

軟岩の強度条件式と応力～ひずみ関係に与える供試体の寸法効果

埼玉大学工学部 吉中龍之進
埼玉大学大学院 山辺 正

1. はじめに

これまで何種類の軟岩を用いた三軸圧縮試験を行ってきたがようやく、データが量的にも蓄積されてきたので軟岩に共通する強度・変形関係を議論することができるようになった。

本文は、これらのデータを基に、軟岩の強度（破壊、残留、降伏）を適切に表現できる条件式と供試体の寸法が異なる場合の応力～ひずみ関係に与える影響を考察したものである。なお、本文で述べる力学的性質は等方圧三軸圧縮試験で求めたもので、試験条件は圧密排水（CD）の場合を中心に述べる。

2. 軟岩の強度条件式

2.1 岩石材料の降伏および破壊規準

今日まで岩石材料、硬岩について強度条件式を論じた研究は少ない。Coulomb, von Miseses などの一般的規準は別にして、岩石材料を対象とした研究に限ると、例えば McClintock & Walsh ('60, 修正 Griffith) らの研究、及び S. A. F. Murrell ('66), C. Fairhurst ('64), D. W. Hobbs ('70), K. Mogi ('71), E. Hoek ('67) らの研究がある。前者は線形関係の応力条件式（ただし、修正グリフィスでは圧縮域のみ）、後者は非線形（Power law）で与えられ、Murrell, Fairhurst の式は、平均主応力、直応力などの拘束条件を与える応力の自乗の関係、Hoek は $\tau_m / \sigma_c = 0.1 + 0.76 (\sigma_m / \sigma_c)^{0.85}$, Hobbs は、 $\sigma_1 = B \sigma_3^b + \sigma_3$ で与えている。

一方、種々の軟岩に適用できる強度条件式の系統的な研究は、まだないのが現状であろう。

2.2 軟岩の強度条件式について

2.2.1 三軸圧縮試験方法

円柱供試体を用いた、等方拘束圧による圧密排水及び同非排水試験で供試体の寸法は直径 50 mm、長さ 100 mm を標準に一部で直径 100 mm、長さ 200 mm の大型供試体による試験をおこなった。

供試体は自然含水状態のものを真空吸引で強制飽和させている。セン断速さは、0.01%/min. (porous rock) から、0.0025%/min. (泥質岩) の、ひずみ制御である。

2.2.2 強度条件

(1) 破壊強度

三軸圧縮試験から得られる軟岩の強度関係は、そのほとんどが著しい非線形関係にある。この場合、セン断面上の応力（ τ, σ ）で表現す

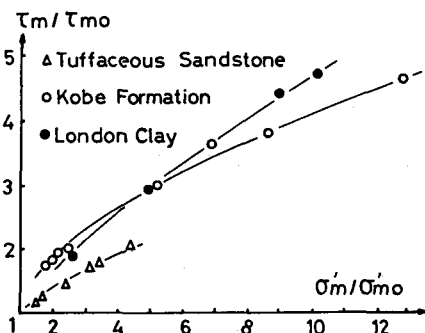


図 1

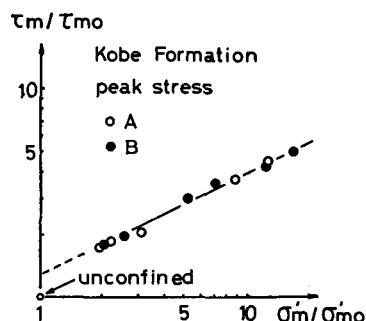


図 2

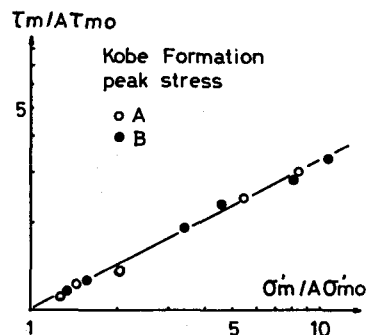


図 3

るには、必ずしもセン断面が明確でない事、またMohr円の包絡線から求めるのも複雑であるので、実験から得られた応力を直接用いる事とする。

神戸層の泥岩は、著しい非線形強度関係を与える一例である。一軸圧縮強度 q_u が、 26.8 Kg/cm^2 と、 72.0 Kg/cm^2 の2種類の泥岩について、基準強度を q_u にとり、三軸状態下にある破壊強度を無次元化して表現すると、図1に示すように強度の大きく異なる2種類の泥岩も1本の曲線上にスムーズにのり、統一的に表現できる。つまり、同様な地質履歴を受けてきたと考えられる泥岩は、 q_u をパラメータに取るにより適切に表現できることがわかる。

以上の関係を両対数表示したのが、図2である。同様にして、London Clay⁷、Keuper Marl⁸、凝灰質砂岩、及び、いくつかの硬岩^{5,9}についても図4～8に示すように、同一の表現とすることができる。したがって、これらの強度関係は、

$$\tau_m / \tau_{m0} = a (\sigma'_m / \sigma'_{m0})^\beta \quad \text{①}$$

ここに、 $\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$, $\sigma'_m = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$

また、 σ_{m0} 、 τ_{m0} は、基準強度で、 $\sigma_3 = 0$ の時の値である。さらに、 a 、 β は係数で、同一の岩石については一定値である。

対数表示においては、図2、4～8に見られるように必ずしも、点(1,1)を通るとは限らない。これは一軸圧縮応力下の強度発生のメカニズムが、三軸応力下でのそれと滑らかに連続しないことを意味している。そこで全体的な傾向を求めるために、全ての直線が点(1,1)を通るように q_u に係数を掛けることを考える。この係数をAとすると、①式は次のようになる。

$$\tau_m / A \tau_{m0} = a' (\sigma'_m / A \sigma'_{m0})^{\beta'} \quad \text{②}$$

ここに、 $a' = 1$ 、 $\beta' = \beta$ かつ $A = a^{\frac{1}{1-\beta}}$ である。

実験から得られた軟岩及び一部の硬岩について②式をあてはめると、各係数は表-1となる。データ数(N)はいずれも多くないが②式の相関係数rは、表-1に示すようにどの場合も1に近く、その相関は良好である。神戸層泥岩の場合について、②式と実測データの関係を示すと、図3となる。

これらのデータから、 β は0.5～0.7の範囲にあり、 a は0.9～1.2の範囲にある。岩石の種類により、この間のいずれかの値をとる。また、Aはセン断強さに対する q_u の補正係数を意味する。一方、マサ状風化花崗岩の三軸圧縮試験結果を①式に適用すると、 $a = 0.94$ 、 $\beta = 0.91$ となり、同様の関係にある。

(2) 残留強度

ピーク強度に達した後もセン断を続けると、ひずみ軟化を生じながら一定の強度におちつく。この時、体積歪は一定値となる。この時の強度が残留強度である。拘束圧力が大きくなると、軟化することなく、塑性流動あるいは、ひずみ硬化をおこしながら最大強

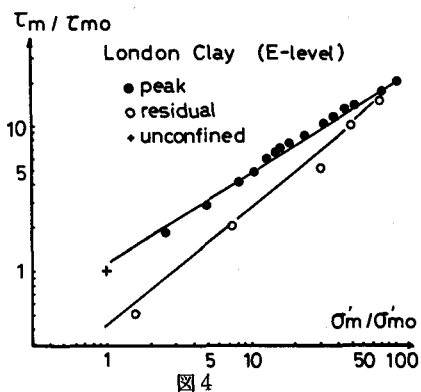


図4

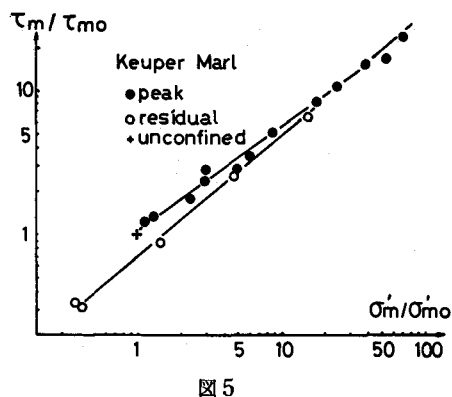


図5

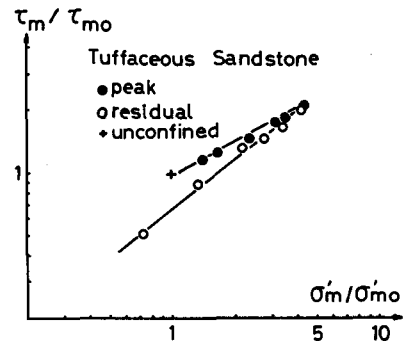


図6

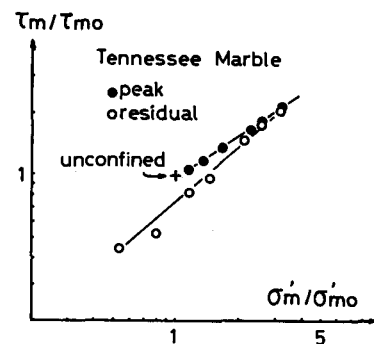


図7

度、すなわち残留強度に至る。

このような残留強度を各々の泥岩について、(1)破壊強度に述べたと同様に調べると強度関係はピーク強度と同じく非線形となるものが多い。ひずみを更に進行させ大変形に至らせると、線形関係に漸近すると考えられるが、岩石材料では既存分離面を用いた大変形の一面せん断試験においても非線形である。(J. C. Jaeger, '71 他)。そこで、三軸圧縮試験における上記の残留強度の定義に従って、残留強度を求めた。表2は①式を適用したもので、ここでは、 $\sigma'_{m0} = \tau_{m0} = 1$ としている。 β は0.6～1.0で、その傾きがピーク強度に対する値より大きく、 α は0.4～0.7の値をとる。 $\beta = 1$ は、クーロン則に一致することを表わす。

(3) 降伏強度 τ_{my}

降伏強度には種々の定義があるが、岩質材料ではCD試験における体積ひずみ最大点 $E_v \max$ あるいは、 $\overline{CU}$ 試験における間隙水圧最大点 $U \max$ に対応する応力が重要である。図9は $\phi 50 \text{ mm}$ の供試体による上記応力 τ_{my} を示したもので、これによりCD、 $\overline{CU}$ における、 τ_{my} の両値はほぼ等しく、またピーク強度 $\tau_{m \max}$ と残留強度 τ_{mr} の間にあり、 $\tau_{m \max} = \tau_{my}$ でこれら3応力は等しくなる。したがって低応力下ほど τ_{my} と τ_{mr} の差は大きく、また、 σ'_m との関係は非線形といえる。

ただし、 $E_v \max$ が生ずる応力は寸法効果の影響を受けるが、これについては、3.で述べる。

2.3 ひずみ軟化特性

2.2.2で求めた破壊及び残留の両強度条件式から、ひずみ軟化による強度低下は求まる。Bishop ('67)はBrittleness Index (I_B) = $(\tau_f - \tau_r) / \tau_f$ を定義し、進行性破壊の重要な指数とした。上式に①式と、表1.2の関係を代入すれば種々の応力状態での I_B が求まる。ここでは、 $\sigma'_3 = \text{const.}$ 条件での I_B を種々の実測値から求めて図10にまとめた。これより一般の岩質材料では、 $\sigma'_3 / q_u = 1.0$ で $I_B = 0$ となり、一方粘土質堆積岩は、 σ'_3 / q_u の非常に高い値(10程度)まで、ひずみ軟化が著しいことが判る。

3. 強度・変形性に対する寸法効果

ゼイ性を有する軟岩は寸法効果も少なくないことが予想される。図11と12は、比較的均質な凝灰質砂岩($q_u = 137.8 \text{ kg/cm}^2$)の、 $\phi 50 \text{ mm}$ と $\phi 100 \text{ mm}$ の供試体によるCD試験の応力～ひずみ関係から見た寸法効果の例である。これら一連の試験からつぎの点が指摘できる。

3.1 強度特性

残留強度に変化は少ないが、ピーク強度及び $E_v \max$ 時の降伏強度は寸法の増大と共に低下し、前者は $\sigma'_3 = 20, 60 \text{ kg/cm}^2$ で、それぞれ、約20%、10%の低下がある。しかし、2.3で述べた、

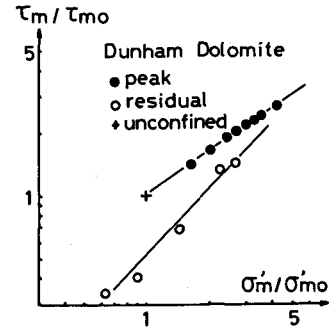


図8

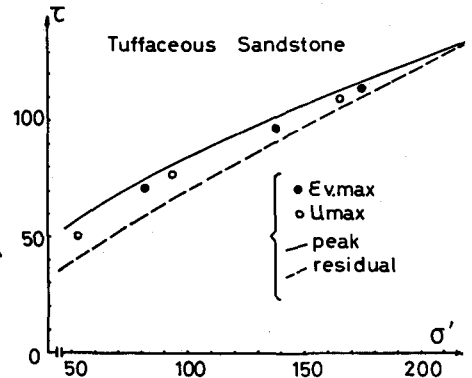


図9

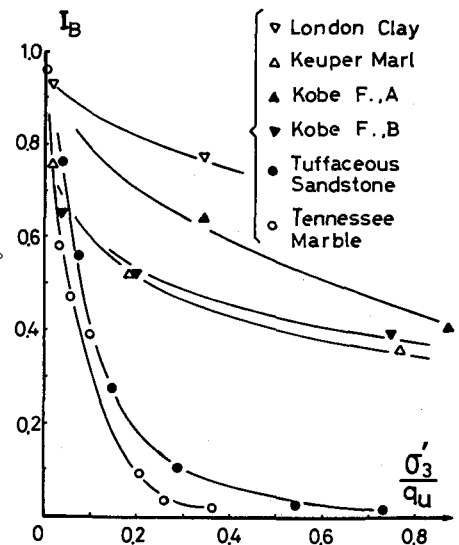


図10

ひずみ軟化が生じない応力レベルでは、強度低下はない。したがってピーク及び降伏応力の寸法効果による強度低下率 R は、2.3に述べた、 $I_B = f(\sigma_m)$ の関係を考慮すると、 $R = R_0 I_B$ とすることができる。ここに、 R_0 は一軸圧縮強度の R である。

3.2 変形挙動

降伏応力以下の挙動は弾性的で、寸法による差はない。しかし、降伏応力以上では著しい差があり、特に体積ひずみにおけるダイレイタンスー特性が大きく異なる。したがって小寸法のひずみ挙動から大寸法の挙動を関連づけることは難しいが、いずれにしても小寸法では、弾性挙動が支配的であり、大寸法ほど塑性的挙動が卓越するといえる。

4. まとめ

本文は、軟岩の強度（ピーク、降伏、残留）は、一軸圧縮強度 q_u をパラメータとして、①又は②式の関係で表示するのが適当である事、また変形挙動、特にダイレイタンスー挙動には、寸法効果が著しい事、およびその他軟岩の特性を述べたものである。

5. 参考文献

(1)Mcclintock, F. A. & Walsh, J. B. ('60), Proc. 4th, U. S. Cong. Appl. Math., 1015~1021
 (2)Murrell, S. A. F. ('65), Geophys., 10, 231~281
 (3)Fairhurst, C. ('64), Jour. Rock Mech. & Min. Sci., 1, 535~546
 (4)Hobbs, D. W. ('70), Jour. Rock Mech. & Min. Sci., 7, 125~148 (5)Mogi, K. ('71), Jour. Geophys. Res., 76, 1255~1269 (6)Hoek, E. ('69), in "Rock Mech. in Eng. Practice," Wiley
 (7)Bishop, A. W. ('65), Geotech., 15, 1, 1~31
 (8)Chandler, R. J. ('67), Proc. Geotech. Conf. Oslo, 1, 103~108 (9)Wawersik, W. R. & Fairhurst, C. ('70), Jour. Rock Mech. & Min. Sci., 7, 561~575
 (10)Jaeger, J. C. ('71), Geotech., 21, 2, 97~134
 (11)Bishop, A. W. ('67), Proc. Geotech. Conf. Oslo, 2, 142~150

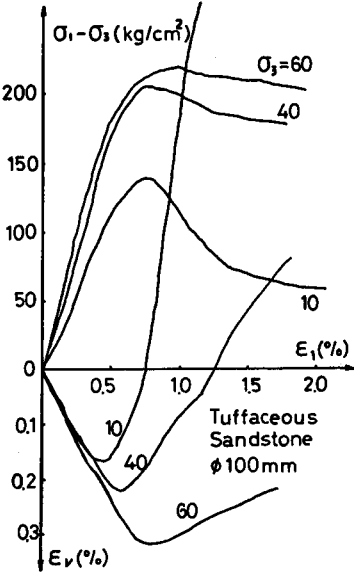
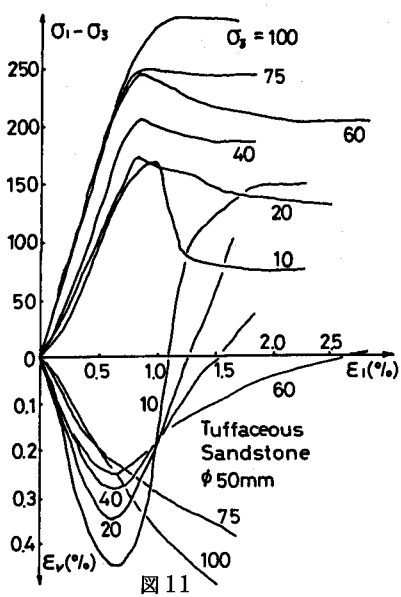


図 12

SAMPLE	q_u (kg/cm ²)	peak					residual			
		α	$\beta = \beta'$	A	N	r	α	β	N	r
London Clay ⁷	2.10	1.096	0.647	1.296	15	0.996	0.413	0.798	6	0.997
Keuper Marl ⁸	4.17	1.034	0.722	1.128	13	0.996	0.685	0.817	5	0.998
Kobe Formation	72.0	1.230	0.518	1.539	12	0.994	0.687	0.573	12	0.950
	26.8									
Tuffaceous Sandstone	138.	0.959	0.527	0.916	6	0.994	0.681	0.774	6	0.997
Tennessee Marble ⁹	1340.	0.976	0.651	0.934	7	0.998	0.762	0.864	7	0.998
Dunham Dolomite ⁵	2670.	1.055	0.665	1.174	8	0.998	0.508	1.00	5	0.988
Ormond Siltstone ⁴	558.	1.070	0.634	1.203	4	0.995				
Weathered Granite (T2)	0.23	0.937	0.907	0.497	8	0.998				

表 1

表 2

Strength Criteria and Scale Effect of Soft Rocks

Saitama University, R. Yoshinaka

Saitama University, T. Yamabe

Strength criteria for peak, residual and yield strengths, can be expressed with the following equation by the normalized power law;

$$\tau_m / \tau_{m0} = \alpha (\sigma'_m / \sigma'_{m0})^\beta$$

, where $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, $\sigma'_m = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$, τ_{m0} and σ'_{m0} are the case of $\sigma'_3 = 0$. α and β are material constants for rocks. Each values are shown in Table 1.

This equation can be widely applied for various rocks such as over-consolidated clay, silty clay, mudstone, limestone and so-on as shown in Figs. 2 and 4-8. The unconfined compressive strength of these rocks takes from 2.1 kg/cm^2 to 2670 kg/cm^2 .

In order to investigate the behaviour of dilatancy during shear process, triaxial compression tests used the sample size of 100 mm dia., 200 mm length and 50 mm dia., 100 mm length are carried out under the condition of consolidated-drained test. The stress-strain behaviours are shown in Figs. 11 and 12 respectively. From this experiments it is clarified that there is no difference in residual strength between $\phi 100$ mm and 50 mm samples, however, peak and yield strengths of $\phi 100$ mm sample are decreased by approximately 10-20 % compared with that of $\phi 50$ mm sample. It seems that the failure is confined to thin slip zone in the stress lower than the preconsolidation or yielding pressure, and volumetric change is influenced by the scale effect.