

礫混じり軟岩の強度・変形特性に関する研究

小林隆志*・吉中龍之進**

本論文は、人工の礫質軟岩を用いて礫の混入による軟岩の強度・変形特性への影響について検討したものである。礫混じり軟岩の応力-ひずみ関係は基本的に基質部の変形特性に支配されること、強度関係は顕著な非線形を示すべき関数型破壊基準が良く適合すること、ひずみ軟化を示す応力域での最大強度は基質部の強度より小さくなること、基質部の最大強度と残留強度および礫含有率から任意の礫含有率の強度関係が推定できる可能性があることを示した。

Key Words : gravelly soft rocks, gravel content, stress-strain relationship, strength relation, artificial specimen

1. まえがき

礫を含む岩盤（または地盤）は、堆積碎屑岩類や火山碎屑岩類の主要な構成岩であり各地に分布している。特に火山国である我国には、凝灰角礫岩を代表とする礫混じり火山碎屑岩類の分布が極めて広い。

礫の大きさは、砂粒より大きい数mmの細礫から数mの巨礫に及ぶ。これら礫混じり岩盤の力学的性質を求める場合、礫径が数cm以下であれば通常原位置試験、室内試験によって均質岩盤と同様の取扱いが可能であるが、礫径がこれより大きくなると大型原位置試験を行うか、或いは、特別なサンプリング装置を用いた大型供試体の採取と、大型試験装置を用いた試験を行う必要がある。しかし、礫径が数m単位となると力学試験は殆ど不可能である。また、礫径が小さくても基質と礫の硬さに大きな違いがある礫混じり軟岩は、乱さない試料のサンプリングが極めて難しい。従って、礫径数cm以上を含む礫混じり岩盤の力学的性質、特に礫を含むことによる岩盤物性への影響は未だ知られていない。一方、礫混じり岩盤を取り扱わなければならない現実のケースは少なくない。経済的な制約から特別な調査・試験ができない一般的なケースでは、基質部分の物性のみを求めてこれを礫混じり岩盤の性質と見なすことが往々にして行われている。しかし、その妥当性の裏付けは必ずしも取れていない。

以上の理由から礫岩、特に大きな礫を含む軟岩の力学的性質を均質な岩盤を対象とした評価方法に期待するには無理があるものと考えられる。実施可能な調査・試験方法から礫混じり岩盤の力学的性質が評価できればその意義は大きい。

礫混じり岩盤の性質は様々な要素で特徴付けられる。礫の大きさ、形および粒度組成、礫の含有率および礫と基質のそれぞれの物理的・力学的物性は主な支配要因であろう。

本研究は、通常原位置試験、室内試験に適さない大きさの礫を含む岩盤を対象とし、礫の混入による岩盤物性の変化を調べる研究の一環として、第三紀層に多い軟岩のうちの凝灰質の礫岩を取り上げ、礫の混入による岩盤強度・変形性への影響を実験的に調べたものである。また、物性評価の前提となる礫混入量を岩盤表面の観察で求める方法について検討した。

2. 礫含有率の求め方

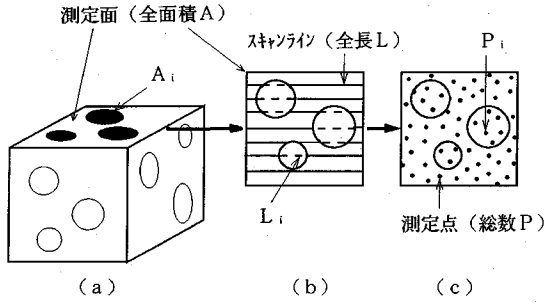
土質材料の礫の含有率は重量比か体積比で表現される。岩盤は、礫と基質部分が固着しているので土質材料のふるい分け方法は適用できないため、岩盤の露出面或いはボーリングコアの観察で礫分を求めることになる。本論文では、礫の含有率を単位体積中に含まれる礫分の体積比率で表すこととし、以下これを「礫含有率」と呼ぶ。

任意の切り口の断面から間接的に内部の幾何学的な組織を推定する方法は、ステレオロジー¹⁾と呼ばれ古くから研究されている。断面から内部粒子の体積比を推定する方法として図-1²⁾の関係が知られている。図-1の(a)は礫の面積から、(b)はスキャンライン長から、(c)は礫に含まれる計測ポイント数から求める方法である。岩盤調査では露頭か調査横坑内で計測する場合が多いので(a)が一般的である。

実際の岩盤の礫含有率は、露頭等に現れた礫の面積から推定することになるが、一般的に調査可能な広がりには制約がある場合が多い。また、礫岩は様々な寸法の礫を含むため画一的に調査面の大きさを規定すると測定された礫含有率に大きな誤差を生じることになる。

* 正会員 東電設計(株) 第一土木本部応用地質部
(〒110 台東区東上野3-3-3)

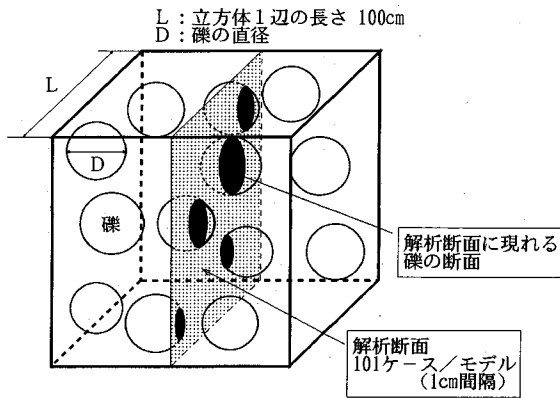
**正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設基礎工学科



$$V_v = A_A = L_L = P_P$$

$$V_v: \text{礫含有率}, A_A = \sum A_i / A, L_L = \sum L_i / L, P_P = \sum P_i / P$$

図-1 礫含有率の測定法

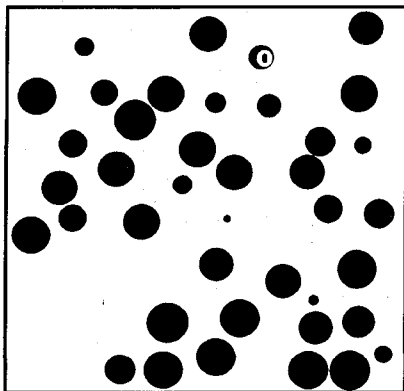


$$\text{面積含有率} = \frac{\sum S_{Ri}}{S} \times 100 (\%)$$

S_{Ri} : 解析断面に現れた礫の面積

S : 解析断面の面積 (1 m²)

図-2 解析モデル概念図



L/D=10 体積含有率 21.0% 面積含有率 20.8%

図-3 礫の分布状況

そこで、礫の大きさ・礫含有率を考慮したとき、どの

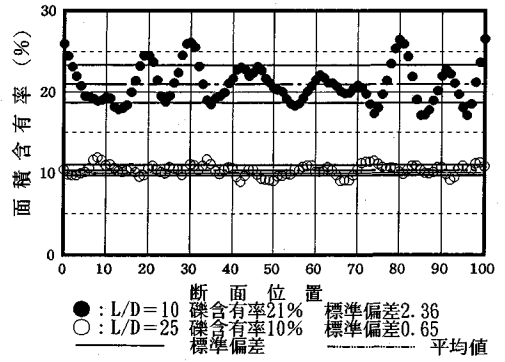


図-4 礫含有率のバラツキ状況

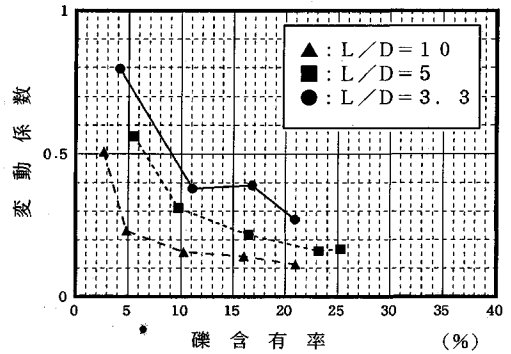


図-5 L/D, 礫含有率と変動係数の関係

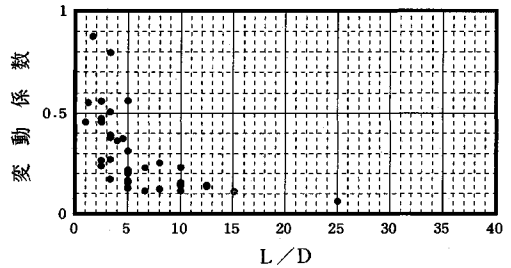


図-6 L/Dと変動係数の関係

程度の広がり調査すれば妥当な礫含有率が評価できるかを次に検討する。

図-2のように一辺Lの立方体中に直径Dの球(礫)を一様乱数を用いて重複しないように発生させ、任意の測定断面に現れた礫の面積から礫含有率を測定する。立方体中に設定した真の礫含有率と測定した礫含有率の関係から測定に必要な面の広がり大きさについて検討した。

図-3は、L/D=10で真の礫含有率が21%のモデルの断面に現れる礫の分布状況である。断面の礫含有率は20.8

%である。測定断面の各位置で礫含有率がどのように変化するかを図-4に示す。L/Dが大きくなるほどバラツキが小さくなることわかる。次に礫含有率の大きさによる測定値のバラツキを図-5に示す。ここではバラツキを変動係数で示した。同じ礫含有率でもL/Dが大きくなるほど、また、同じL/Dでも礫含有率が大きくなるほどバラツキが小さくなる傾向を示している。これより、L/D=5~10あれば図-3に示す20%程度の礫含有率に対して変動係数が0.2以下となることが分かる。

礫含有率が2~25%でL/Dを変化させた場合の変動係数の変化を図-6に示した。図から許容誤差を任意の変動係数に収めるのに必要なL/Dが求められる。L/Dが5以上であれば変動係数を0.3以下に、L/Dが10以上あれば変動係数を0.2以下に収めることができる。

3. モデル供試体による力学試験

(1) モデル供試体の作成

モデル供試体は弱いセメンテーションをもつ細粒物質の基質（マトリックス）に礫を混入させた人工の礫混じり軟岩である。基質は凝灰岩である大谷石の石粉にカオリンを混合して図-7の粒度組成とし、結合材に少量の普通ポルトランドセメントを加えて表-1の配合で作成した。礫は硬質と軟質の2種類を採用し、硬質の礫に日立変成岩に属する常陸太田産の寒水石と呼ばれる大理石、軟質の礫には大谷石を原石とする礫を用いた。礫は5mm~20mmの粒径からなる。礫の形状はZingg³⁾の形状表現法によると図-8であり、扁平、角礫でない一般的な砂利の形状（亜円礫）と言える。

礫を混入させた供試体の寸法は直径100mm、長さ200mmの円柱である。礫の最大粒径と供試体直径の比は1/5となる。供試体の養生は水中6週間とした。このようにして作成した基質と礫の基本的物性を表-2に示す。また、供試体中の礫の分布状況例として礫含有率40%の供試体断面を写真-1に示す。

(2) 試験項目と試験条件

主な試験項目、試験条件および試験数量を表-3に、供試体の種類と三軸圧縮試験に用いた拘束圧を表-4に示す。三軸圧縮試験は圧密排水条件(CD)で行い、供試体の体積変化は二重管式セル方式により内管内の液体の変化量で測定した。

(3) 試験結果と考察

a) 変形特性

礫含有率0, 20, 40%の供試体に対する拘束圧0~35kgf/cm²の三軸圧縮試験結果を図-9~12に示す。各供試体に共通した特徴は、拘束圧の増大に伴うひずみ軟化型からひずみ硬化型への移行と軸-ひずみ曲線に見られる降伏応力の低下であり、この特徴は礫を含まない基質のみの供試体の特徴である。また、ひずみ軟化型から硬

表-1 基質の配合(重量比)

水(W)	セメント(C)	大谷石粉	カオリン	W/C
1.85	1.00	1.47	0.63	1.85

表-2 材料の基本的性質

項目	基質	礫	
		大理石	凝灰岩
乾燥密度(gf/cm ³)	0.940	2.730	2.103
間隙比	1.829	0.001	0.439
含水比(%)	68.70	0.054	16.91
一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	41	577	91
静的弾性係数(kgf/cm ²)	7,500	200,000	12,500
動的弾性係数(kgf/cm ²)	31,000	890,000	120,000

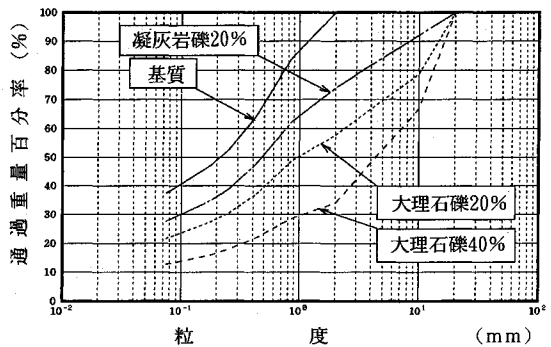


図-7 基質および供試体の粒度分布

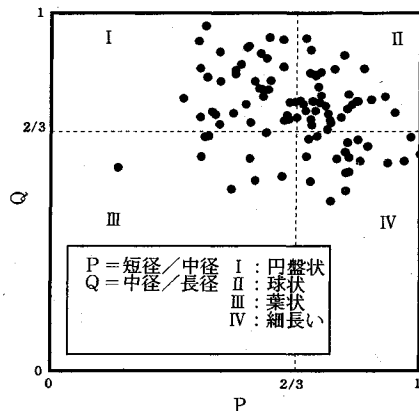


図-8 礫の形状

化型へ移行する応力状態は各シリーズともに拘束圧が概ね10kgf/cm²、軸差応力が概ね50kgf/cm²であり礫を含むことによる影響が殆どない点に着目すべき特徴がある。これらより、少なくとも礫含有率40%以下の基本的な応

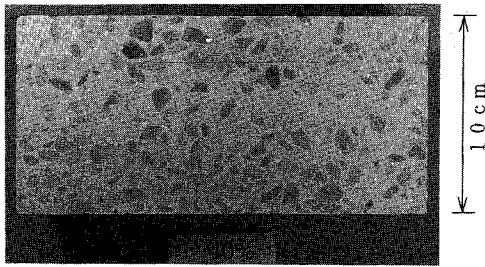


写真-1 礫含有率40%供試体中の礫分布状況

表-3 試験項目および条件

項目	試験条件	試験回数
静的三軸圧縮試験	圧密排水 (CD), ひずみ制御 ひずみ速度 0.005%/min 最大軸ひずみ 8%を目標	同一礫含有率当り 1供試体/拘束圧
一軸圧縮試験	ひずみ速度 0.03or0.005%/min	3供試体/ 礫含有率
圧裂試験	ひずみ速度 0.03%/min	2供試体/ 礫含有率
超音波速度試験	P波速度, S波速度	2供試体/ 礫含有率

表-4 静的三軸圧縮試験拘束圧一覧表

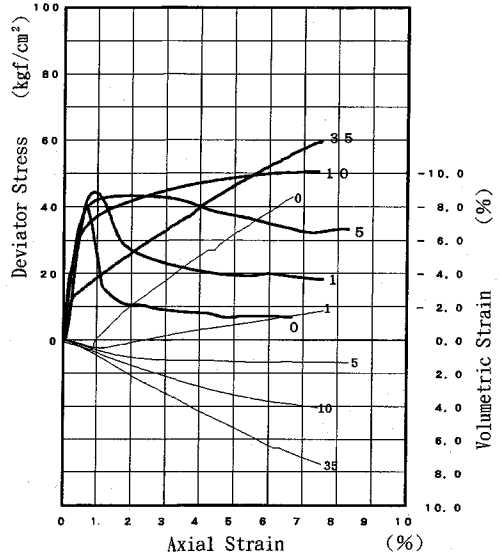
シリーズ名	MAT	M20	M40	T20	T100	
礫含有率 (%)	0	20	40	20	100	
拘束圧	0 kgf/cm ²	●	●	●	○	△
	0.5 "			●		
	1 "	●	●	●	○	△
	5 "	●	●	●	○	△
	10 "	●	●	●	○	△
	35 "	●	●	●	○	△

●: 大理石 ○: 凝灰岩 △: 凝灰岩 (岩石)

カーひずみ関係は基質の変形特性に依存していると言える。

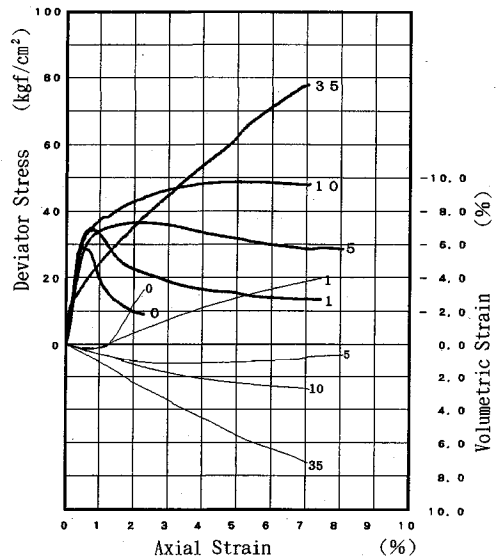
次に、供試体の変形特性に対する礫含有率の影響を降伏応力以下のひずみ域について検討する。図-13は大理石の礫含有率と一軸および三軸圧縮試験から求めた静的せん断弾性係数との関係である。ばらつきは大きいもののせん断弾性係数は礫含有率とともに増加する傾向がある。同様の関係を超音波伝播速度から求めた動的せん断弾性係数について図-14に示す。礫の含有率が増すに従い静的および動的せん断弾性係数とも同様に増加する傾向が示されている。

均質な基質部の中に異なる弾性の含有物がある場合の全体としての等価弾性係数を評価する方法は、複合材料の固体物性の分野で広く研究され等価弾性係数を求める種々の近似式^{4)~13)}が提案され、さらに適用条件等が



(添数字は拘束圧 σ_3 : kgf/cm²)

図-9 応力-ひずみ曲線 (基質部: 0%)

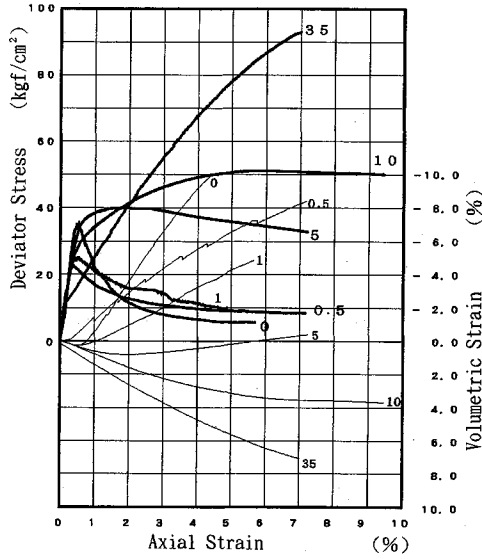


(添数字は拘束圧 σ_3 : kgf/cm²)

図-10 応力-ひずみ曲線 (大理石礫: 20%)

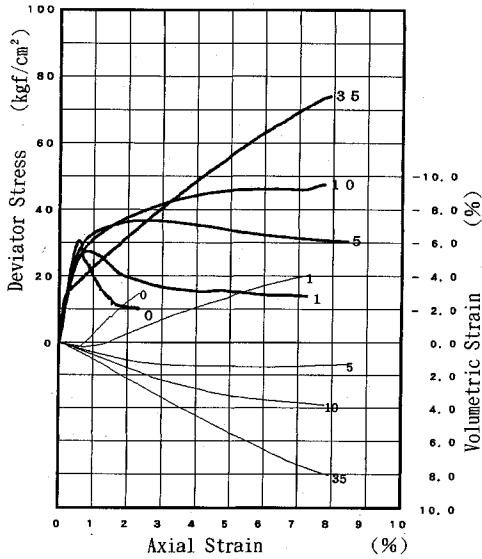
検討されている。球形の含有物を含む2相系の場合における5種類の近似曲線を図-13と図-14に示した。また、参考までに平面ひずみ条件で求めた有限要素法による数値解析(4章参照)の結果も併記してある。

これらから礫含有率に伴う弾性係数の変化は、HashinとShtrikmanの下限值を与える式(1)⁷⁾、あるいは礫と



(添数字は拘束圧 σ_3 : kgf/cm²)

図-11 応力-ひずみ曲線 (大理石礫 : 40%)



(添数字は拘束圧 σ_3 : kgf/cm²)

図-12 応力-ひずみ曲線 (凝灰岩礫 : 20%)

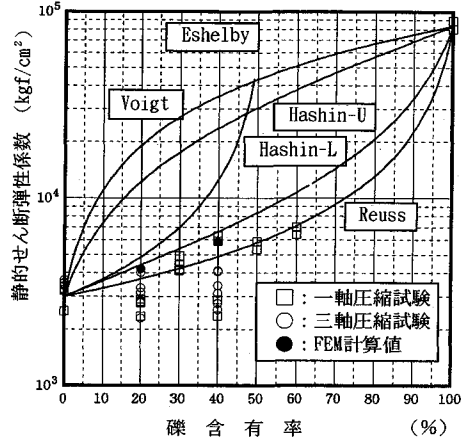


図-13 礫含有率と静的せん断弾性係数の関係

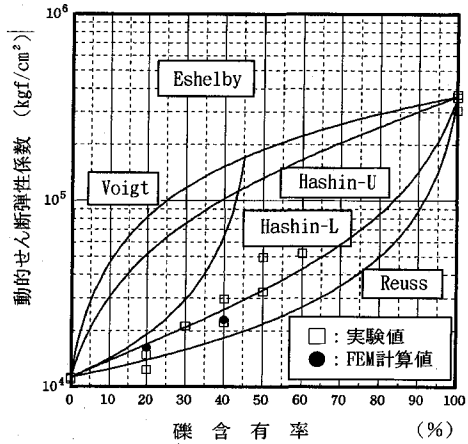


図-14 礫含有率と動的せん断弾性係数の関係

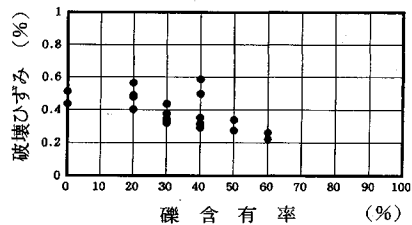


図-15 礫含有率と破壊ひずみ (一軸圧縮試験) の関係

基質の全ての要素が均一応力を受けると仮定した Reuss の式(2)⁵⁾ が実験結果の値を近似していると言える。

【HashinとShtrikmanの下限値を与える式】

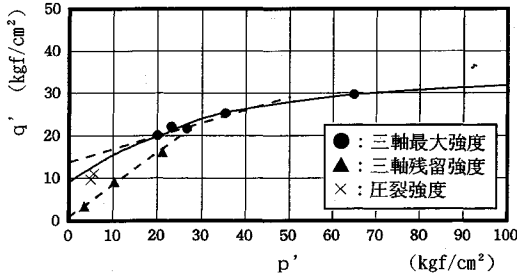
$$\bar{G} = G_1 + \frac{(G_2 - G_1) V_2}{1 + \frac{6(G_2 - G_1)(K_1 + 2G_1)}{5G_1(3K_1 + 4G_1)}} \dots (1)$$

【Reussの式】

$$\bar{G} = \frac{G_1 \cdot G_2}{G_1 \cdot V_2 + G_2 \cdot V_1} \dots (2)$$

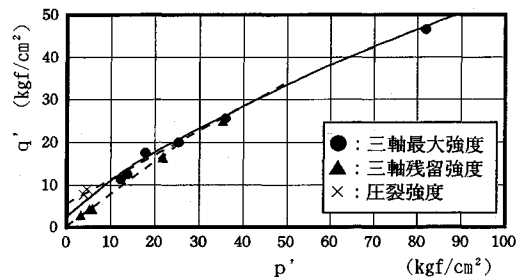
G_1 : 基質のせん断弾性係数 G_2 : 礫のせん断弾性係数
 K_1 : 基質の体積弾性係数, V_1 : 基質の含有率
 V_2 : 礫の含有率

表-6 べき関数型破壊基準



$$p' = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad q' = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

図-16 p' と q' の関係 (MAT)



$$p' = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad q' = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

図-17 p' と q' の関係 (M40)

表-5 Mohr-Coulomb基準による強度関係

	礫含有率 (%)	最大強度		残留強度	
		$(C_a)p$ (kgf/cm ²)	$(\phi_a)p$ (°)	$(C_a)r$ (kgf/cm ²)	$(\phi_a)r$ (°)
MAT	0	14.5	14.7	1.9	45.2
M20	20	9.1	28.1	2.1	41.2
M40	40	6.6	35.6	1.3	44.3
T20	20	8.0	29.7	2.2	42.1
T100	100	25.7	36.3	3.2	34.2

礫の含有率と一軸圧縮試験による破壊時の軸ひずみの関係を図-15に示す。礫含有率の増加に伴って破壊ひずみが減少する傾向がある。礫の混入により供試体内部のひずみは不均質になると共にぜい性的な破壊を生じる環境のもとでは全体の強度や破壊ひずみが減少すると考えられる。図-15の傾向はこのような現象を示唆するものである。

礫周囲の基質部の応力-ひずみ状態は、礫の含有率、礫の配置、礫と基質の弾性係数比および基質の変形におけるひずみレベル依存性、等の影響を受けて複雑である。この問題は4章で考察する。

ケース	礫種	礫含有率 (%)	破壊基準式			
			最大強度		残留強度	
			α	β	α	β
1	基質	0	1.004	0.273	0.722	0.808
2	大理石	20	0.849	0.528	0.689	0.773
3		40	0.821	0.647	0.686	0.847
4		100 ^{1,4)}	1.870	0.678	-	-
5	石	100*	2.620	0.654	-	-
6	凝灰岩	20	0.819	0.535	0.679	0.740
7		100*	1.357	0.643	0.671	0.798
残留強度：ケース 1 + 2 + 3					0.696	0.819
残留強度：ケース 1 + 6					0.704	0.782

*：岩石供試体による。

$$(\tau_m / \tau_0) = \alpha \cdot (\sigma_m / \sigma_0)^\beta \dots\dots\dots (3)$$

$$\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$\tau_0 = q_u / 2$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$$

$$\sigma_0 = q_u / 3$$

$$q_u = 40.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_m - r, \sigma_m - r: \text{残留強度}$$

b) 強度特性

三軸圧縮試験から求めた強度関係の例を基質材料について図-16に、礫含有率40% (大理石礫) を図-17に示す。両図は平均有効応力 $p' = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ と最大せん断応力 $q' = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ の関係である。なお、ひずみ硬化を示す高い拘束圧域での最大強度は、供試体表面に礫の突出などが発生せず供試体が概ね円筒状を保持していた限界の軸ひずみ 8~10% の応力とした。これらから破壊包絡線の非線形性、礫含有率による勾配の変化が認められる。参考までにMohr-Coulomb基準を適用して低応力域における p' と q' を最小2乗法を用いて最大強度と残留強度に対する粘着力と内部摩擦角を求めて表-5に示した。最大強度は、粘着力が礫含有率の増加と共に減少するのに対し内部摩擦角は増大する。一方、残留強度の強度定数は礫含有率の変化による影響が殆ど認められない。礫含有率の変化による最大強度関係の変化は、礫含有率が増加するに従って供試体の強度が粘着力成分依存型から内部摩擦角成分依存型に移行したことによるものと思われる。

非線形性の強度関係を表現するため三軸圧縮試験の結果を両対数表示したものが図-18~図-20である。なお、両対数表示では各強度値を礫を含まない基質のみの供試体の一軸圧縮強度 40.8 kgf/cm^2 で正規化してある。大理石の礫を含む供試体の図-18には、大理石のインタクトロックと方解石の完晶からなる大理石の結晶構造を加熱処理で緩めた“granulated (粒状化)”大理石の強度関係¹⁴⁾も併記している。図-19は大谷石の礫を含む供試体の強度関係である。図にはインタクトロックの強度関係を併記した。図-18~図-20からいずれの供試体も強

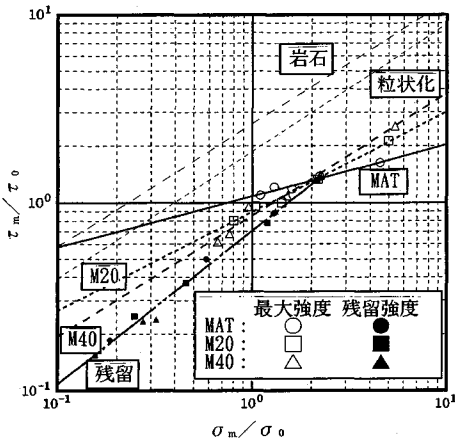


図-18 べき関数型破壊基準による強度関係：大理石礫

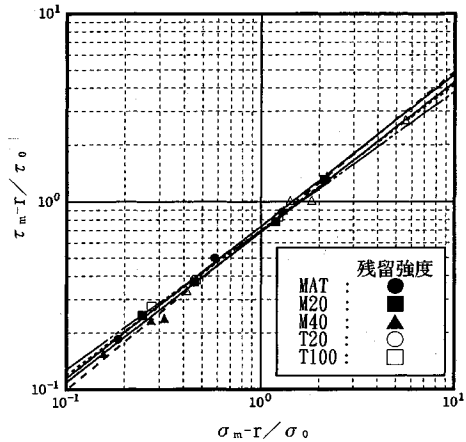


図-20 べき関数破壊基準による残留強度関係

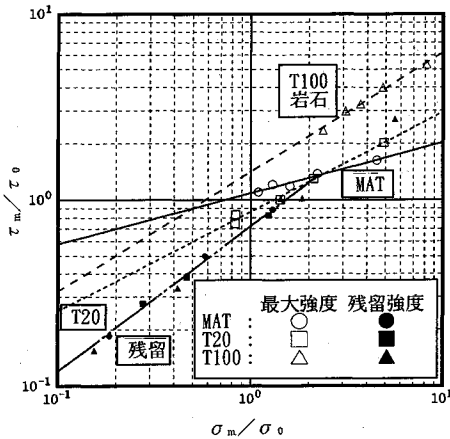


図-19 べき関数型破壊基準による強度関係：凝灰岩礫

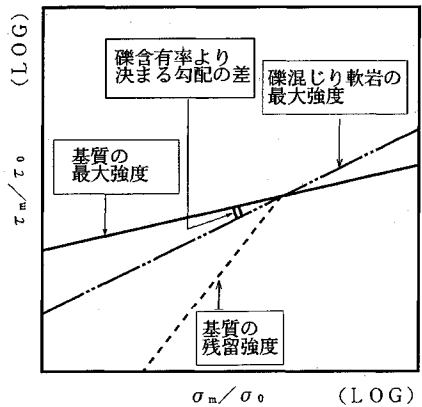


図-21 礫混り軟岩の強度関係概念図

度関係は両対数表示で良く直線近似されており、式(3)のべき関数型破壊基準^{1.6)}が適用できることが分かる。表-6は各供試体の最大強度と残留強度に対するべき関数型破壊基準の定数である。

最大強度の図-18および図-19から礫含有率 100%に相当するインタクトロックおよび“granulated”供試体の強度線が礫含有率40%供試体の勾配と大差がないことから強度線の勾配は礫含有率40%以上で変化が少ないと考えられる。

以上の関係から、礫混り供試体の概念的な強度関係を両対数図上でモデル化すると図-21のようになる。すなわち、低応力域の礫混り供試体の強度関係は基質材料の強度線と残留強度線の間であって、礫含有率に応じた勾配で表される。一方、高応力域では礫含有率に応じ

てその最大強度が基質部の最大強度より増加する。

このような低応力域と高応力域での礫混入による強度関係の変化は、基質部の応力-ひずみ関係が拘束圧の増加に伴いひずみ軟化からひずみ硬化に変化する関係と対応している。このことは基質材料の変形性がぜい性から塑性変形に移行する高い拘束圧の下ではせん断変形の進行と共に礫がその配列及び礫密度に応じてひずみ硬化の強度増に寄与することを示している。

礫混り供試体の強度関係は、任意の礫含有率の強度線が図-21の基質部の最大強度と残留強度線のどの位置にあるかを知ることによって求まることになる。従って、基質部の最大強度、残留強度関係および礫含有率の変化と勾配の関係を求めれば任意の礫含有率の強度線が求まることになる。

表-7 解析条件

物性値	弾性係数 (kgf/cm ²) (弾性係数比)	ポアソン比	強度定数	
			C(kgf/cm ²)	φ(°)
礫	15,000(2) 30,000(4) 60,000(8) 120,000(16) 200,000(26.7) 600,000(80) 750,000(100)	0.2	100	50
基質	7,500	0.35	15	15

解析条件：弾性解析，平面ひずみ状態
 接点数：123，要素数：208，
 拘束条件：X，Y軸は軸方向のみ可動
 応力：軸荷重55kgf/cm²，拘束圧10kgf/cm²
 礫含有率：20% 40%

4. 強度・変形特性に関する考察

礫混じり供試体の変形性を有限要素法を用いた弾性・平面ひずみ条件で考察した。また、礫の弾性係数を変化させたパラメータスタディを行い礫の弾性係数が供試体の等価弾性係数、等価ポアソン比に与える影響を検討した。この解析条件で礫混じり供試体の等価な変形定数が概ね推定できることは前節の3.(3)a)に述べた。解析条件および解析に用いた数値を表-7に示す。各材料の物性値は前章に述べた実験値を用い、礫の強度定数は一軸圧縮強度を近似した値を用いた。

(1) 供試体内部の応力-ひずみ状態

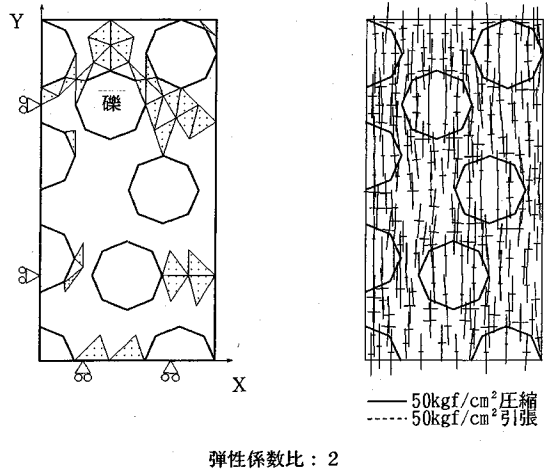
礫含有率が40%で、礫と基質の弾性係数比が2および100の場合の供試体内の各点の主応力の大きさと方向および基質部の局所安全率の状態を図-22に示す。局所安全率Fsは表-7の強度条件から決まる破壊包絡線に対する各点の応力の接近度、すなわち、(4)式に示すとおり各点の平均主応力と破壊包絡線との最短距離に対する各点の最大せん断応力との比で定義したものである。

$$F_s = \frac{2C \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3} \dots\dots(4)$$

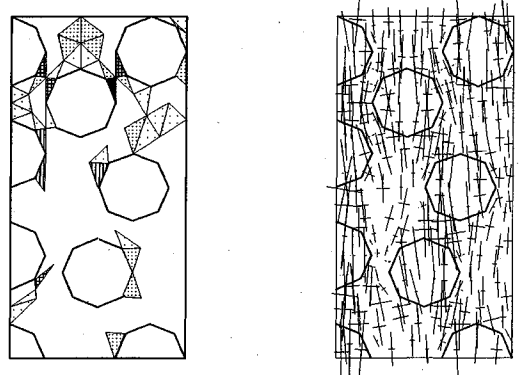
σ₁: 最大主応力 σ₃: 最小主応力

このように定義された比によって破壊状態への接近度あるいは非線形変形材料でのひずみレベルの大きさを相対的に吟味することができる。供試体に与えた荷重条件は等分布圧で、拘束圧10kgf/cm²，軸方向55kgf/cm²である。この荷重は、基質のみの均質な供試体における全体のFsが1(1.02)となり破壊を生じない限界の応力状態として設定したものである。

図-22から基質部の各点は礫の存在によってFsが0.5~1以上に互り著しく不均質となり、結果として基質部



弾性係数比：2



弾性係数比：100

(a)局所安全率 (b)主応力

凡例：局所安全率

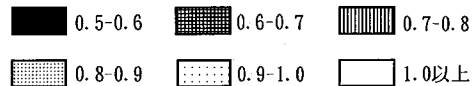


図-22 FEM解析結果

から破壊の進行を早める要因となること、礫を縫うような最大主応力の流れが礫の配列で形成されること等がわかる。また、これらの現象は基質と礫の弾性係数比が大きいほど顕著である。礫の存在による基質部のFsの変化は礫の密度と配列に起因する応力の流れや偏りで基質部に応力の集中部と緩和部¹⁸⁾¹⁷⁾が生じるためである。

以上から、礫の存在による供試体の不均質化のため基質部に局所的な降伏や破壊が生じ易いこと、基質部がぜい性的に破壊する低拘束圧の応力条件の下では、3.(3)で述べた礫含有率の増大に伴う礫混じり供試体の破壊ひずみの減少、強度低下等の現象が定性的に示される。

(2) 礫含有率と等価弾性係数

前述の数値解析で求めた等価弾性係数は、3.(3)a)で

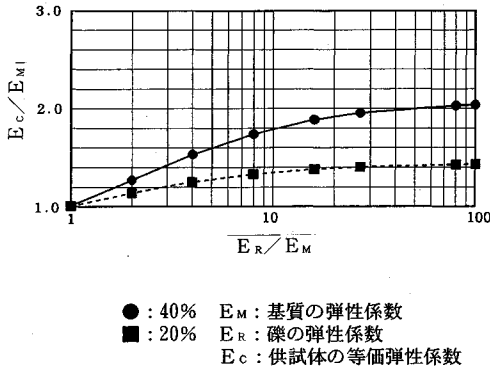


図-23 礫と基質の弾性係数比と等価弾性係数の関係

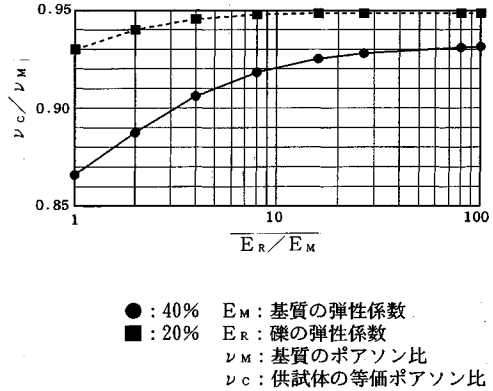


図-24 礫の弾性係数と等価ポアソン比の関係

述べたように礫含有率20%および40%の供試体試験結果とほぼ一致した。以下ではこの解析手法を用いて、礫と基質の弾性係数比と供試体の等価弾性係数との関係を検討した。

図-23は、礫含有率が20%および40%の場合の礫と基質の弾性係数比が供試体の等価弾性係数に与える影響を示したものである。図-24は同様な関係を等価ポアソン比について示したものである。これによると等価弾性係数は弾性係数比の増加と共に増大するが、概ね弾性係数比が20以上では、礫含有率20%の場合は基質の弾性係数の1.4倍程度に、また、礫含有率40%の場合は2倍程度に収斂する。また、等価ポアソン比は、礫含有率20%で弾性係数比4以上では基質部のポアソン比の0.95倍に、礫含有率40%の場合は弾性係数比が20以上で0.93倍に収斂し、いずれも基質部のポアソン比に近い値を示す。

以上から、礫混じり軟岩の弾性定数は礫含有率と、礫と基質の弾性係数比を求めることでおおよそその値を評価できることが分かる。

5. 結 論

礫混じり軟岩の力学的性質とその評価に関して次の結論を得た。

- (1) 岩盤表面の観察から礫含有率を求めるには、測定面を正方形とするとその1辺が最大礫径の約10倍以上あれば表面から求める面積含有率は体積含有率と等価となる。
- (2) 三軸圧縮応力下での強度関係は顕著な非線形を示し、強度条件にはべき関数型の破壊基準が良く適合する。
- (3) ひずみ軟化を示す低応力域での礫混じり軟岩の最大強度はその基質部の強度より低下する。一方ひずみ硬化を示す高応力域では礫含有率に応じて基質部より強度が増加する。
- (4) 任意の礫含有率の強度関係を基質部の最大強度と残留強度および礫含有率から評価できる可能性がある。

- (5) 礫含有率40%以下の礫混じり軟岩の応力-ひずみ関係は、基本的に基質部の変形特性に支配される。
- (6) 礫混じり軟岩の小さなひずみ領域での弾性係数は、礫含有率・礫と基質のそれぞれの弾性係数とその比が支配的で、それらの値から等価な弾性係数の評価が可能である。
- (7) 礫混じり軟岩の基質部各部の応力-ひずみ状態は礫の混入により著しく不均質となり、これが力学的性質に大きな影響を与えている。

謝 辞：本研究を進めるに当たって埼玉大学瀬戸亥一郎（現首都高速道路公団）、長谷川弘忠（現建設企画コンサルタント）、橋詰茂（現前田建設工業）の各氏に実験を進める上で多大なご協力をいただいた。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 例えば, Weibel, E. R. : Stereological Methods, Academic Press, New York, 1980.
- 2) 例えば, J. E. Hilliard, J. W. Cahn: An Evaluation of Procedure in Quantitative Metallography for Volume-Fraction Analysis, Trans. Metals. Soc. AIME, 221, 334, 1961.
- 3) Zingg, T. : Beitrag zur Schotteranalyse, Schweizer Mineral. und Petrog. Mitt., 1935.
- 4) W. Voigt : Ueber die Beziehung zwischen den beiden Elastizitätsconstanten isotroper Körper, Annalen der Physik und Chemie, vol. 38, pp. 573-587, 1989.
- 5) A. Reuss : Berechnung der Fließgrenze von Mischkristallen auf Grund der Plastizitätsbedingung für Einkristalle, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, vol. 9, pp. 49-58, 1929.
- 6) Hill, R. : Elastic properties of reinforced solids: Some theoretical principles, J. Mech. Phys. Solids, Vol. 11, pp. 357-372, 1963.
- 7) Z. Hashin and S. Shtrikman : A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials, J. Mech. Phys. Solids., vol. 11,

- pp. 127-140, 1963.
- 8) Z. Hashin: Analysis of composite materials, *J. Appl. Mech.*, Vol. 50, pp. 481-505, 1983.
- 9) J. D. Eshelby: The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems, *Proc. Roy. Soc. London*, Vol. A241, pp. 376-396, 1957.
- 10) R. Hill: A self-consistent mechanics of composite materials, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 13, pp. 213-222, 1965.
- 11) R. Hill: Continuum micro-mechanics of elasto-plastic polycrystals, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 13, pp. 89-101, 1965.
- 12) T. Mura, *Micromechanics of defects in solids*, 2nd revised ed., Martinus Nijhoff Publisher, pp. 421-439, 1987.
- 13) 大嶺聖・落合英俊: 二種混合体の応力-ひずみ関係と
混合土の一次元圧縮特性への適用, *土木学会論文集*, No. 448/III-19, pp. 121-130, 1992.
- 14) Rosengren, K. G. and Jeager, J. C.: The mechanical behavior of low porosity interlocked aggregate, *Geotechnique*, vol. 18, pp. 317-326, 1968.
- 15) R. Yoshinaka, T. Yamabe: Strength criterion of rocks, *Soils and Foundation*, Vol. 20, No. 4, pp. 114-126, 1980.
- 16) D. F. Adams and D. R. Doner: Transverse Normal Loading of a Unidirectional Composite, *J. Composite Material*, Vol. 1, pp. 152-164, 1967.
- 17) 吉中・小林・瀬戸: 礫混じり軟岩の強度・変形特性, *土木学会 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集*, pp. 256-260, 1992.

(1993. 2. 2受付)

MECHANICAL PROPERTIES OF GRAVELLY SOFT ROCKS

Takashi KOBAYASHI and Ryunoshin YOSHINAKA

This paper describes the effect of gravel content on mechanical properties of gravelly soft rocks. Experimental study is conducted by using artificial specimens in which have marble as hard gravel and welded tuff as soft gravel. The following results were obtained. Fundamentally stress-strain relationships under shearing depend on the properties of matrix material. The equivalent modulus of deformation can be derived from gravel content, deformational modulus of gravel and that of matrix. Strength relation is nonlinear and it can be expressed by power function. Peak strength of gravelly rocks which take with strain-softening is smaller than peak strength of matrix. Strength relation of gravelly soft rocks can be estimated by gravel content, peak strength of matrix and residual strength of matrix.