

異方圧密した粘性土の一軸圧縮試験と 三軸圧縮試験の比較（第三報）*

山田 洋右**

鈴木 輝之**

(昭和51年4月15日受理)

Comparison of the Triaxial and the Unconfined Compression Test for anisotropically Consolidated Cohesive Soils (Part III)

by Yoou YAMADA and Teruyuki SUZUKI

The unconfined compression test is conveniently used for measuring the undrained strength of cohesive soils because of its simplicity. In the natural ground, soils are consolidated anisotropically. Therefore, studies of anisotropically consolidated soils are more significant than those of isotropically consolidated soils.

The purpose of this paper is to clarify the characteristics of the results of unconfined compression tests. Then, the results of the unconfined compression tests are compared with those of the triaxial compression tests of the same cohesive soil that was anisotropically consolidated.

1. まえがき

一軸圧縮試験は、粘土の非排水強度 C_u を求めるのによく使われる。これまでに、等方圧密した場合の一軸、三軸両試験結果の比較を通して、一軸圧縮試験の強度特性、変形特性を調べて来た^{1),2)}。

しかしながら、自然地盤中の土要素に等方応力が加わっていることはほとんどなく、異方応力が加わっているのが普通である。したがって、実際問題により近い検討を行なうためには、自然地盤中と同じ異方応力下で圧密された土における一軸圧縮試験の強度特性、変形特性を調べる必要がある。

本報告は、以上のような考え方に基づいて粘性土の一軸圧縮試験結果の特性を調べる目的で、異方圧密(K_0 圧密)をした供試体について、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験結果の比較を行なったものである。なお比較検討のために、等方圧密をした試料に対する同様な試験を行なった。

* 第30回 土木学会年次学術講演会(1975, 10, 名古屋)にて発表

** 北見工業大学土木工学科

2. 試 料

本実験で用いた試料は、表1に示す物理的性質をもった自然採取粘性土である。試料の調整方法は文献2)の場合と全く同じである。

表1 試料の物理的性質
Table 1. Physical properties of sample

採取地	LL (%)	PI (%)	G_s	粘土含有率 (%)	シルト含有率 (%)	砂含有率 (%)
紋別	81	53	2.76	63.0	36.0	1.0

3. 実験方法

本実験では、等方圧密及び K_0 圧密を行なった試料について各々次の3種類のせん断試験を行なった。

1. 三軸セル内の圧力を変化させず、排水バルブを閉じ非排水三軸圧縮試験を行なう。
2. 三軸セルから供試体を取り出し、直ちに一軸圧縮試験を行なう。
3. 排水バルブを閉じ、三軸セル内の圧力を0にした状態で軸圧を加える試験(これを三軸($\sigma_3=0$)試験と呼ぶことにする)を行なう。

以上の試験の応力過程を図1に示す。供試体の作成法及びセット状態は文献2)と同じであるので省略するが、以下に各試験過程における試験内容の主なものについて述べていく。

3.1 圧密過程

1. 等方圧密

等方圧密の場合は、 $\sigma_{3e}=0.8, 1.5, 2.5, 4.0$ kg/cm²の4段階とし、放射方向のみ排水を許す等方三軸圧密を行なった。圧密終了するまでに2日間必要とした。圧密終了後の全軸方向変位は、ダイヤルゲージ(1/100 mm 目盛)で、全排水量はビューレットで各々測定したが、圧密途中における測定は行なっていない。

2. K_0 圧密

K_0 圧密の場合は、側方変位が生じないように方軸向変位を調整しなければならない。これには次の方法をとった。すなわち(1)式の関係において、断面積 A が一定となる条件を満足するように圧密する。

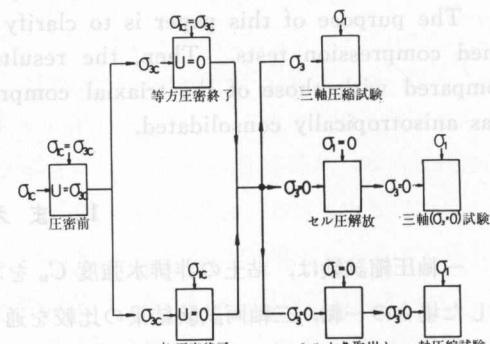


図1 各実験シリーズにおける応力変化

Fig. 1. Stress change in each test series.

$$\Delta V = A \times \Delta d \quad (1)$$

(ΔV : 排水量 (cc), A : 供試体断面積 (cm^2), Δd : 軸圧縮量 (1/100 mm))

具体的な方法としては、まず圧密 σ_{3c} をかけ排水バルブを開く。その後測定される ΔV に対応して、(1)式において A 一定の条件を満足するように Δd を調整する。この K_0 圧密終了までに約2日間必要とした。ここで体積変化 ΔV はピューレットで測定しているのであるが、圧密の初期においては、メンブレンやポーラスストーンと供試体の間の間ゲキにたまっている水が排出される。このときこの水と供試体からの排水を区別する必要がある。しかし、これを厳密に行なうことは不可能であるので便宜的な考え方として、排水量と時間の関係(図2)において初期(圧密開始後10秒間)の急激な排水を供試体以外からの排水とみなした。

3.2 セン断過程

一軸、三軸両試験とともにヒズミ制御で、ヒズミ速度は供試体高さの1%/分で行なった。軸方向応力の測定は、軸方向変位が0~1mmでは0.2mmごとに、1~10mmでは0.5mmごとに、10mm以上では1mmごとに力計の読みをとった。軸ヒズミは15%まで測定した。

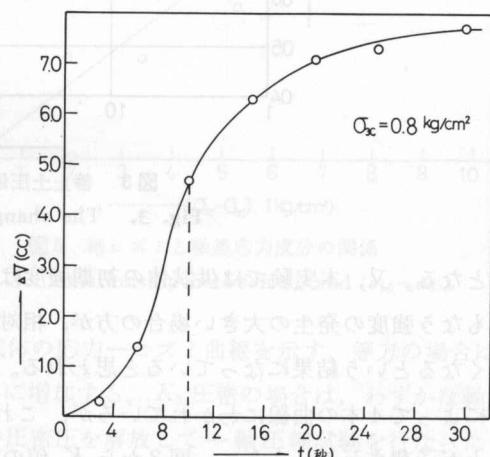


図2 排水量と時間 t の関係

Fig. 2. Relationship between ΔV and t
($\sigma_{3c}=0.8 \text{ kg/cm}^2$)

4. 実験結果と考察

4.1 静止土圧係数 K_0

側方変位のないような三軸圧密を K_0 圧密といい、この条件を満たす最大主応力と最小主応力の比を K_0 で表わす。圧密終了時の K_0 値は正規圧密粘土であれば0.5程度になると云われている。本実験での圧密中の K_0 値の時間的変化を図3に示す。 $\sigma_{3c}=1.5, 2.5, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合は、圧密初期においてほぼ1に近いが $\sigma_{3c}=0.8 \text{ kg/cm}^2$ の場合はそのようになっていない。又ある時間における K_0 値は圧密圧 σ_{3c} が大きい程、大きくなっている。この理由について考えてみる。

本実験で用いた試料は、練り返した粘土であるが、この場合供試体が自立するように含水比を調整しているのであるから、圧密前からいくらかの強度をもつてることになる。一方、圧密開始直後の状態で K_0 値が1になるということは、この状態では強度が0になっていることと同じ意味であるから、本実験の場合、当然のことながら圧密の初期でも K_0 値は1以下の

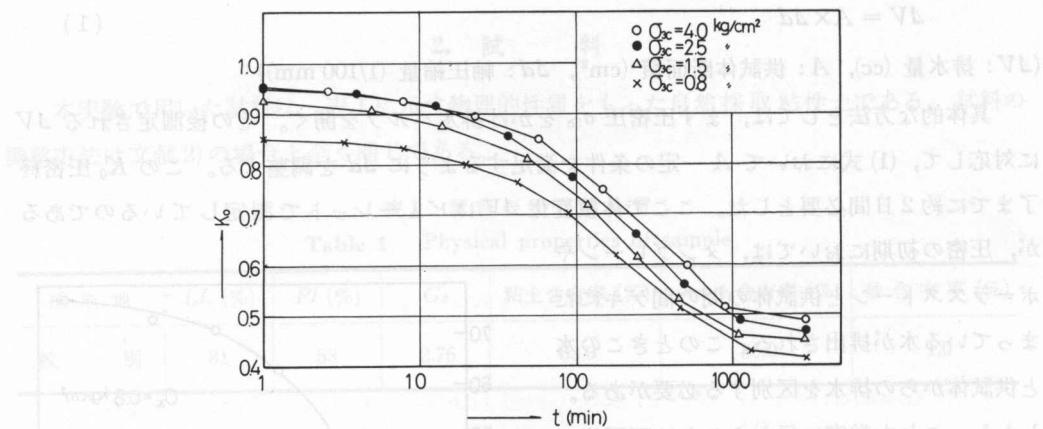


図3 静止土圧係数の時間的変化
Fig. 3. The change of K_0 with time.

値となる。又、本実験では供試体の初期強度はすべて同じであるから、圧密圧が大きく圧密とともに強度の発生の大きい方が、相対的には K_0 値に与えるこの初期強度の影響は小さくなるという結果になっていると思われる。このように考えると、図3において σ_{3c} の大きさによって4本の曲線にわかっているが、これらの曲線は本来もっと近づくべきものであることが予想される。さらに、図3から K_0 値の時間による変化の傾向は、圧密圧の大きさとは関係なく K_0 値の低下は10分～1000分位の間でその大部分が生じていることがわかる。

4.2 応力一ヒズミ曲線

1. 一軸圧縮試験

図4に等方、 K_0 圧密した供試体の一軸圧縮試験の応力ヒズミ曲線を示す。 K_0 供試体の場合、等方供試体に比べてピーク強度が明瞭に現われ、さらにピーク強度時のヒズミも小さくなる。この傾向は圧密圧の大きい程強く、圧密圧が小さくなると等方と K_0 圧密とで応力ヒズミ曲線の形状は似てくるようである。

K_0 供試体の応力ヒズミ曲線の初期部分は上向きにへこみ、その後急な勾配で直線的に立上っている。この傾向は圧密圧が大きくなるにしたがって大きくなる。この初期部分の形状は応力解放による即時的な膨張の影響と思われる。又、このような状態は等方供試

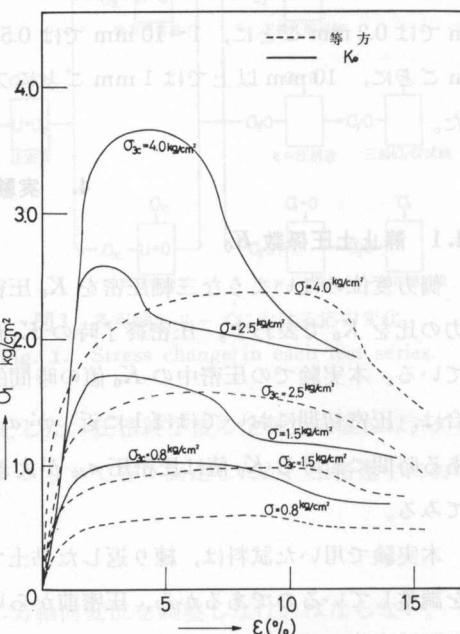


図4 応力一軸ヒズミ曲線
Fig. 4. Stress-strain curve.

体では表われないことから、 K_0 壓密の場合の軸差応力成分 ($\sigma_{1c} - \sigma_{3c}$) と関係するものと考えられる。そこで応力一ヒズミ曲線の直線部（急な立ち上りの部分）を延長した線と横軸との交点を膨張に関する軸ヒズミ量 ε_R とみなし、図 5 にこの軸ヒズミ量 ε_R と $(\sigma_{1c} - \sigma_{3c})$ の関係を示す。この図から前述の応力ヒズミ曲線の初期部分の状態は、圧密応力成分と強い関係にあることが推測される。

2. 三軸圧縮試験

図 6 に三軸圧縮試験における $\sigma_{3c} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合の等方、 K_0 壓密した供試体の応力一ヒズミ曲線を示す。等方の場合は、軸ヒズミ ε の増加とともに $(\sigma_1 - \sigma_3)$ はだらかに増加する。 K_0 壓密の場合は、わずかな軸ヒズミでピーク強度を示している。図 6 の場合の圧密圧を解放して一軸圧縮試験を行なったものが、図 4 の $\sigma_{3c} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ の 2 本の曲線である。この両者を比較してみると、特に K_0 供試

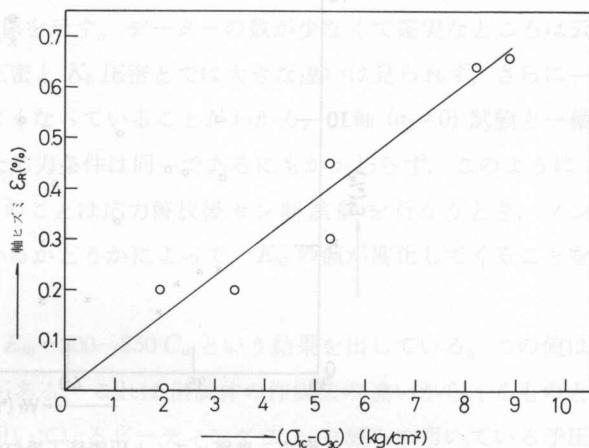


図 5 軸ヒズミと軸差応力成分の関係
Fig. 5. Relationship between ε_R and $(\sigma_{1c} - \sigma_{3c})$

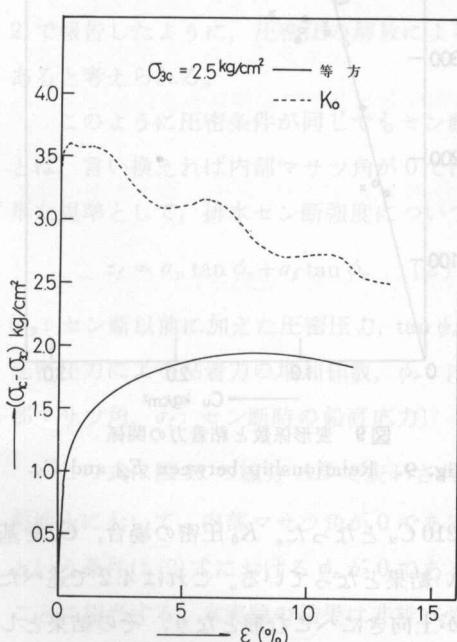


図 6 応力一軸ヒズミ曲線

Fig. 6. Stress-strain curve. ($\sigma_{3c} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$)

体の場合圧密圧の解放が変形特性に強く影響を与えることがわかる。

4.3 破壊ヒズミ ε_f

図 7 に一軸圧縮試験における ε_f と圧密終了後の含水比 W_f との関係を示す。 K_0 壓密供試体の場合は 3% 前後、等方圧密供試体の場合は 8% 前後と大きな差がある。土はセン断応力を受けることにより、その応力の方向に対応して粒子の再配列が生じ、土体として最大強度を発揮するに至る。このとき、等方圧密された供試体では粒子の配列が等方的であり、一方異方圧密した供試体では、圧密の段階ですでにセン断応力を受けて前述の配列が出来ているのであるから、セン断の段階で最大強度に達するまでのヒズミは小さくてすむと考えられる。

4.4 変形係数 E_{50}

図 8 に一軸圧縮試験における強度 C_u と E_{50}

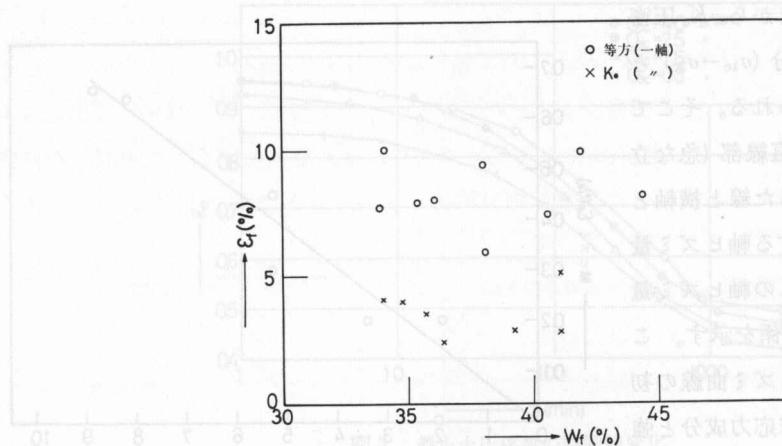


図7 破壊ヒズミと圧密終了後の含水比との関係

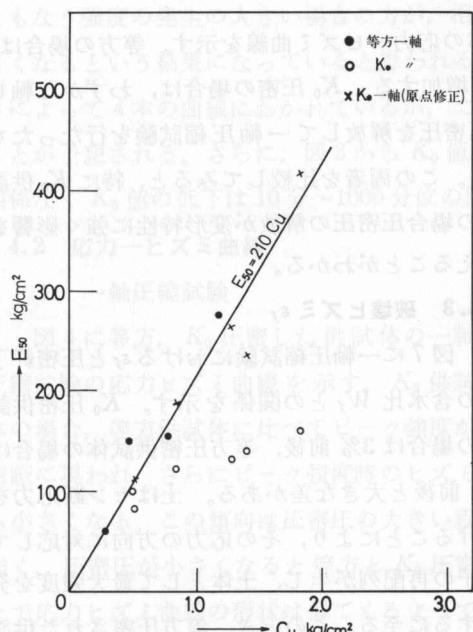
Fig. 7. Relationship between ϵ_f and W_f .

図8 変形係数と粘着力の関係

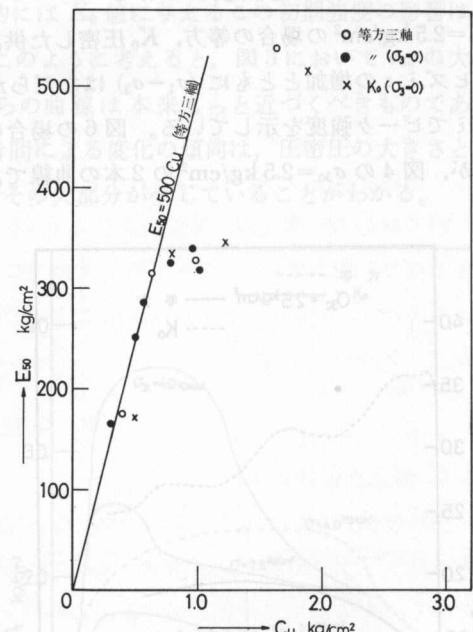
Fig. 8. Relationship between E_{50} and C_u .

図9 変形係数と粘着力の関係

Fig. 9. Relationship between E_{50} and C_u .

の関係を示す。等方圧密では文献2)と同じく $E_{50}=210 C_u$ となった。 K_0 圧密の場合、 C_u を基準にして考えると E_{50} は等方圧密の場合よりも小さい結果となっている。これは4.2で述べたように、 K_0 圧密では応力—ヒズミ曲線の初期部分が上向きにへこむ形となり、その結果として E_{50} が小さく計算されるためである。したがって、これを修正するため、応力—ヒズミ曲線の直線部の延長と横軸との交点を修正原点として E_{50} を求めると、等方圧密の E_{50} と C_u の関

係と一致することがわかる。図9に等方圧密した場合の三軸、三軸($\sigma_3=0$)試験と K_0 圧密した三軸($\sigma_3=0$)試験の E_{50} と C_u の関係を示す。データーの数が少なくて確実なところは云えないが、大よその結果としては等方圧密と K_0 圧密とでは大きな違いは見られず、さらに一軸圧縮試験の場合よりも E_{50} の値は大きくなっていることがわかる。三軸($\sigma_3=0$)試験と一軸圧縮試験では、セン断時における外的な応力条件は同一であるにもかかわらず、このように E_{50} と C_u の関係が異なってきてている。このことは応力解放後セン断試験を行なうとき、メンブレーンによって完全に気密になっているかどうかによって、 E_{50} の値が変化していくことを示している。

中瀬³⁾らは、等方三軸圧縮試験で $E_{50}=200\sim 250 C_u$ という結果を出している。この値は文献2)及び今回の結果とかなりの相違がある。これは供試体の作成法の違いからくるものと思われる。北郷⁴⁾らによると本実験で用いているビーティング法と中瀬らの用いている予圧密法とでは、応力ヒズミ曲線の形状に相違のあることを示している。この点については今後明らかにしていくつもりである。

4.5 強 度

図10に等方圧密、 K_0 圧密した一軸圧縮試験、三軸($\sigma_3=0$)試験と三軸圧縮試験の強度比と圧密圧 σ_{3c} の関係を示している。この図から等方、 K_0 圧密とも一軸強度と三軸($\sigma_3=0$)強度はほぼ等しく、かつ等方圧密の場合は三軸強度よりも20%程度、 K_0 圧密の場合は30%程度小さくなっていることがわかる。この一軸強度が三軸強度よりも小さくなる理由として、文献2)で報告したように、圧密圧の解放による膨張とそれに伴なう有効応力の変化が主なものであると考えられる。

このように圧密条件が同じでもセン断時の拘束圧の条件によって強度が変わることとは、言い換えれば内部マサツ角が0ではないことになる。このような土の強度を表わす簡単な規準として、排水セン断強度について次式のKrey-Tiedemannの規準⁵⁾がある。

$$\tau_f = \sigma_p \tan \phi_e + \sigma_f \tan \phi_r \quad (2)$$

(σ_p : セン断以前に加えた圧密圧力、 $\tan \phi_e$: 圧密圧による粘着力の増加係数、 ϕ_r : 内部マサツ角、 σ_f : セン断時の鉛直応力)

この式は図11の線分ABで表わされ、粘性土において、内部マサツ角が0であるという条件は(2)式における ϕ_r が0であることに相当する。本実験の結果は非排水強度の全応力表示によるものであるが、この規準が当てはまると仮定すると図10は

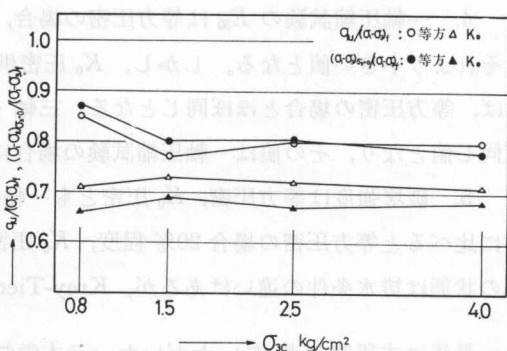


図10 強度比と圧密圧の関係

Fig. 10. Relationship between $q_u/\sigma_1 - \sigma_3_f$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\sigma_3=0}/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ and σ_{3c}

図 11 での $AD = \sigma \tan \phi_r + \sigma_p \tan \phi_c$ と $BO = \sigma_p \tan \phi_c$ の比を σ_p に対してとっていることに注意する。図 10 によれば、この比の値は圧密圧 σ_p によらずほぼ一定になっているから次式が成立つ。

$$\frac{BO}{AD} = \frac{\sigma_p \tan \phi_c}{\sigma \tan \phi_r + \sigma_p \tan \phi_c}$$

$$\doteq \begin{cases} 0.2 & \text{(等方圧密)} \\ 0.3 & \text{(異方圧密)} \end{cases}$$

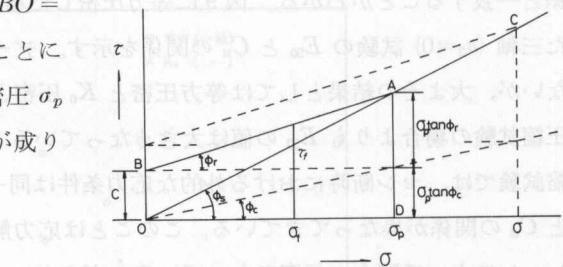


図 11 Krey-Tiedemann の破壊規準

Fig. 11. Krey-Tiedemann's failure criterion

(3) 式から内部マサツ角 ϕ_r は実験を行なった圧密圧の範囲では、一定となることがわかる。これらの結果は、全応力表示においても Krey-Tiedemann の規準があてはまるこことを示唆していると考えられる。さらにこの場合、等方供試体と K_0 供試体とでは、内部マサツ角 ϕ_r は異なることを示している。

5. むすび

以上述べてきた中で主な内容をあげてみると次のようになる。

1. 一軸圧縮試験における応力-ヒズミ曲線は、等方圧密と K_0 圧密とでは、圧密圧が大きくなるにしたがって形状が異なってくる。又、 K_0 圧密の場合は膨張の影響のために応力-ヒズミ曲線の初期部分が上向きにへこむ形となり、その傾向は圧密圧が大きくなる程強い。
2. 亂した粘土を用いて K_0 圧密試験を行なうと、静止土圧係数 K_0 は、圧密圧が小さい程小さくなる傾向になる。これは乱した粘土の圧密前の初期強度に影響されるためと考えられる。
3. 一軸圧縮試験における破壊ヒズミ ε_f は、 K_0 圧密供試体で 3% 前後、等方圧密供試体で 8% 前後とかなり大きな差がある。

4. 一軸圧縮試験の E_{50} は等方圧密の場合、 $E_{50}=210 C_u$ の形で表わされ、 K_0 圧密の E_{50} はそれより小さい値となる。しかし、 K_0 圧密供試体の応力-ヒズミ曲線の初期部分を修正すれば、等方圧密の場合とほぼ同じとなる。三軸 ($\sigma_3=0$) 試験の場合は、圧密条件に関係なくほぼ同じ値となり、その値は一軸圧縮試験の場合に比べてかなり大きい。

5. 破壊強度は等方圧密、 K_0 圧密とも一軸強度と三軸 ($\sigma_3=0$) 強度がほぼ等しく、三軸強度に比べると等方圧密の場合 20% 程度、 K_0 圧密の場合は 30% 程度小さくなる。この強度低下の状態は排水条件の違いはあるが、Krey-Tiedemann の規準で説明できそうである。

最後に本研究に協力いただいた、元本学学生 山下祐右、竹本健両君に深く感謝いたします。

文 献

- 1) 山田洋右・鈴木輝之： 北見工大研報，第5巻，第2号，195 (1974).
- 2) 山田洋右・鈴木輝之： 北見工大研報，第7巻，第1号，174 (1975).
- 3) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男： 第8回土質工学研究発表会，291 (1973).
- 4) 北郷繁・奈良憲昭・真貝次郎・横堀亨： 技術報告資料，第15号，13 (1975).
- 5) Hvorslev, M. J.: A. S. C. E Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils., 169 (1960).

(昭和51年4月30日受付)

On the Deteriorative Properties of Concrete in Freezing-Thawing Action

by Kōichi Arura

The purpose of this study is to investigate the mechanism of freezing and thawing action on concrete. Concrete specimens having coarse aggregate samples or mortar samples were used for this purpose.

The main conclusions were as follows: 1) The interval changes of the coarse aggregate samples increased with the increase of the diameter of the aggregates by the freeze-thaw action. 2) The bond cracks between mortar and horizontal bars tend to increase with the vertical bars by the freeze-thaw action. It was found that the bond strength of bonds as compared with concrete of the same age decreased from the ultrasonic determination of air-void content in hardened concrete.

I. 摘 要

本研究の目的は、コンクリートの凍結融解作用の機序を明らかにすることである。粗骨材試料やモルタル試料を用いた。主な結論は以下の通りである。
 1) 粗骨材試料の間隔変化率は、粗骨材の直径が大きくなるほど、凍結融解作用によって大きくなる。
 2) モルタル試料のモルタルと水平筋との接着面の間隔変化率は、垂直筋との間隔変化率よりも大きい。
 3) 同じ年齢のコンクリートでは、凍結融解作用によってモルタルの耐久性が高まることを示す。
 4) 空気孔率の超音波測定法によると、凍結融解作用によってモルタルの空気孔率が増加する。
 5) 同じ年齢のコンクリートでは、モルタルの空気孔率が大きいほど、モルタルの耐久性が大きい。
 6) 同じ年齢のモルタルベーストでは、モルタルの耐久性が小さく、その影響はコンクリートの耐久性に伴う粗筋のゆるみによるものではなく、表面ひびわれの発生による剥離によるものである。
 この破壊形態の違いは、破壊時の長さ変化率がモルタルベーストでは、それが 500×10^{-6} 程度