

埼玉大学工学部・正会員・吉中 龍之進
○ 埼玉大学工学部・学生員・山辺 正

1. はじめに

我が国における泥岩の多くはオーストラリア層に含まれているが、その地質履歴の複雑さによって様々の性質をもつ泥岩が形成されてきたように思われる。例えば含水比(飽和)と一軸圧縮強度の関係をみても、同一の含水比でも強度が2倍変化することがある。筆者らは、このような泥岩の特質を理解するために我が国の各地の泥岩を、種々の角度から研究しているが、本文では力学的性質に関して明らかになった、いくつかの問題点を挙げてみたい。なお研究に際しては、堀浩志(群馬県土木部)、小泉英規(芝工業)の両君に多大の協力を得た。ここに厚くお礼申し上げる。

2. 圧密および変形特性について

過圧密粘土の性質をもつ材料であるが、泥岩はセメンテーションの強さと除荷による影響によって次の性質を示す。

2.1. 等方圧密圧力による圧縮性 は、図1のようである。神戸層A及びB(初期間隙率 $n_0=25\%$ 及び 33%)、London clay($n_0=42.5\%$)は、その初期間隙率に応じて類似の圧縮性を示す。一方、三浦層群泥岩 $S^{(2)}$ は、圧力の増大に伴ない降伏圧を境にして大きな圧縮性を示す。前者の傾向は一般の粘土の圧縮性に類似のものであるが、著しく風化した花崗岩(不攪乱 $n_0=36.4\%$)とも傾向は同じである。従って粒子間固結力の強い泥岩と密度に規制された泥岩が明瞭に区別される。圧縮率は圧力段階で異なるが水の圧縮率に近いが、それ以下になる部分があり間隙水圧と有効応力の関係は土と異なり岩石に近い性質が現われることが予想される。

2.2. せん断変形に伴う場合の体積変化 の1例は図2のようである。データはCD試験で定側圧下の排水量から体積変化を求めたものである。拘束圧力の増大による圧縮性の著しい低下と体積減少は最大軸差応力まで連続して生じ、せん断強度へのダイレイタシーの効果がみられな

いなどの特徴がある。せ

ん断速度は $0.0025\%/分$ 程度である。

この傾向はLondon clay神戸層に共通している。

2.3. 軸差応力・軸ひずみ関係 は図3のようである。2種のタイプの変形性が区別される。

神戸層のように極めて

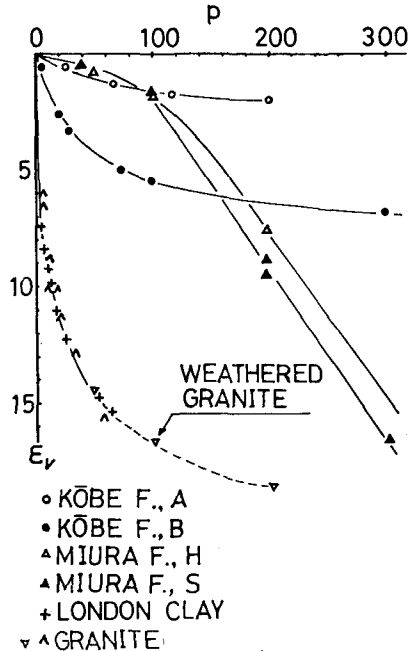


図1 等方圧力($P, kg/cm^2$)と体積歪($E_v, \%$)関係

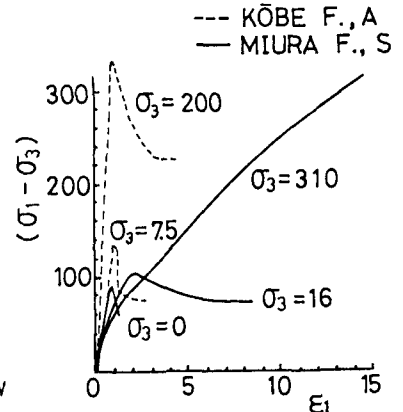


図2 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3, kg/cm^2$)と軸歪($E_1, \%$)関係

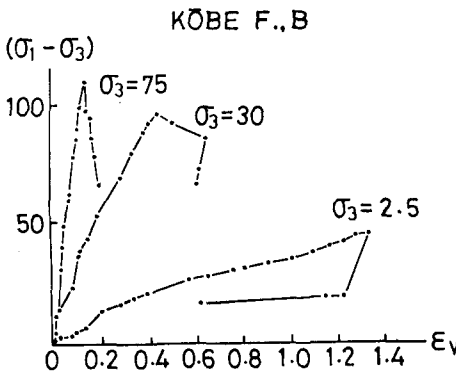


図3 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3, kg/cm^2$)と体積歪($E_v, \%$)関係

高い拘束圧下（最大 200 kg/cm^2 ）においてもピーク後に、ひずみ軟化（脆性変形型）を示し、かつ拘束圧力の増加とともに変形係数が著しく増大する種類と、圧力の増大により容易に、ひずみ硬化し塑性変形型に移行するものが区別される。ひずみ軟化する場合のピーク応力時の軸ひずみは材料の種類により、ほぼ一定である。後者の泥岩は高間隙率の割にはセメンテーションが強い泥岩の著しい特徴といえる。

2.4. 一軸圧縮強度と変形係数の関係 には極めて強い相関性がある。図4は、ほぼ飽和とみなせる泥岩について両者の関係を両対数表示したものである。試料は我が国各地域の泥岩に London clay⁵⁾ と粘土⁶⁾ を含めたものである。変形係数は、いずれも直線部分のものである。 $\log(E_s)$

図4の相関係数は0.96、対数表示しない場合は0.91で、一軸圧縮強度が変形係数の100分の1であることは明確である。これは両者の間に、本質的な関係があることを示している。

2.5. 非圧密試験における拘束圧の効果 は図5の通りである。拘束圧ゼロの圧縮試験では縦割れを中心とした脆性破壊を示すが側圧を作用させた時の応力-ひずみ関係は図5である。UU条件による破壊は明瞭な約 70° の共役破壊面を中心としたものになりピーク応力のひずみは他のCD条件と同様となる。この条件では Terzaghi の有効応力の概念が完全にあてはまる。

3. 破壊強度特性について

図6は、破壊時の平均主応力と最大せん断応力を一軸圧縮強度で割って無次元化して表示したものである。放物線型の関係（神戸層 A: $q_u = 72 \text{ kg/cm}^2$, 同 B $q_u = 27 \text{ kg/cm}^2$, London clay $q_u = 2.1 \text{ kg/cm}^2$ ）と σ_m/σ_{mo} がわずかに曲がるが直線性の強い三浦層泥岩が区別される。前者は、ひずみ軟化する型のものであり、後者は、折点から正規粘土状に変化するものである。

Mohr の包絡線および残留摩擦角から供試体の破断角を推定し、実測破断角に対比したものが図7である。実際に生ずる破断角は通常の破壊理論の示すものとの関係を認め難い。

参考文献 1) Bishop, et al (1965) Geotech., 15-1, 2) 吉中他 (1976) 第31, 土木年論, II-129, 3) 吉中他 (1976) 第31, 土木年論, II-19, 4) 吉中他 (1976) 第5回 岩の力学国内シンポ, 5) Ward, et al Geotech., 15-4, 6) 竹中 (1962) 日技試協関西支部

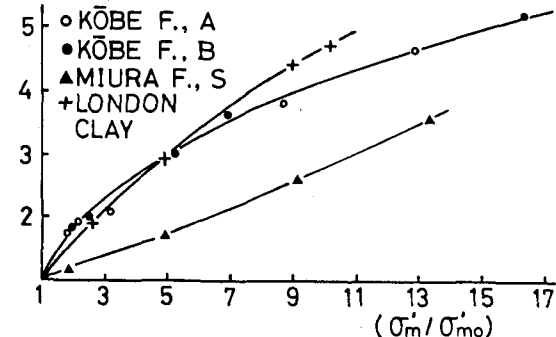


図6 強度特性の表示 $\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

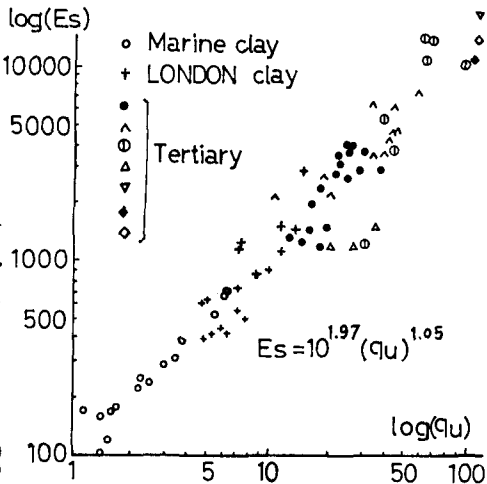


図4 一軸圧縮における変形係数と強度 $E_s, q_u, \text{ kg/cm}^2$

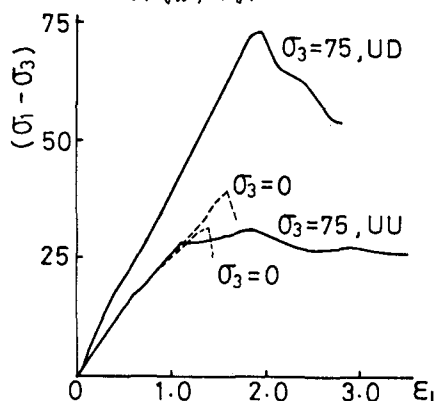


図5 拘束圧力の効果 (神戸層 B) $(\sigma_1 - \sigma_3), \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_1, \%$

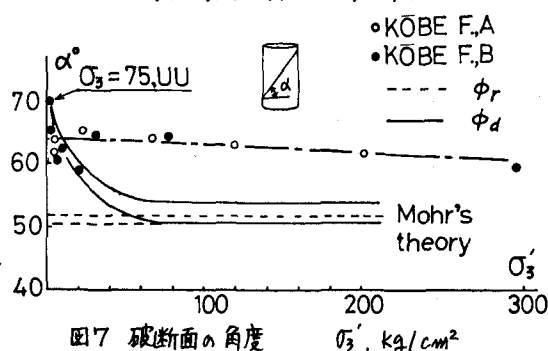


図7 破断面の角度 $\sigma'_3, \text{ kg/cm}^2$