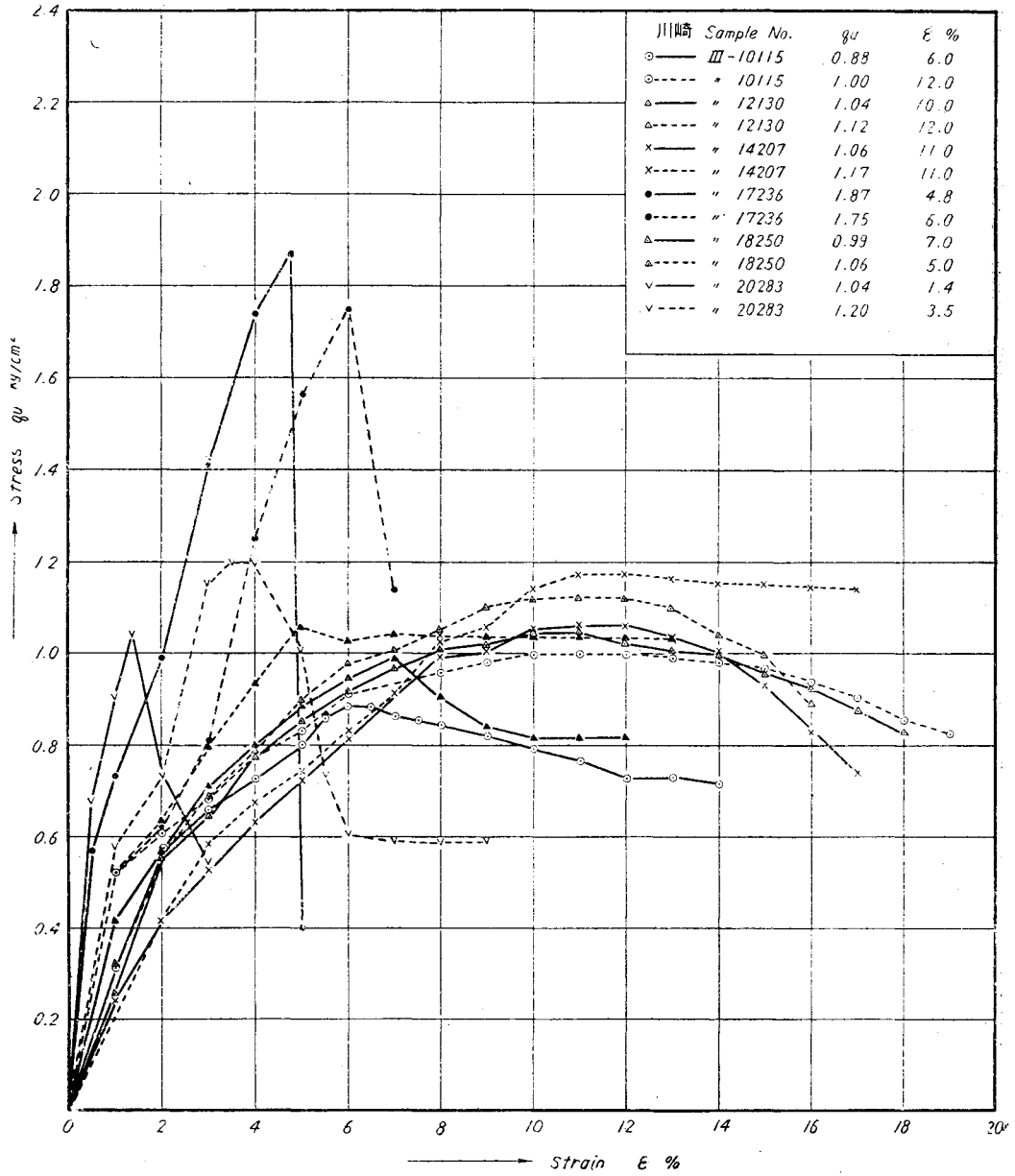


図-74(4) 圧縮試験によるヒズミー応力曲線

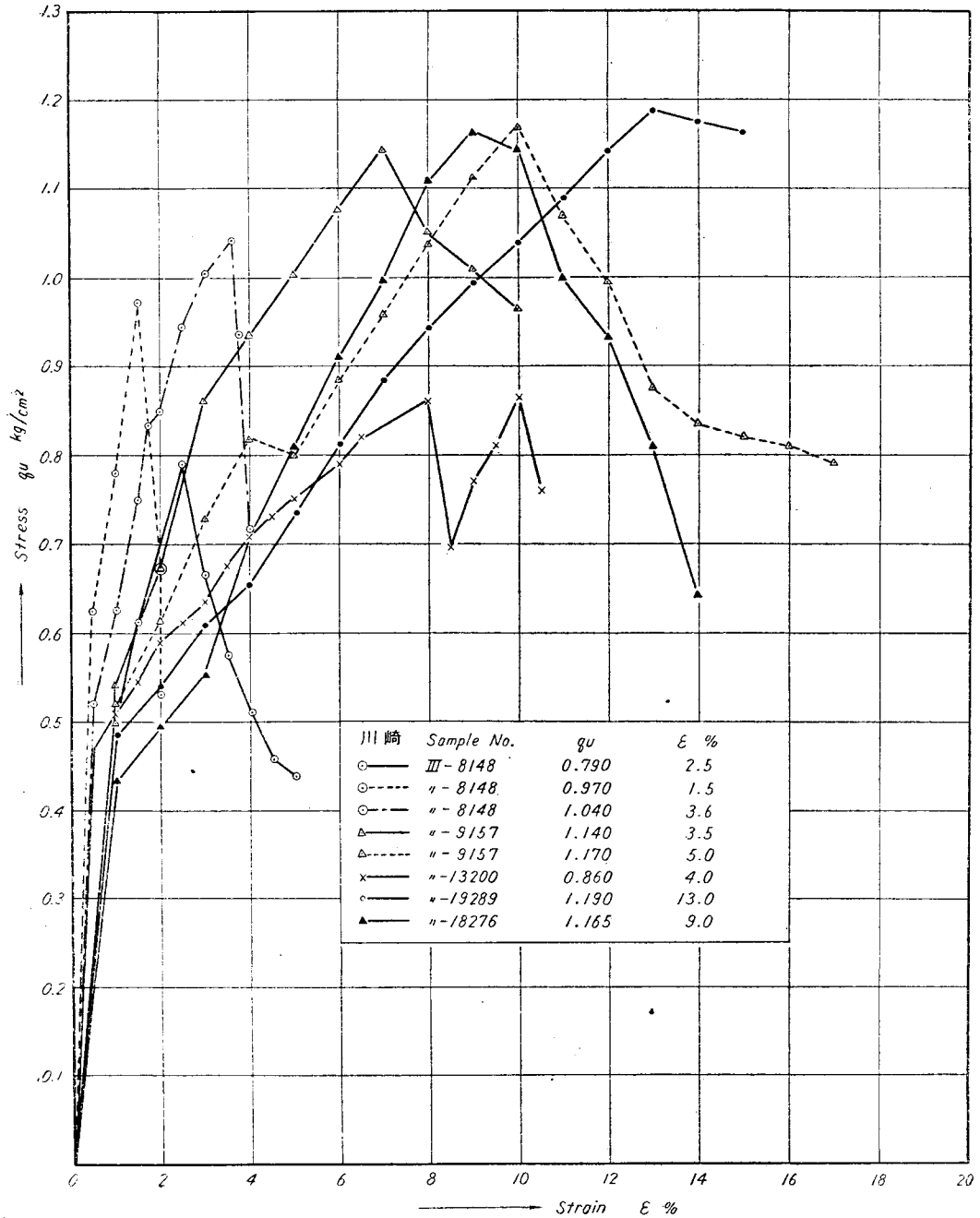


図-74(5) 圧縮試験によるヒズミー応力曲線

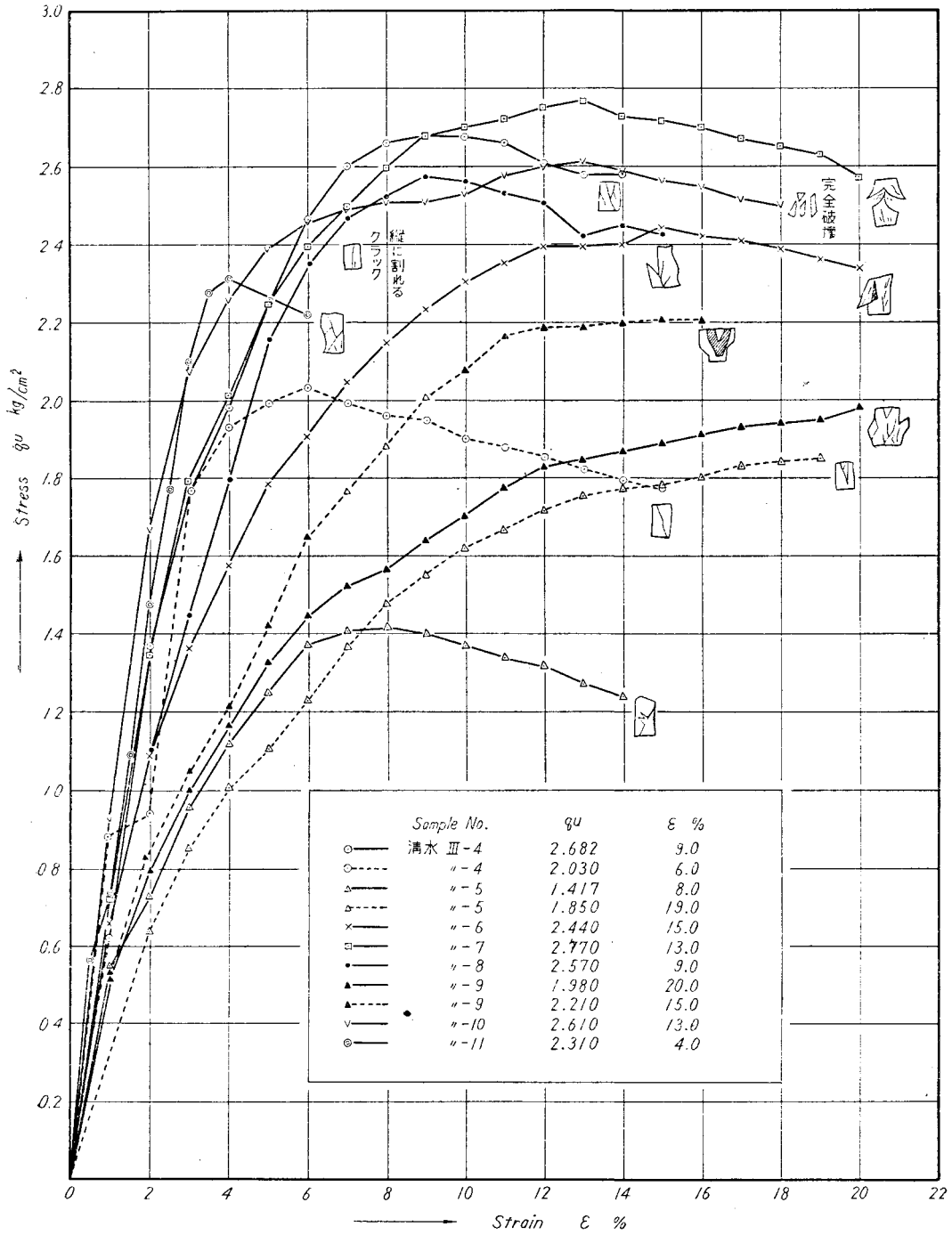


図-74(6) 圧縮試験によるヒズミ-応力曲線

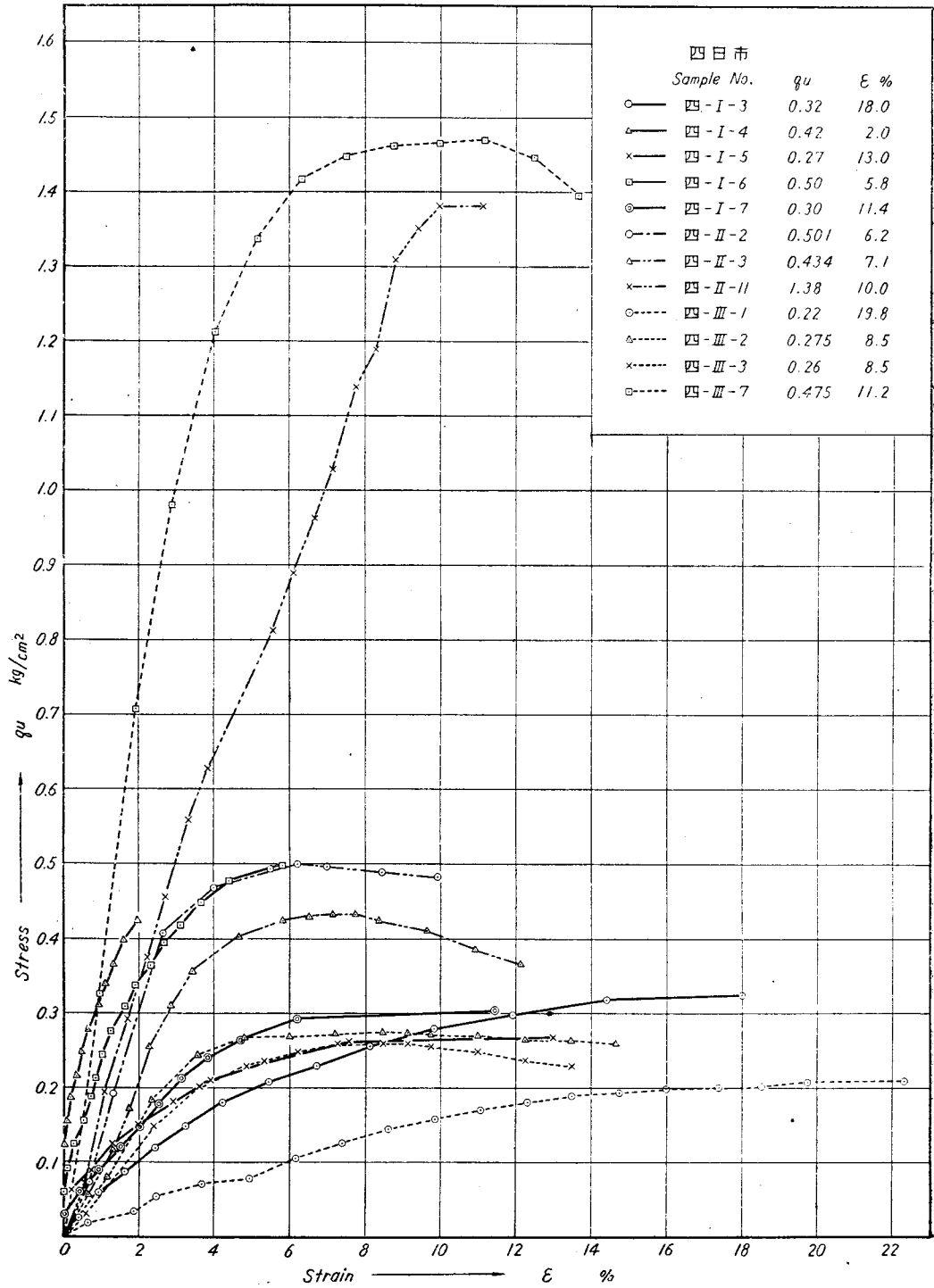
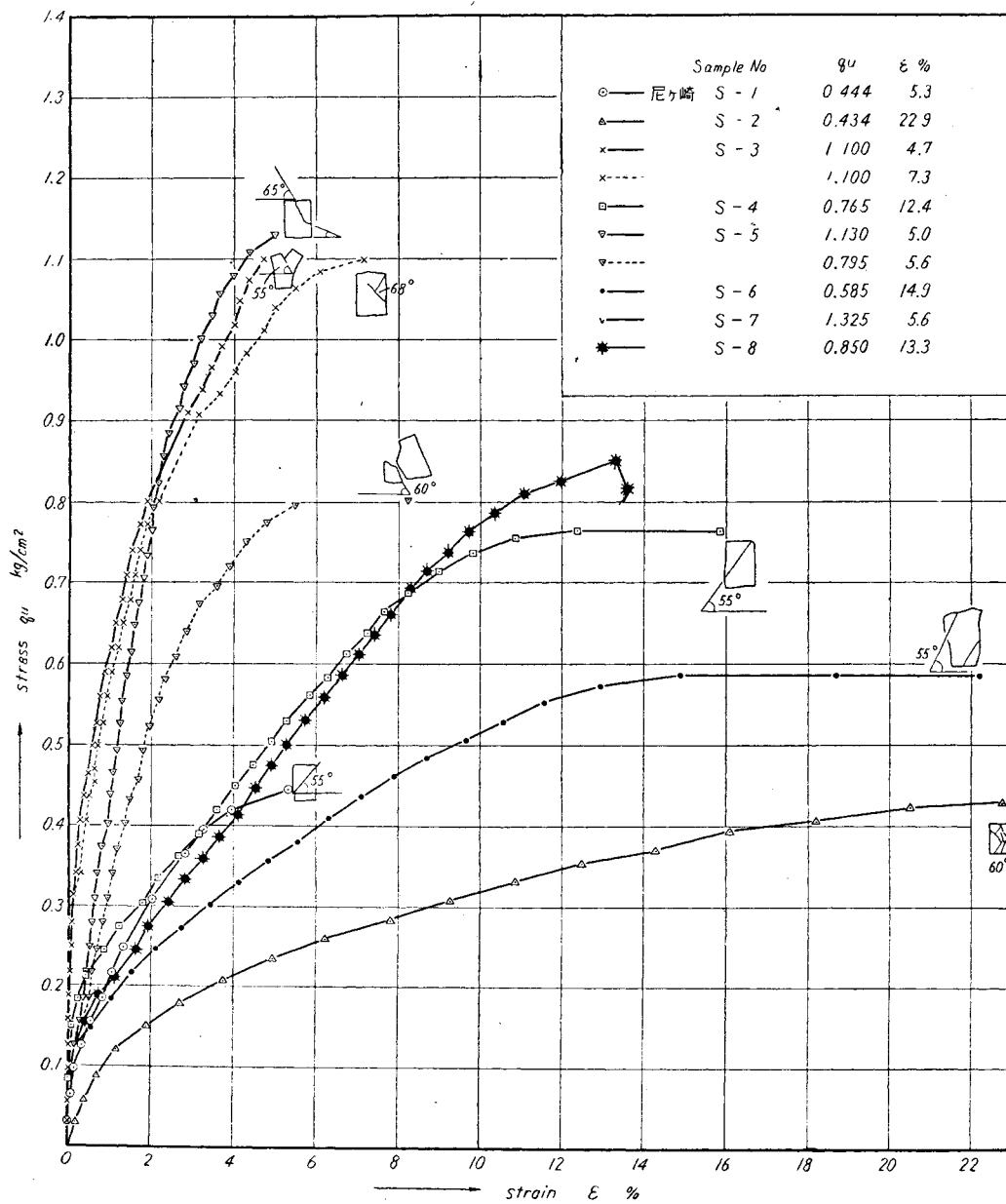


図-74(7) 圧縮試験によるヒズミー応力曲線



図一七五 圧縮強度と間隙比の深度分布

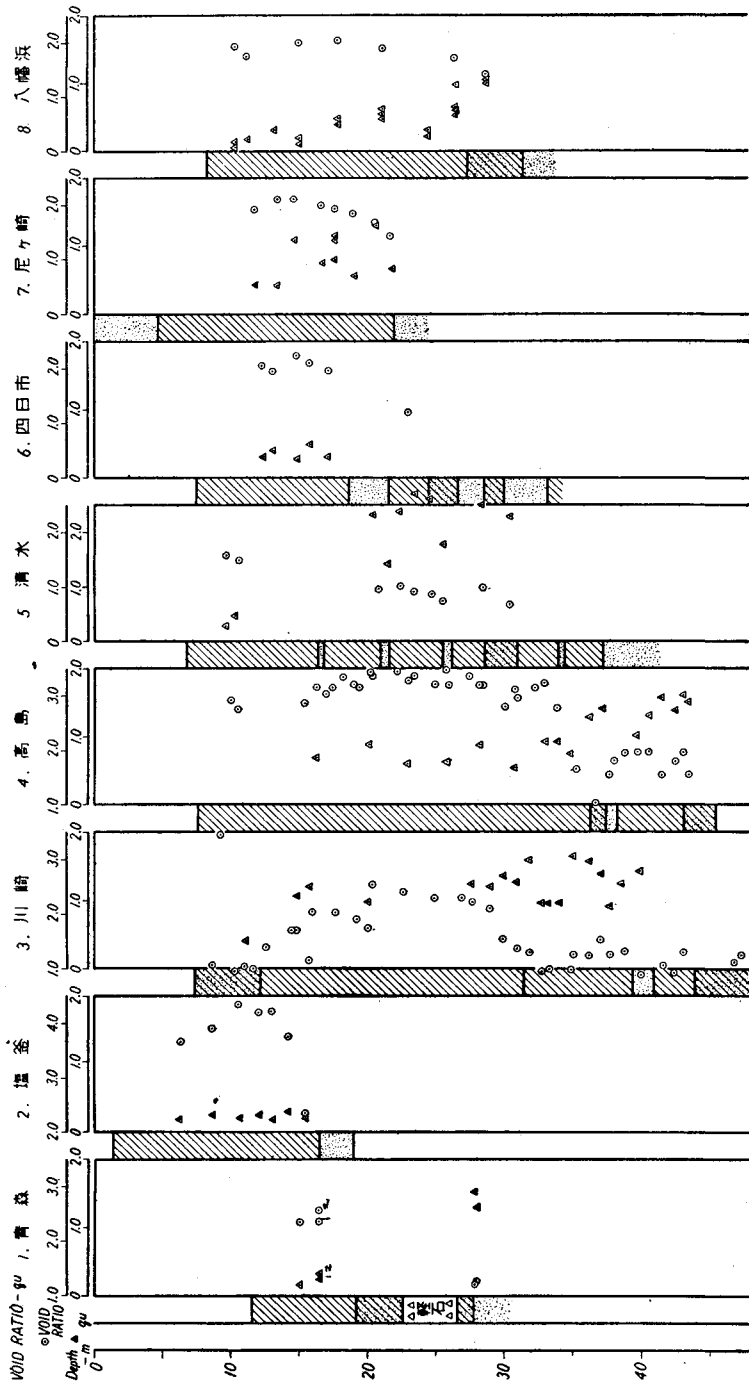


図-76 自然間隙比- q_u の関係

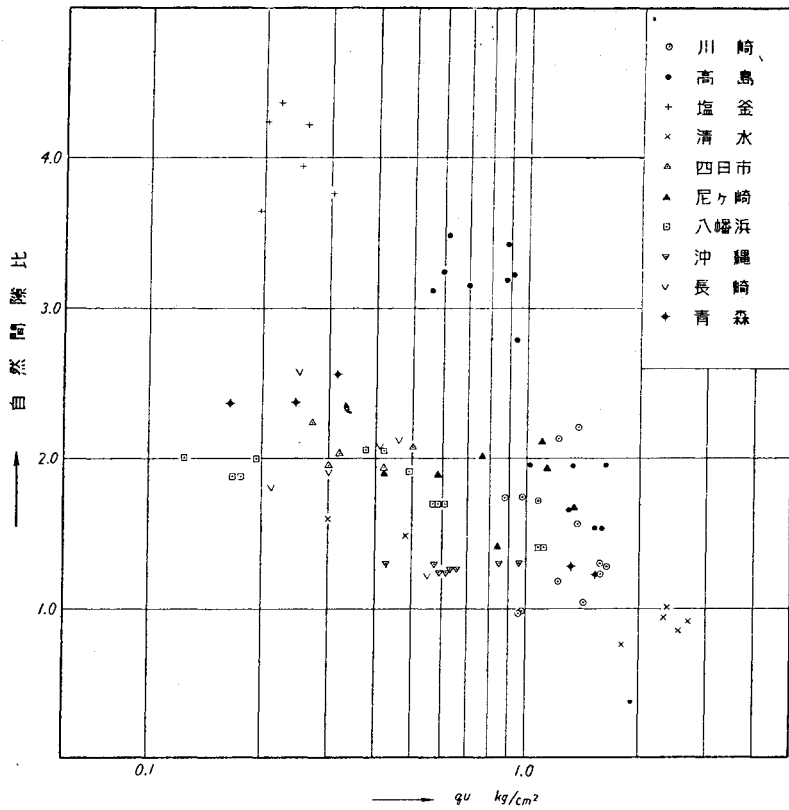


図-77 同一間隙比における圧縮強度と液性限界の関係

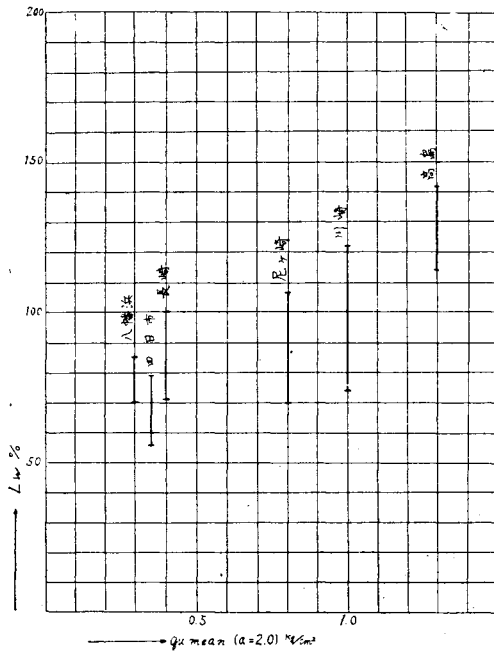
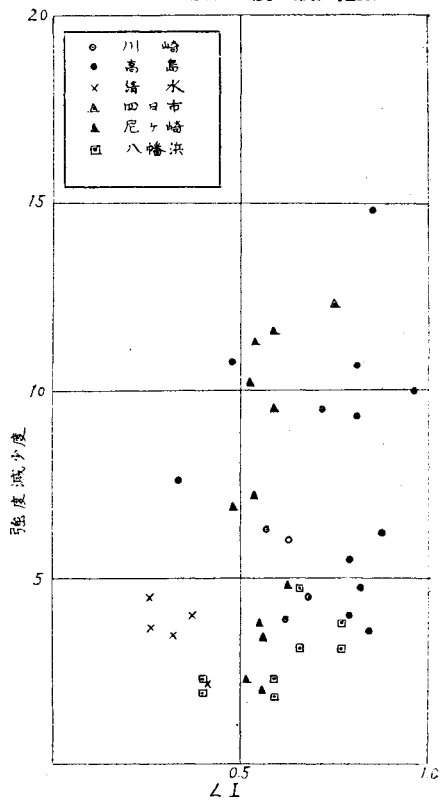


図-78 強度減少度と液性指数



セン断破壊が生じない間はやや上に凸を示すほとんど直線の関係を示すが、セン断破壊が生じ始めるとヒズミが急激に増大し、定ヒズミ式試験機による場合は圧縮強度が最大値を経過してやや減少して一定値に近づくごとき傾向を示しているが、定荷重型試験機については最大強度で急激に破壊が進行して以後の特性は知り得ない。これらの曲線の傾向は直接セン断試験における τ -ヒズミ曲線と同様である。

(5) 破壊状態に関する性質

(a) 破壊ヒズミ ϵ_0 について：圧縮強度が最大値を示すときの圧縮ヒズミ ϵ_0 の値は土の塑性を示す指数と考えられる。各沖積粘土層におけるこの値は平均 5.5~6.5% の範囲にあるものが多く、四日市の 10.1, 八幡浜の 16.5, 清水の 9.2 は大きい値を示す例であり、これらはすべて thin wall sampler による試料である。 ϵ_0 の値は試料採取時の攪乱の程度によつていちじるしく大きくなることは § 11. においてのべたとおりであつて、 ϵ_0 の大きい値を示す例のうちにはこの影響によるものもあると考えられる。

(b) セン断圧縮係数 E_s について：図-79 は圧縮試験における代表的な応力-ヒズミ曲線の形を示す。 ϵ_0 を $q_{u\max}$ におけるヒズミとする。試料が破壊に達するまでは応力の増加とともにヒズミは増加し、この比を E_s とすればこれは弾性体におけるヤング係数に相当する係数で、土のセン断に対する強さを示す一つの指数である。応力-ヒズミ曲線の初期はほぼ直線を示すので、いま便宜上 E_s を規定するために $q_{u\max}$ の 1/2 に相当する応力に対応するヒズミ ϵ の比を E_s で表わすことにする。すなわち

$$E_s = \frac{q_u/2}{\epsilon}$$

図-80 は各沖積層における E_s と圧縮強度の関係を示したものである。この図よりわかることは各沖積層についてみればあきらかに E_s の増加とともに圧縮強度が増加している。

(c) 破壊の形状について：圧縮セン断面が水平面となす角度は § 13. においてのべたとく $\theta = \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ で表わされる。実際の試験において θ を外観より測定した結果は塩釜の粘土について $55^\circ \sim 70^\circ$, 尼ヶ崎の粘土に

図-79 圧縮試験による 応力-ヒズミ曲線

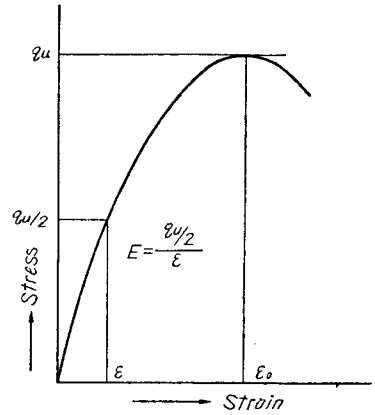
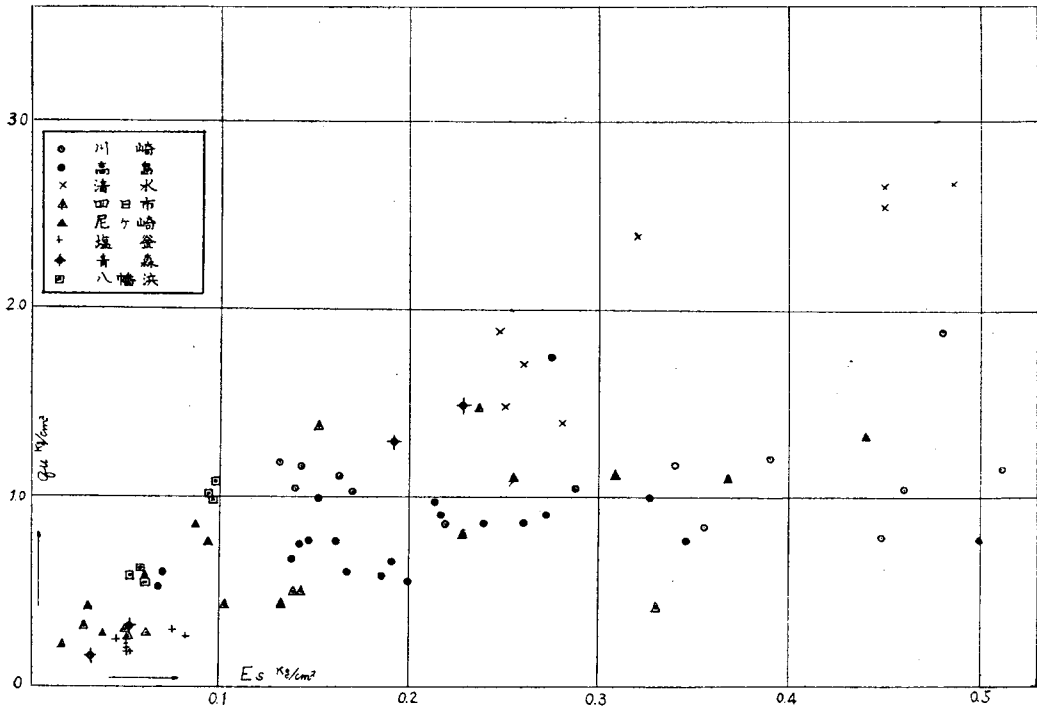


図-80 E_s と q_u の関係



において $54^\circ \sim 65^\circ$ を示し、他の沖積層の粘土についてもおおむね $45^\circ \sim 70^\circ$ の中間の値をとるものが多い。

八幡浜の試料のうち、自然試料でありながら圧縮強度の最大値を示さないものは、斜めのセン断破壊を明瞭に示さず、試料の中央部が側方に膨張し、きわめて plastic な性質を示しているものがあるが、このような破壊はこねまぜた試料について見られるもので、試料採取時における攪乱の影響ではないかと考えられる。

圧縮強度が比較的に大きい試料については 破壊が斜めのセン断破壊によらず、縦方向の引張り亀裂によつている場合がある。対象沖積層については、清水、高島、川崎の粘土において見られ、その圧縮強度は、清水においては 1.9 kg/cm^2 以上、高島の 0.7 kg/cm^2 以上、川崎において 0.9 kg/cm^2 以上のようにかなり大きい圧縮強度の場合に生じている。このような試料についての q_u は従つてさらに大きいことが考えられる。

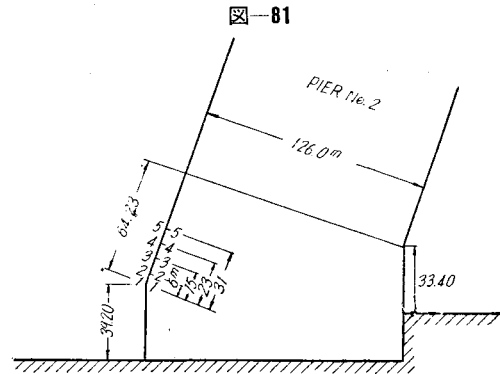
§ 20. 現場におけるセン断じりの解析

四日市港第二埠頭の取付護岸築造地点における試験荷重の崩壊の例及び、長崎港漁港岸壁の倒潰について圧縮強度 q_u を用いて解析しよう。

表-21 四日市第二埠頭土性試験結果

ボーリング	深さ m	sand	silt	clay	間隙比	$q_u/2 \text{ kg/cm}^2$	備考
No. 1	-12.3	16.5	41.0	42.5	2.04	0.16	第1粘土層
"	-13.0	14.0	44.5	41.5	1.96	0.21	"
"	-14.8	6.9	57.9	35.4	2.25	0.14	"
"	-15.7	7.8	41.6	50.6	2.09	0.25	"
"	-17.1	15.0	43.0	42.0	1.96	0.15	"
No. 2	-12.3	15.0	47.0	38.0	2.04	0.25	第1粘土層
"	-14.1	16.0	43.0	41.0	2.23	0.22	"
"	-17.9	75.0	18.0	7.0	—	—	第1砂層
"	-19.3	83.0	13.3	3.7	—	—	"
"	-21.9	8.7	53.3	38.0	1.18	0.69	第2粘土層
No. 3	-10.6	24.6	41.1	34.3	2.04	0.11	第1粘土層
"	-14.0	7.8	40.5	51.7	2.29	0.14	"
"	-16.0	8.0	46.0	46.0	2.09	0.13	"
"	-21.6	22.0	43.0	35.0	1.20	0.74	第2粘土層

四日市港の第二埠頭は目下その取付部の工事に着手したところであるが(平面図は 図-81)取付部は-5 m の L 型重力式物揚場とする予定であり、L 型本体の据付以前にコンクリート方塊を積み重ねて試験荷重にするとともに、この荷重によつて地盤を締めようとしたが、基礎のセン断破壊により崩壊した。地盤は 図-82 に示すごとく、-19 m 前後に約 2.0 m の厚さの砂層があり、それ以下は硬い粘土層である。19 m より浅い部分の第一粘土層では間隙比 2.0~2.3 程度で圧縮強度 $0.22 \sim 0.50 \text{ kg/cm}^2$ のきわめて軟弱な粘土である。土質試験結果は表-21 に示す。



基礎拵えは 図-83 に示すように -8.0 m まで床掘し、その上に厚さ 1.7 m の良質砂を置き、さらに 1.3 m の厚さの捨石をおいた。この付近の海底地盤は -17~18 m まで軟弱粘土層であるから、置換砂の下面から下に約 10 m の厚さの軟弱粘土層が存在するわけである。試験荷重は工期の関係から短期間に急速につみ重ね、29 年 1 月 17 日延長 42 m にわたつて 8 段目まで施工した。しかるに 2 日後 1 月 19 日夜半の最干潮時(推定潮位 ± 0) に至り突如基礎のセン断破壊により延長 42 m にわたつて陥没した。崩壊の大部分は 図-83 に示すように、最下段のブロックは海底面から約 4.5 m 沈下し、頂部は海側に倒れ陸側では海底の隆起を起している。

基礎の回転破壊を起す場合、円弧状面に沿う粘着力を計算すると所要の値は $c = 0.225 \text{ kg/cm}^2$ である。しかるに表-3 によると $c = 0.11 \sim 0.25 \text{ kg/cm}^2$ で平均 0.18 kg/cm^2 であるから崩壊は当然である。一方試験荷重の底面圧力を計算すると、ブロックの最下面(基礎捨石上面)では $p_1 = 13.3 \text{ t/m}^2$ 、 $p_2 = 9.6 \text{ t/m}^2$ となり 45° の角度をもつて基礎捨石及び基礎置換砂内に分布すると考えると、置換砂下面では $p_1' = 9.7 \text{ t/m}^2$ 、 $p_2' = 8.4 \text{ t/m}^2$ となる。

$$p = 5.5c \quad (p: \text{極限支持力 } c = q_u/2) \text{ において}$$

$$P_1 = 13.3 \text{ t/m}^2 \text{ に対し } c = 0.242 \text{ kg/cm}^2$$

図-83 四日市港物揚場仮橋方塊頭端の状況

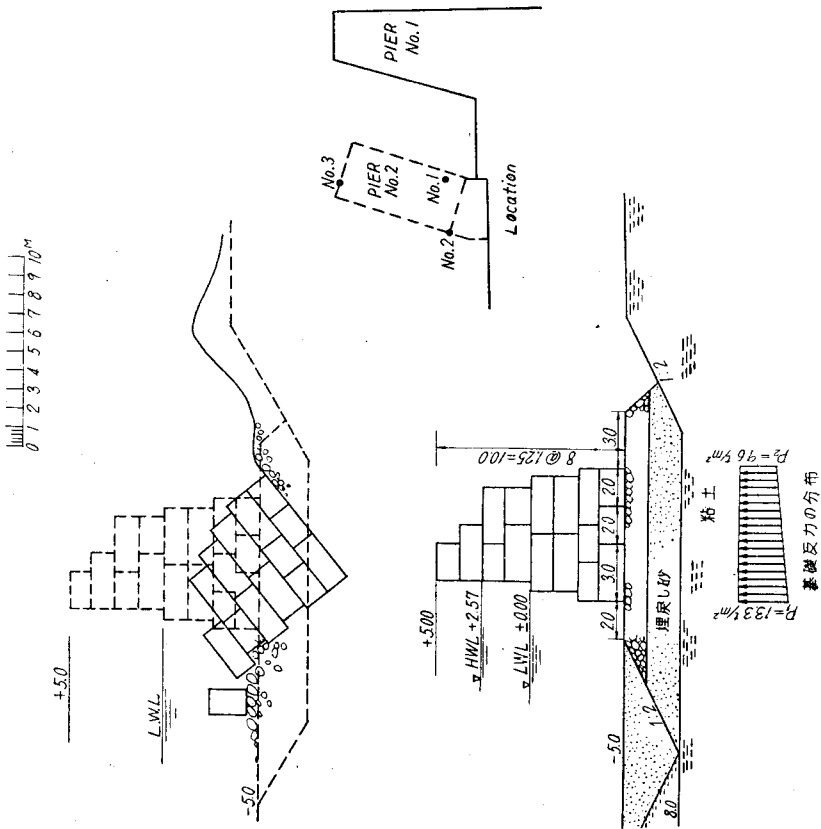


図-82 四日市土質柱状図

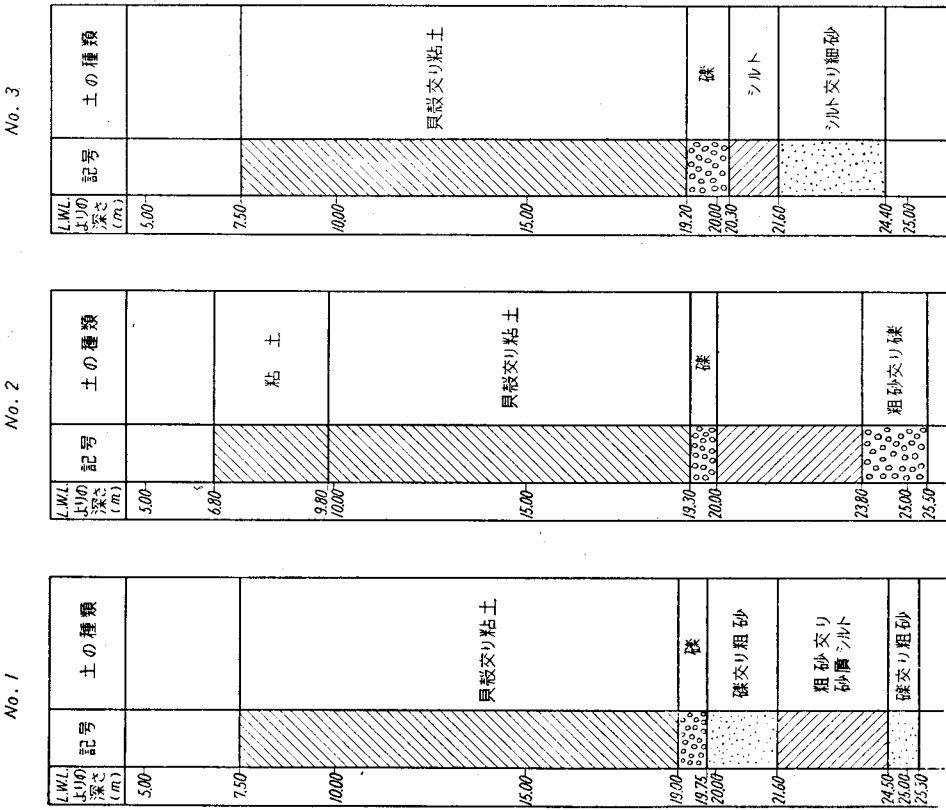
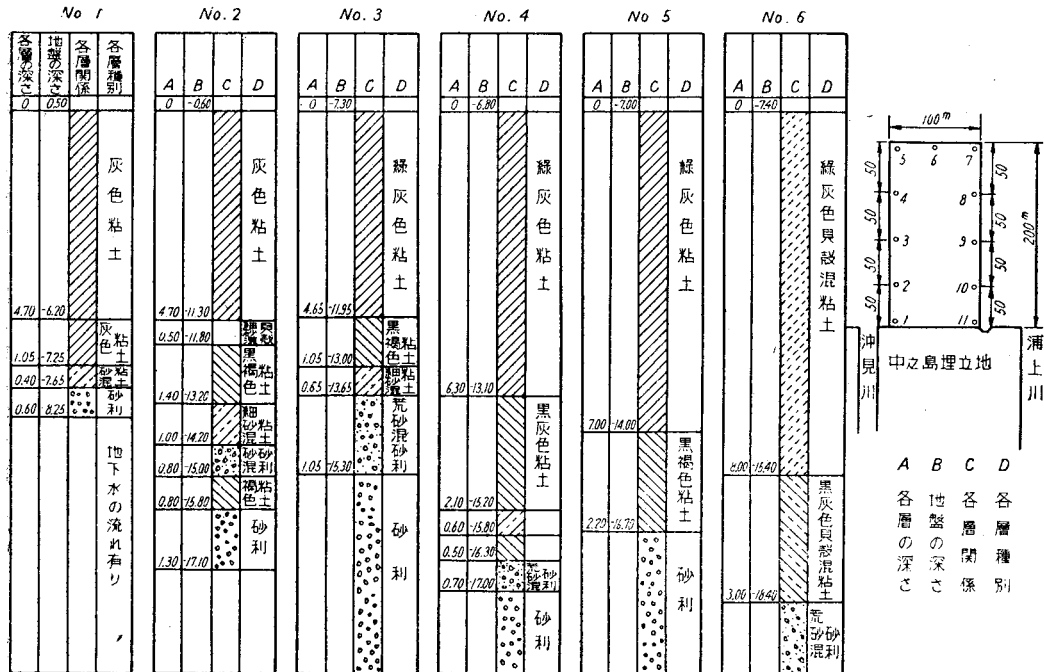


表-22 長崎漁港岸壁基礎土質圧縮試験結果

ボーリング	水深 (m)	q_u (kg/cm ²)	$c = \frac{q_u}{2}$ (kg/cm ²)	ボーリング	水深 (m)	q_u (kg/cm ²)	$c = \frac{q_u}{2}$ (kg/cm ²)
A	-5.8	0.286	0.143	E	-7.7	0.125	0.062
"	-7.8	0.521	0.260	"	-8.4	0.177	0.088
"	-8.3	0.281	0.140	"	-9.1	0.259	0.129
"	-10.3	0.428	0.214	"	-9.9	0.210	0.105
"	-11.7	0.657	0.328	"	-10.6	0.165	0.082
"	-12.3	0.584	0.292	"	-13.6	0.236	0.168
"	-13.0	0.687	0.343	"	-14.2	0.251	0.125
			平均0.25	"	-14.9	0.290	0.145
				"	-15.8	0.257	0.128
B	-10.7	0.196	0.098	F	-8.9	0.492	0.246
"	-11.2	0.530	0.265	"	-9.5	0.391	0.145
"	-14.9	0.457	0.228	"	-10.1	0.494	0.247
"	-15.4	0.327	0.163	"	-11.0	0.393	0.197
			平均0.18	"	-12.9	0.735	0.367
				"	-13.5	0.366	0.184
C	-7.2	1.230	0.115	"	-14.1	0.456	0.228
"	-8.0	0.353	0.176	"	-14.7	0.450	0.225
"	-8.7	0.535	0.267	"	-15.3	0.470	0.235
"	-10.2	0.303	0.151				
"	-10.8	0.360	0.180				
"	-11.4	0.330	0.115				
"	-12.3	0.414	0.207				
"	-13.0	0.470	0.235				
"	-13.7	0.355	0.177	G	-5.5	0.278	0.139
"	-14.2	0.534	0.267	"	-6.9	0.176	0.088
"	-15.2	0.526	0.263	"	-7.6	0.261	0.130
			平均0.20	"	-9.0	0.490	0.245
				"	-9.7	0.620	0.310
E	-5.7	0.130	0.065	"	-10.4	0.520	0.260
"	-7.0	0.140	0.070				

図-84 長崎港土質柱状図



$p_2' = 9.6 \text{ t/m}^2$ に対し $c = 0.175 \text{ kg/cm}^2$

ゆえに p_1 をとつて考えれば実際の c の平均値 0.18 kg/cm^2 では明らかに不足であるし、また p_2' を取つても所要の c はほとんど実際値と同じであるから、床掘による地盤の攪乱の影響をあわせ考えると支持力の限界を超えたものと推定される。

このように $c = q_u/2$ とし、計算の際 $\phi = 0$ とし、 $p = 5.5c$ のごとき簡単な式によつて、かなりよく破壊の現象を説明しうる。

次に、長崎港の漁港岸壁の崩壊は円弧迂りの典型的なものである。この岸壁は浦上川河口部中の島の南端より幅 100 m、長さ 200 m のピヤーを突出せしめ、その東側を水深 -5.0 m のコンクリートブロック積の重力式岸壁としたものである(図-84)。基礎地盤は図-84 柱状図に示すごとくであり、 $-16\sim 18$ m までの粘土はきわめて軟弱でありその下に砂利層がある。岸壁のコンクリートブロック最下端は -5.5 m に据付けられたので、その底面以下の粘土層の厚さはおおむね 12 m である。基礎は -9 m まで床掘し -7 m までの厚さの砂を置き、その上に 1.5 m の厚さの割栗を置いた。壁体底面は先端が砂利層に達する支持杭列の上につており、支持杭によつて岸壁を支持している。

岸壁はほとんどでき上り背後の埋立をポンプ船で施工しその完了間ぎわの 26 年 11 月 30 日、同地特有の「あびぎ」と称する 80 cm に及ぶ異常低潮位に際し、東側先端より 100 m が崩壊する事故が発生した。現場における調査によると図-86 のごとく、上部コンクリート及びコンクリートブロックは海側に飛散し、下端ブロックは傾斜転倒している。さらに基礎杭は 4 列とも全部杭頂より 4.2~4.6 m の点で切断されているが、杭頂部の移動状態から推定すれば杭は置換え砂層と粘土層の境界付近で折れていることになる。

図-85 長崎漁港岸壁断面図

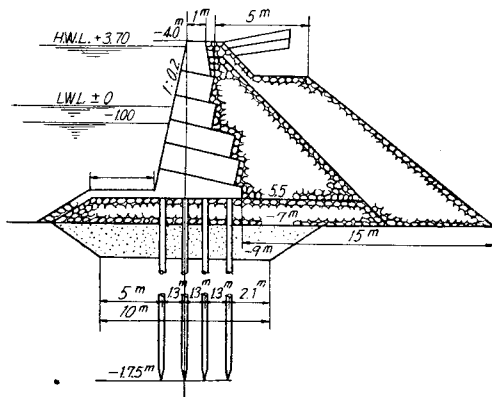
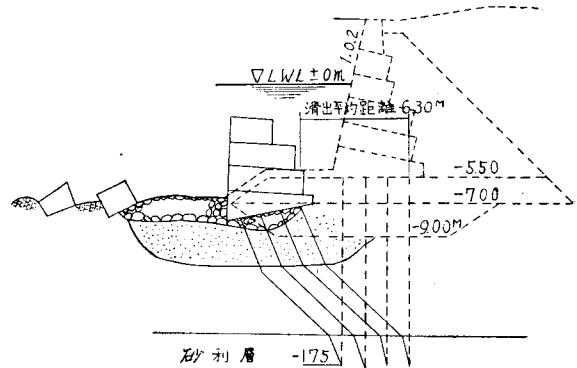


図-86 長崎漁港岸壁崩壊の状況



以上のような被害断面を見ると明らかに円弧迂りによつて底部迂りを生じたものと言える。

でき上り断面の円弧迂りの計算を行うと、 $c=0.326 \text{ kg/cm}^2$ を必要とし、また崩壊時の安定計算では $c=0.20 \text{ kg/cm}^2$ を必要とする。土質試験は事故発生後に行つたので、基部崩壊による粘土の攪乱のため、強度は相当低下していると思われるが、 $c=0.20$ 程度と考へてよい。従つて、ポンプ船による埋立の進行とともに安定が破れ崩壊を起したものと思われる。

この岸壁の復旧には、サンドドレーン工法によつて粘土地盤を $c=0.35 \text{ kg/cm}^2$ まで圧密し、杭基礎を用いずに施工し、現在完了している²⁹⁾。

以上の2つの例以外にも、 $c=q_u/2$, $\phi=0$ なる計算によつて多くの岸壁の安定計算を行つた例が多く、かつ、満足なる結果を得ている。くわしくは、別途に報告したい。

むすび 本論においては、粘土のせん断抵抗決定方法のきわめて困難なことを、しかして現在の段階においては、圧縮試験を行い $c=q_u/2$ として設計を行うのが最も実用的であり、十分設計上の目的に応えうることを示した。粘土のせん断特性をあらゆる面から追求することが望ましいが、他方、圧縮試験のごとく簡便な試験結果を用いて、計算法を補正改良してゆくことによつて、工学的指数として活用してゆくことも大切である。在来の非科学的とも言うべき基礎工法にくらべれば、この工学的指数を用うるようになったことだけでも大きな進歩というべきであろう。

付章 研究対象とした沖積層の形成状態

研究において取上げた沖積層に関して、その付近の地質概況及び堆積について説明しよう。

§ 21. 調査地点付近の地質概要

(1) 青森 青森港は陸奥湾の最奥部に位し、北海道の長万部より南に伸び函館、青森、弘前を経て会津に至る北日本中央地溝帯に属する。この地溝帯の東には下北半島の恐山と八甲田山を結ぶ火山脈が南北に通る、西側には岩木山と津軽半島の龍飛岬を通る火山脈があつて地溝帯をはさんでいる。青森市の東西は第三紀層の丘陵よりなり南側は八甲田山の火山噴出物による丘陵が続き、青森の沖積層は主として堤川の堆積作用によるものと考えられている。現在までのところ、市内において-136 mまでのさく井の記録があるが岩盤の深さは確かめられていない。

(2) 塩釜 松島湾をかこむ丘陵地帯は第三紀層の凝塊頁岩(土丹)よりなり、それが開析されたのち沈降したもので、リアス式海岸を形成している。したがつて基盤は浅く、入江の中央に向つて勾配をなし起伏が多く、その上に粘土層が沈積したものと考えられる。特に堆積物を搬入する河川はない。

(3) 川崎 神奈川県東南部多摩川の右岸より横浜の南方に分布する多摩丘陵は第三紀層並びに洪積層よりなる台地である。川崎市の平地はこの台地の東北端にあつて多摩川デルタ堆積よりなり、海岸線から市の中心地にかけて、地盤沈下現象がみられる。基盤の深度は千鳥町埋立地において、物理地下探査法²⁹⁾による結果からみると、-90 m 程度と推定される。

(4) 高島 多摩丘陵は横浜付近においては海岸にのぞみ断崖をなしており、横浜の内港は本牧岬の突出によつて入江となり小規模の河川の排出する土砂によつて平地が形成されており現在の海岸線はほとんど埋立地によつて造られている。基盤は港内において起伏が多く、高島町付近は、新港埠頭と瑞穂埠頭付近に隆起する尾根の中間にあつて、-45 m 付近に第三紀の土丹がみられ沖に向つてわづか傾斜している。その土丹の上を軟弱な粘土層がおおつている。

(5) 横須賀(長浦) 三浦半島は最高 200 m 程度の丘陵性山地よりなり、これら山地は海岸に迫り有湾海岸を各地に形成している。長浦湾は60~80 m の丘陵に囲まれた小湾で湾口はNNEに開き水深は湾の中央部で-8 m 以上、湾口付近では-15 m を超える。山地は第三紀の軟質の砂岩及び泥岩よりなり、山頂に関東ロームを被るところが多い。谷地の低地は小規模に形成された沖積層であつて、粘土質の土が堆積している。基盤は丘陵地より湾の中央部に向い勾配をなし、調査位置における深さは18~25 m 程度である。

図-87(1) 青森付近地質図

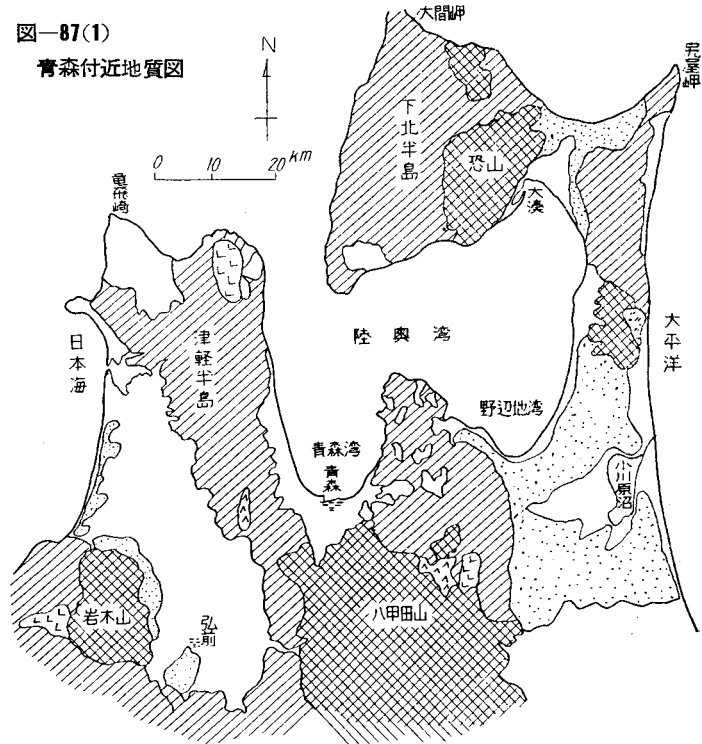
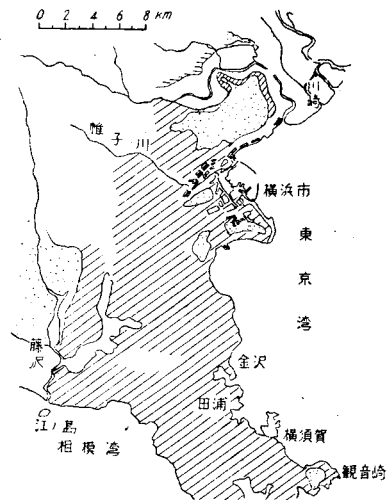


図-87(2) 横浜、横須賀付近地質図



(6) 清水, (駿河, 遠江) この地点に発達する海岸平野の一部であつて背後はただちに第三紀の丘陵よりなる。市の西南方にある久能山は安部川の洪積時代のデルタ堆積物で、海岸地方の隆起により陸化し侵食をうけて丘陵化した。侵食された砂礫は海水により東北に運ばれ、清水港、析戸湾を囲む三保の砂嘴を形成している。現在の河川はこれら丘陵地の間に沖積作用を営みつつあり、析戸湾内には巴川の搬出する土砂が堆積したと考えられる。

(7) 四日市 四日市は伊勢湾の西側に東北に発達する伊勢海岸平野に位し、西側には、古生層よりなる鈴鹿、布引山脈が南北に走り、その東側は断層をなして伊勢平野にのぞみ、山麓には第三紀層、洪積層の台地があり、その間に、鈴鹿山脈を水源とする町屋川、三滝川の河川が流れて台地は開析され沖積作用が営まれている。四日市港付近においては -150 m までのさく井の記録があるが、基盤の深さは確かめられていない。

(8) 大阪, 尼ヶ崎 大阪市, 尼ヶ崎市の位する大阪平野は、淀川、武庫川、緒名川、茨木川、旧大和川神崎川等の協力せる一大複合三角州であつて、平野の北部は箕面、摩耶の断層崖があつて、千里山台地、飛雀丘及び芦屋以西の偏平扇状地を走り、東は生駒、金剛山脈、南は和泉山脈及び第三紀の和泉丘陵によつて囲まれている。大阪平野の三方の台地以外は、かつての入江でこれが埋積されるとともに隆起作用も手伝つて現在の沖積平野を形成したものと考えられている。

(9) 八幡浜 紀伊半島より四国を縦貫して九州に達する古生層の地域は日本で最も古い地層であつて八幡浜市は四国の西端、この地域の北端に近く位置し、周囲は 300~500 m 程度の緑泥片岩よりなる山地にかこまれている。佐田岬より足摺岬に至る海岸はリアス式であつて、沖積平野は各湾の奥にわづかにあるにすぎず、八幡浜市付近も約

図-87(5) 対象地域付近の地質図

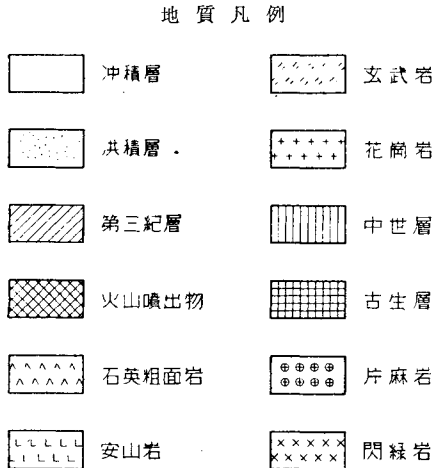


図-87(3) 清水付近地質図

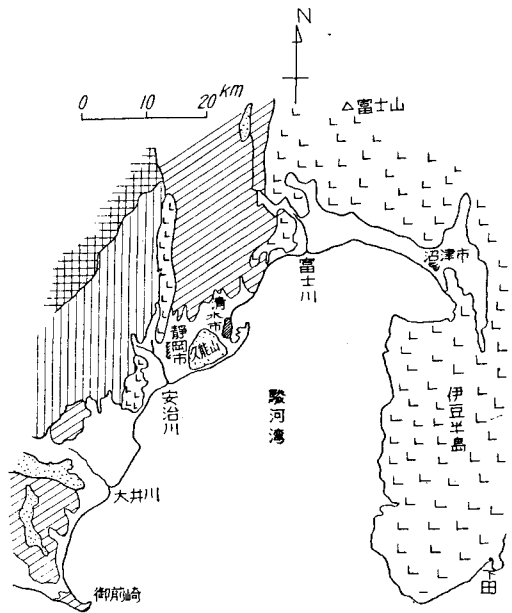
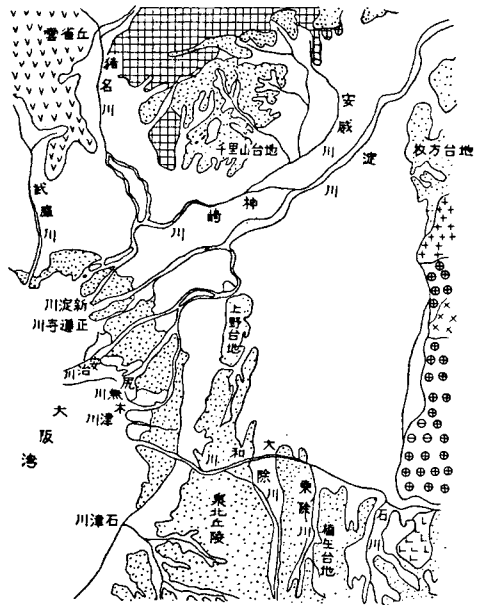


図-87(4) 大阪付近地質図



300 年前には、千丈川、五反田川に沿う狭い平地があるにすぎなかつたが、埋立によつて現在の海岸線ができています。粘土層はきわめて軟弱であり、基盤層も傾斜している。

(10) 長崎 長崎は西彼杵半島、野母半島の基部にある奥深い長崎湾の最奥部にあり、湾は西南に向つて開口し、北より浦上川が流入しており、周囲は 300 m 程度の山地に囲まれ海岸線にせまつている。この山地は火成岩よりなり湾内は浦上川の排出する土砂により小規模な沖積低地を形成しつつある。現在における港湾地帯はほとんど明治以降の埋立地に属している。

(11) 手賀沼 関東平野は開析台地である高さ 20~150 m 程度の台地とこの台地が河川によつて開析されてできた沖積地とから成つている。沖積地は広く発達し、河川はどれも蛇行をなしており、河川は多数の支流を合せている。本流は一般に堆積作用がさかんで河底が埋立てられ、そのため支流はせきとめられて沼地または湿地となつている場合が多い。手賀沼は、北浦、霞ヶ浦、印旛沼、赤麻沼等とともに利根川に属するこの種の一例である。なおこれらの湖沼の成因については、台地形成後における地殻変動及び地盤の沈降等も合わせ考えねばならない。

§ 22. 調査した沖積層の成層状態

調査対象沖積層のボーリング結果について、沖積層を代表すると思われる柱状図を同一縮尺で図示すれば図-88 のとおりである。手賀沼、沖繩の資料はえられなかつた。沖積層の堆積の種類は地形的環境によつて次の7種に分けて考えられる³⁰⁾。

River-channel deposit	Glacial	deposit
Flood-plain "	Wind-laid	"
Delta "	Standing water	"
Shore "		

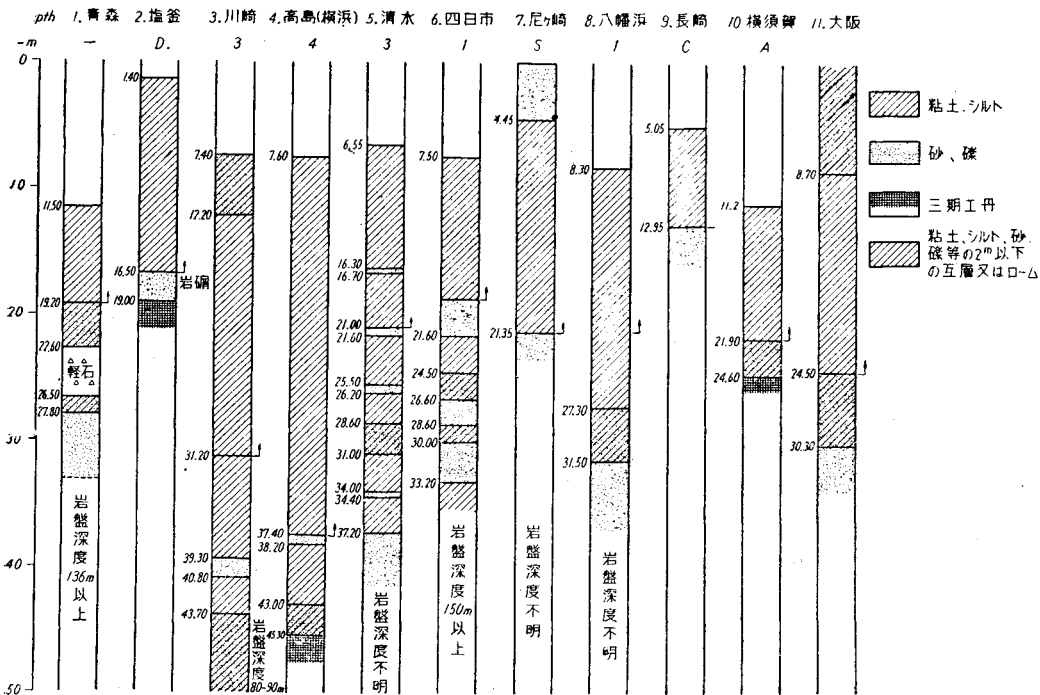
これらの個々の説明は省略する。図-88 に示す地盤を柱状図によつて分類すると大体次の3つの型になる。

(1) 基盤の上に比較的一様な粘土層が存在するもの：この例に属するものは、塩釜、横浜、横須賀であつていつも、第三紀層の土丹が塩釜においては -19 m、高島では -47 m、横須賀では -25 m 付近の比較的浅い場所にあり、その上に岩屑、砂混りの転移層があり、ただちに海底面まで分布する一様で軟弱なる粘土層が存在して軟弱地盤を形成している。この3カ所はともに湾内の比較的静かな海水中において沈積した沖積層であり、流入する河川の影響をほとんどうけないいわゆる“たまりどろ”と称される。これは standing water deposit と言うべきであろう。このような場所は基盤が隆起して侵食開析を受け再び沈降したと考えられ、したがつて基盤は所によつて起伏が多く、その傾斜も変化が多いことが考えらる。

(2) 上部に厚い粘土層があつて、以下きわめて複雑な薄い互層が連続するもの：青森、四日市の沖積層はいずれも最上部に軟弱な粘土層が 10 m 程度存在し、以下、粘土、沈泥、砂礫等の層厚 2 m 以下で比較的薄い互層が連続し、それらの互層中の粘土層はかなりよくしまつている。青森は堤川、四日市は三滝川等中小河川のデルタ堆積物と考えられ基盤は非常に深い。

(3) 上部に厚い粘土層があり、以下比較的厚い互層が連続しているもの：川崎、大阪、尼ヶ崎等の沖積層が

図-88 対象沖積層の代表的土質柱状図



これに属し、いづれも大河川のデルタ堆積物である。いづれも最上部に砂層をかぶり、続いて層厚15~30mの比較的厚い粘土層が存在し、以下砂層粘土層等の厚い互層が連続している。基盤の深度は川崎において-90m、大阪、尼ヶ崎においては非常に深い。

以上のほか、八幡浜、長崎の例では奥深い海灣に沈積している沖積層であるが、(1)の型ほど単純ではないのは、千丈川、五反田川、浦上川等の流入があるためであり、(1)と(2)の両型の中間に属するとみてよい。

以上述べてきた形成状態についての諸項目を集約して表示すると表-23になる。

沖積層の堆積状態に関しては多くの研究があるが、これを土工学の面に結びつけることはまだ不適當である。しかしながら、土の工学的性質を判断する上において、一つの重要な規準を与えていることは確かである。

表-23 代表的層の形成状態

箇所	地形的環境			層の形成状態			摘要
	基盤の深度	おしな沖積河川	堆積の種類	成層状態	層の傾斜	その他	
青森	136mまでなし	堤川	Delta Deposit	複雑なる互層	おおむね水平	-23~27m に軽石層	
塩釜	25m以下三紀土丹	なし	Standing Water D.	単純なる粘土層	おおむね水平		
川崎	約90m	多摩川	Delta D.	互層	ほとんど水平		
高島	45m三紀土丹	なし	Standing Water D.	単純なる粘土層	ほとんど水平		
横須賀	25m以下	なし	Standing Water D.	単純なる粘土層	おおむね水平		
清水	不明	巴川	Delta D.	薄い砂層をほさむ粘土層	おおむね水平		
四日市	150mまでなし	三龍川、町屋川	Delta D.	複雑なる互層	ほとんど水平		
大阪	不明	淀川、大和川、木津川等	Delta D.	互層	おおむね水平		
尼ヶ崎	不明	神崎川、武庫川	Delta D.	互層	ほとんど水平		
八幡浜	比較的浅い	千丈川、新川、五反田川	Standing Water D. Standing Water D.	互層	沖に向い傾斜		
長崎	不明	浦上川	Delta D.	互層	おおむね水平		

参考文献

- 1) Terzaghi-Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice" 1948
- 2) 大阪湾港湾技術調査会 "大阪の地盤沈下に関する研究" 昭24 1949
- 3) 前掲 2) 参照 4) 前掲 2) 参照
- 5) 石井靖丸 "地盤沈下" 最新土質工学, 土木学会, 昭25 1950
- 6) 資源調査会 "地盤沈下に関する資料" 1954
- 7) Terzaghi-Fröhlich "Die Setzung der Tonschichten" 1936
- 8) Terzaghi "Erdbaumechanik" 1928
- 9) D.W. Taylor & W. Merchant "A Theory of clay consolidation accounting for secondary compression" Journ. of Math. & Phys. Vol. XIX, 1940
- 10) D.W. Taylor "Consolidation of clays" Rept. of M.I.T. 1942
- 11) 前掲 2) 参照 12) 前掲 5) 参照
- 13) Yasumaru Ishii "General Discussion in the Symposium on Consolidation on Testing of Soils" Rept. A.S.T.M. 1952
- 14) E.N. Fox "Mathematical Solution for the early stages of consolidation" Rept. of 2nd I.C. of S.M. & F.E.
- 15) 前掲 2) 参照
- 16) G. Tschebotarioff "Soil Mechanics foundation and earth structures" 1951
- 17) 前掲 6) 参照
- 18) 荒井秀夫 "粘土の圧密試験における間隙水圧の測定について" 運研報告印刷中
- 19) 前掲 1) 参照 20) 前掲 1) 参照
- 21) 前掲 13) 参照 22) 前掲 2) 参照
- 23) M.J. Hvorslev "Subsurface exploration on sampling of soil for civil engineering purpose" 1948 W.E.S. U.S. Army
- 24) D.W. Taylor "Fundamentals of Soil Mechanics" 1948
- 25) P.C. Rutledge "Triaxial shear research and pressure distribution studies on soil" W.E.S. U.S. Army 1947
- 26) 最上武男 "土の力学" 河出書房
- 27) 前掲 1) 参照 28) 前掲 1) 参照
- 29) 森本茂男, 荒井秀夫 "振り剪断試験について" 運研報告, 第5巻 7, 8号, 昭30
- 30) 前掲 1) 参照
- 31) "Applied Sedimentation"
- 32) 前掲 6) 参照



昭和30年12月25日印刷
昭和30年12月31日発行

土木学会論文集
第 317 号

定価 300 円 (〒 20 円)

著者 石井 靖丸・倉田 進・藤下 利男
編集兼発行者 東京都千代田区大手町2丁目4番地 中川 一美
印刷者 東京都港区赤坂溜池5番地 大沼 正吉
印刷所 東京都港区赤坂溜池5番地 株式会社 技報堂

東京中央郵便局区内 千代田区大手町2丁目4番地

発行所 社団法人 土木学会 電話(20) 3945・4078
振替 東京 16828

