

大林組技術研究所 正員 平間 邦興
 北海道大学工学部 〃 〃 八 敏 時 雄
 〃 〃 北 郷 繁

1. まえがき

土のせん断強さは排水条件と応力履歴によって異なる。たとえば締め固めの上などでの土の圧密は最大圧密圧(σ_{1c})と最小圧密圧(σ_{3c})の大きさが等しい応力状態のもので起こるのではなく、異方的に圧密された応力履歴を持ち、さらに側方変位が生じるのが一般である。これを等方的応力状態のせん断強さで評価することはなにがしかの過誤をおかすことになる。そこで本研究は異方圧密用三軸圧縮試験機を用い、等方および異方圧密を受けた飽和粘土について、一連の非排水圧縮試験を行い、その結果を比較検討することにより、異方応力履歴が土のせん断特性におよぼす影響について追試的な検討を試みた。

2. 実験

2.1 試料および実験装置 本実験に用いた試料は表-1に示す物理的性質をもつ粘土で、自然状態で持っている不純物を丹念にとり除き、同表に示す調整含水比で飽和度が充分高まるよう入念に練った。供試体寸法は直径50^{mm}、高さ120^{mm}である。

試料	No.1	No.2	No.3
採取地	三笠町	札幌市	石狩郡
LL (%)	34.6	69.4	92.8
PL (%)	21.5	33.3	35.0
PI (%)	13.1	36.1	57.1
G _s	2.69	2.73	2.67
調整時w (%)	24.2	45.2	47.1

表-1

使用した三軸圧縮試験機は現在一般に使用されているものに異方圧密が可能なるように改良を加えたものである。圧密中に軸方向応力を加えて異方的に圧密する方法としては三軸セルの下方からエア-シリンダーで押し上げて軸応力をこまかく調節できるようにした。三軸セルの作製に当たって特に意を用いたのは上盤の載荷ピストン軸受け部分の摩擦を少なくするためにボールベアリングを挿入したことでこれによってほぼ満足できる状態になった。圧密前後の供試体の断面変化はセル内筒の外周に取付けたスリットを以て測定した。

2.2 実験操作 水中セットされた供試体はまず一定の全周圧(σ_{3c})が加えられる。この時排水バルブは閉じたままの間ゲキ水压を測定する。本実験ではかなりの時間的遅れを伴ったがほぼ全周圧に近い間ゲキ水压が測定された。その後排水バルブが開放され等方圧密が始められる。等方圧密は約12~48時間を終了した。圧密の終了は排水量および間ゲキ水压の測定によって検証した。圧密終了した供試体は等方圧密非排水試験の場合はそのまま三軸圧縮試験を行い、異方圧密試験の場合は、この段階より異方圧密が始められる。異方圧密圧($\Delta\sigma_c$)は所要の異方状態になるまで前述したエア-シリンダーによって段階的に加えた。予備試験の結果1段階に加える異方圧密圧の増分は $40\sigma_c/n$ 、 n :異方圧密圧を加える段階数は最小圧密圧(σ_{3c})と最大圧密圧(σ_{1c})の比 $K(\sigma_{1c}/\sigma_{3c})$ および σ_{3c} によって異なるが

0.05 σ_{3c} ~0.15 σ_{3c} の範囲が適当であることが分った。なお実験で使用した σ_{3c} 、 σ_{1c} および K の値は表-2に示す。異方圧密に要す

σ_{3c}	0.6 (kg/cm ²)	1.5 (kg/cm ²)	3.0 (kg/cm ²)	6.0 (kg/cm ²)
σ_{1c}	0.6, 0.75, 1.0, 1.2	1.5, 1.88, 2.5, 3.0	3.75, 5.0, 6.0	6.0, 7.5, 10.0, 12.0
K	1.0, 0.8	0.6, 0.5	左 同	左 同

表-2

る時間は約48~264時間であった。異方圧密過程を終えた供試体は間ゲキ水压、供試体断面積などを測

定した後圧縮試験を行った。使用したせん断速度は $0.05 \text{ \%}/\text{min}$ の破壊に到るまで軸力を増加させる。

3. 実験結果とその検討

3.1 正規圧密粘土の $w - \log \bar{p}$

圧密終了時含水比 (w) と平均圧密圧力 $\bar{p} = (\sigma_{1c} + 2\sigma_{3c})/3$ を片対数紙上にプロットしたものが図-1である。試料 No. 2, No. 3 について平均圧密圧力が同じでも K が大きいほど上に小さい程下に分布している傾向がみられる。これは同一平均圧密圧力に対して最大圧密圧力 σ_{1c} が大きくなると圧密終了時の含水比が小さくなるということを示す。しかし、 K による影響が明瞭に現われているわけではないので、等方と異方の圧密の $w - \log \bar{p}$ に差があるかどうかについては、はっきりしたことはいえない。なお Henkel らは Weald 粘土の等方圧密と K_0 圧密試料 ($K_0=0.6$) について含水比と平均圧密圧力を片対数紙上にとると K_0 圧密による線が等方圧密による線の下に来るだろうと予想したが結果は両者が一直線上に分布した。しかし彼ら自身これは偶然のことであろうとしている⁽¹⁾。もし等方と異方の圧密の $w - \log \bar{p}$ に違いがあるならば本実験結果はむしろ Henkel の Weald 粘土に対する予想と同じ傾向を示したといえそうである。

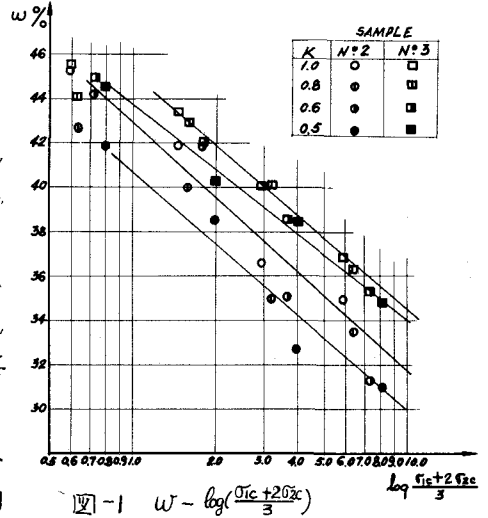


図-1 $w - \log \frac{\sigma_{1c} + 2\sigma_{3c}}{3}$

3.2 応力ヒズミの関係

本実験で得られた応力ヒズミ曲線を図-2に示す。図からも明らかのように異方圧密を受けた試料ではヒズミの増加とともに主応力差は急激に増加し、その最大点は K が小さくなるに従って小さなヒズミ量で生じ、その後急激な強度減少を示していた。

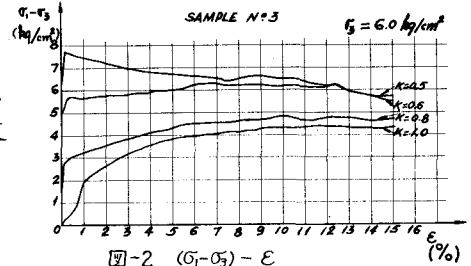


図-2 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$

一方等方圧密試料では応力ヒズミ曲線はゆるやかな増加し、かなり大きなヒズミ量で最大主応力差に達し、その後の強度減少は比較的ゆるやかであることがわかった。

3.3 強度定数

今回の実験を行った三種の試料について、圧密非排水試験より求めた有効応力に関する強度定数 c' , ϕ' の値を表-3に示す。算定に当たっては $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f$ のプロットより求めた。有効応力の考え方からすれば正規圧密飽和粘土においては等方異方に関係なく ϕ' はある一定値となり、 c' は零になると予想された。ところが表-3において、得られた ϕ' は K が小さくなるほど大きくなる傾向を示した。しかし、その差は微小で、実質的には変化しないと判断して差しつかえないと思う。

試料	ϕ'	c' (kg/cm^2)
No. 1	$31^\circ 10' \rightarrow 33^\circ 10'$	$0.12 \rightarrow 0.00$
No. 2	$31^\circ 00' \rightarrow 32^\circ 10'$	$0.09 \rightarrow 0.04$
No. 3	$21^\circ 30' \rightarrow 22^\circ 30'$	$0.20 \rightarrow 0.08$

表-3

c' はかなり大きな値を得た。筆着らが入手した資料⁽¹⁾のほとんどは $c'=0$ とみなしてその考察を略しているが Broms は乱れたカオリン粘土の等方圧密では $0.105 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ 、異方圧密 ($K=0.425$) では $0.193 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ なる値を発表している⁽²⁾。土の種類、実験条件は本実験といくぶん異なるが数値的には一致している。しかし、本実験の c' は等方のものが異方のものより大きい値を示し、Broms の傾向とは、相反する結果を得た。いずれにせよ当初の予想に反したこの c' の値は何を意味するか今後の研究課題としたい。

3.4 $\omega - \log(\sigma'_1 - \sigma'_3)$

一般に破砕時含水比(ω)とせん断強さの関係を片対数紙上にプロットすると両者の間に直線関係がみられるということが知られている。ところで Henkel は前述の K_0 圧密と等方圧密を受けた試料について $\omega - \log(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ をプロットしたところ K_0 圧密による直線が等方圧密による線の上に位置したとの実験結果を報告している。図-3 は本実験で得られた $\omega - \log(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ の関係を示す。この図からみれば限り異方圧密と等方圧密の点が厳密に同じ直線の上にはなっていないといえず、またたとえば $K=1$ と $K=0.5$ の場合を比較すると $K=0.5$ の方が上側に出ている傾向はみられるが種々の K の値に対して、はっきりした差異を見出すことは困難である。いずれにしてもデータの分散程度からいって、この実験の含水比の範囲では全体的傾向として $\omega - \log(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ は直線関係にあるが K の影響は明確でない" という結論にとどめる。

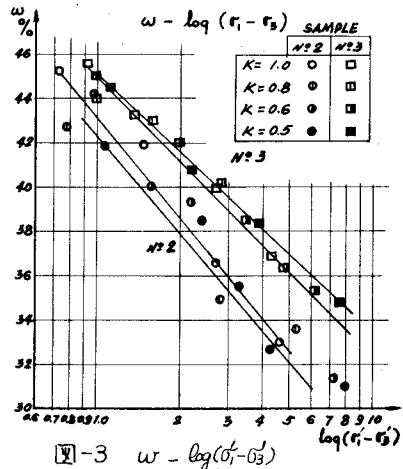


図-3 $\omega - \log(\sigma'_1 - \sigma'_3)$

3.5 セン断時の応力変化(レンドリックの応力経路)

せん断中の有効応力経路をレンドリックの応力平面で表わしたものが図-4 である。等方圧密試料($K=1$ の場合)では $1/\sqrt{2}$ の勾配を持った直線上にせん断の開始点があり、異方圧密試料では圧密終了時点で $(\sigma_c(1-K))$ なる主応力差をもっているから K 値によって異なる $1/\sqrt{2}$ なる勾配をもつ直線から出発している。各応力経路に注目すると等方圧密試料と異方圧密試料とは非常に大きな差異が見られる。等方圧密試料の応力経路は最初がだぶだぶの曲線が縦軸方向へ近づいて行くがある点から方向が急変して上昇している。これはこの急変点まで間ゲキ水圧が増加し続け、この点から逆に減少し始めることにより有効応力が増大するためである。試料によっては、応力経路が急変しながら破砕包絡線に達するものもあるが、これはなお間ゲキ水圧が増大しつづけるものと

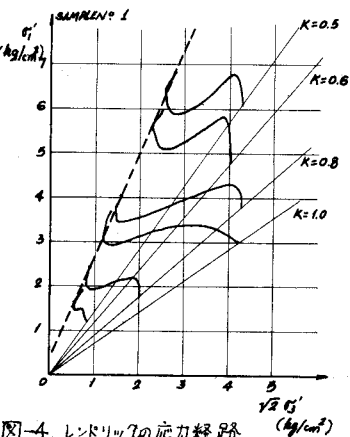


図-4. レンドリックの応力経路

解釈できる。一方、異方圧密を受けた試料の応力経路はせん断初期において急激な立ち上がりを示しており、 K が小さいほどその立ち上がりは急激なものである。これは異方圧密試料ではせん断による間ゲキ水圧の増加割合が小さいからである。図中において破砕包絡線を示すもので等方異方にかかわらず一致しているとみられる。以上より等方圧密試料と異方圧密試料の応力経路の破砕包絡線へ到る過程には大きな相違のあることが認められた。

3.6 Δu_f に与える K, σ'_3 の影響

圧縮試験による、生じる破砕時間ゲキ水圧 Δu_f と最小主応力 σ'_3 の関係を各 K ごとにプロットしたものが図-5 である。 Δu_f は同一の σ'_3 に対して K の値が小さいと小さくなる関係にあることがわかる。これは異方圧密中にすでに間ゲキ水圧が消費されている結果、軸方向応力によって生じる間ゲキ水圧 Δu_f が小さ

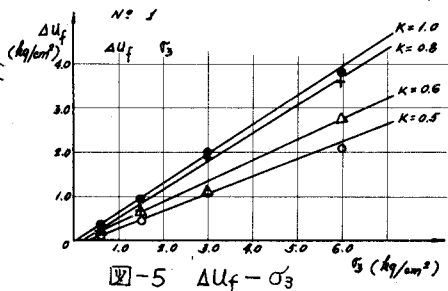


図-5 $\Delta u_f - \sigma'_3$

く出ること示すものであろう。また各Kごとの ΔU_f と σ_3 の関係はほぼ直線であることを示す実験結果を得た。ここで ΔU_f は、 $\Delta U_f = B[\Delta\sigma_3 + A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ と表わされ、本実験のように正規圧密飽和粘土で最小主応力 σ_3 が試験過程において変化しない場合は、 $\Delta U_f = A_f \Delta\sigma_1$ となる。そこで $\sigma_3 (= \sigma_3^c)$ が大きい試料では圧密による強度も大になり、 $\Delta\sigma_1$ も大きくなり ΔU_f も増加すると考えられる。

3.7 A_f に与えるK, σ_3 の影響

図-6は破砕時間ゲキ圧 ΔU_f と圧密試験における軸方向応力の増分 $\Delta\sigma_1$ の関係を示す。尚ゲキ水圧係数 A_f は前項のごとく本実験では $A_f = \Delta U_f / \Delta\sigma_1$ で表わされるから図-6のグラフの直線の傾きは A_f を表わすことになる。この図から A_f に与えるKの影響はほとんどないようである。そこで各 σ_3 ごとに4つのKにおいて得られた A_f の平均値を算出し、その値と σ_3 の関係をプロットしたものが図-7である。この図から分かるように A_f は最小主応力 σ_3 の値によって変化し、 σ_3 が大きくなるにしたがってその値も大きくなる傾向を示していた。

4. まとめ

① 応力-ヒズミの関係

等圧圧密試料と異圧圧密試料とでは応力-ヒズミ曲線にいちじるしい相違を示し、異圧圧密試料は等圧圧密試料に比べて(1)ヒズミ量とともに急激な主応力差の増加をみせ、その立ち上がりはいちじるしく急である。(2)破砕後の強度減少が大きい。

② 強度定数

この実験によれば異圧圧密は c' にも ϕ' にもなにかしらの影響を与えたことになるが、既往の研究によればこの影響はないとみるのが妥当であり、かつ本実験の測定値の分散からみても、この影響が有意義のものかどうか確信できない。

③ $w - \log \bar{p}$ および $w - \log(\sigma_1 - \sigma_3)$

両者とも直線関係が現われ、また異圧圧密の影響があるようにもみえるが本実験結果のみでははっきりした差異は見い出せなかった。

④ ΔU_f , A_f に与えるKおよび σ_3 の影響

ΔU_f は正規圧密飽和粘土の圧密非排水試験の場合、 σ_3 とほぼ直線関係にあり、Kが小さくなるにしたがってその値も減りした。 A_f はKの影響はほとんど受けないようであり、 σ_3 が大きくなると大になる傾向があった。しかし、 ΔU_f , A_f とも他の影響が入り込むことが考えられ、その性質を正確に説明することはむずかしいようである。

参考文献: (1) Henkel, D.J. & Sowa, V.A. "The influence of Stress History on Stress paths in Undrained triaxial test on Clay" Laboratory shear Testing of Soils, A.S.T.M. S.T.P. no.361, 1963
(2) Broms, B.B. & Ratnam, M.V. "Shear Strength of an Anisotropically consolidated Clay" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Proceeding of A.S.C.E. 1963 Nov.

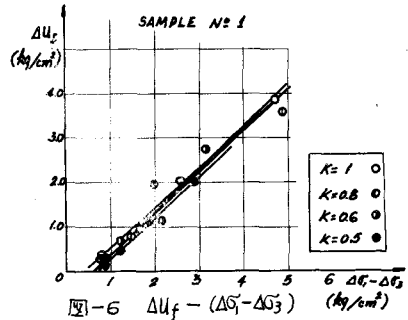


図-6 $\Delta U_f - (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ (kg/cm^2)

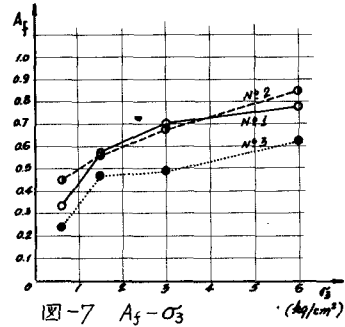


図-7 $A_f - \sigma_3$ (kg/cm^2)