

(111) 模型実験用に開発した人工軟岩の力学特性

(財) 電力中央研究所 正会員 ○ 谷 和夫
同上 同上 西 好一
(株) C. R. S. 同上 吉田保夫

Mechanical Properties of Artificial Soft Rock Material Developed for Laboratory Model Tests

Kazuo TANI, CRIEPI
Koichi NISHI, ditto
Yasuo YOSHIDA, C.R.S. Ltd

Abstract

Physical modeling has often been attempted in order to study various aspects of uniform soft rock ground. In general, it is not advisable to use soft rock blocks retrieved from the field for specimens in model tests, since this is undoubtedly costly and natural materials would be different from one piece to another, thus not guarantee reproducible results in the experiments.

Central Research Institute of Electric Power Industry (CRIEPI) has developed an artificial soft rock material to provide stable specimens for use in laboratory model tests to study mechanical behavior of uniform soft rock ground. In an attempt to simulate the geological process (i.e., consolidation and diagenesis) of natural sedimentary soft rocks, fresh mortar (i.e., mixture of soil, cement and water) is consolidated prior to subsequent development of cementation between densely packed particles. Various model tests have been conducted using specimens of this artificial soft rock demonstrating successful development of efficient laboratory test technique.

This paper reports the results of laboratory element tests to investigate mechanical properties of this material. Particular interest has been placed on the tensile as well as shear strength characteristics evaluated by triaxial extension tests. Failure of the specimens were observed under either tensile or shear modes depending upon confining pressures. At present, preliminary investigation has just started, and further studies are expected to investigate the overall strength characteristics of soft rocks.

1. はじめに

均質な軟岩を対象とした研究において、しばしば模型実験 (physical modeling) が実施される。この場合、模型地盤材料として実岩盤から採取した供試体を用いると、費用や再現性の点で問題があるだけでなく、供試体が多い場合にはその取扱いも困難となる。このため電力中央研究所では、再現性のある人工軟岩の供試体を、さまざまな室内模型実験に安定的に供給するための開発を行ってきた(谷・吉田、1992)。均質な自然堆積軟岩の生成過程を模擬するため、圧密プロセスを経た後にセメンテーションを発生させる工夫をしている。土質材料(砂や粘土)に水とセメントを混ぜたモルタルを十分に圧密した後に水中養生する方法によって、自重圧密後の長期間にわたる続成作用(二次圧密、セメンテーション等)を伴う自然堆積軟岩の生成過程を短時間

に再現することを狙ったものである。

セメントや生石灰あるいは石膏といった硬化剤を土質材料に混ぜた硬質な材料は、従来より幅広く利用されてきた。軟弱地盤の改良、人工島の築堤あるいは基礎岩盤の置換等が代表的なものとして挙げられる（小林・龍岡、1982；岸・百瀬、1991）。しかし、これらの人工軟岩は、それぞれ使用目的に応じて所定の条件（例えば変形強度特性、透水特性、施工性、経済性）を満足するように開発されたものであるため、その配合、調整方法が必ずしも模型実験に用いる自然軟岩の代替材料として適切ではない。軟岩地盤の力学的挙動を室内模型実験により検討する場合、その供試体（模型地盤）に用いる人工軟岩は少なくとも次の2条件を満足しなければならない。

- (1) 圧密・せん断・透水等に関する力学的特性が、一般的な自然軟岩を模擬している。
- (2) 所定の大きさ・形状の供試体として、安定的かつ経済的に作製できる。

多くの場合、モルタルを圧密せずにそのまま養生した人工軟岩が用いられるが、自重（一次）圧密、さらに二次圧密も進行して密な粒子構造を獲得した後にこう結作用（セメンテーション）によって真の粘着力が形成される自然軟岩と比較して、圧縮性が極めて大きいのが一般的である。したがって、自然軟岩に近いダイレイタンスー特性を持つ人工軟岩をモルタルで作製するには、セメンテーションが発現される前に圧密をして密度を高める必要がある（Johnston & Choi, 1986）。

2. 人工軟岩の作製法（谷・吉田、1992）

透水性の著しく異なる2種類の人工軟岩を作製した。多少透水性のある砂質軟岩（配合S1～S3）には、利根川砂（ $G_s=2.701$, $U_c=2.58$, $D_{50}=0.59\text{mm}$ ）に材料分離防止用に生田木節粘土（ $G_s=2.657$ ）を若干混ぜたものを土質材料として用いた（砂・粘土比 $S/C\ell=9.63\sim9.72$ ）。また、極めて透水性の低い均質な泥質軟岩（配合M1～M3）の土質材料には、カオリンTA（関東ベントナイト鉱業、 $G_s=2.712$, $D_{50}=0.005\text{mm}$ ）を用いた。これに早強セメント（大日本セメント）と水道水を加えて、表1に示す6種の配合とした。ただし、砂の重量は含水比 $w\approx 1.0\%$ の状態で測定した。

十分練り混ぜたモルタルを真鍮円筒（内径51.3mm）に投入し、バイブレーターにより5層に分けて締固めた後、フィルター（薄い不織布）を挿んで排水用の細孔を多数有するピストンにより段階的に圧密させた。最終圧密圧力 p^* は各配合とも0.01（無圧密）、3.06, 6.11, 12.20MPa の4種類とした。透水性が高い配合S1～S3は、各段階の圧密が1分以内に終了し、圧密開始後約40分で最終圧密圧力 p^* に到達する。そのまま5～6時間圧密した後に脱型して水中養生した。一方、配合M1～M3は、細粒分を多く含むために各段階の圧密に10～20分間、 p^* までに2～3時間を要する。そのまま3日間圧密し、十分セメンテーションを発達させた後に脱型、水中養生させた。

細粒分を多く含むモルタルを圧密させる場合、土質材料の選択と圧密方法に関して次の2点が重要である。まず第1に、圧密の進行に伴ってすでに形成された粒子間の結合を破壊することのないように、最終圧密圧力

表1：配合（セメント含有率 $a_w = (C / (S + C\ell))$ 、水セメント比 W/C ）

配 合 名		S 1	S 2	S 3	M 1	M 2	M 3
重 量 比 (%)	砂 (S)	67.1	69.3	71.4	0.0	0.0	0.0
	粘土 (Cℓ)	6.9	7.1	7.4	55.3	59.0	59.3
	セメント (C)	9.2	6.3	3.4	9.6	5.1	2.6
	水 (W)	16.8	17.3	17.8	35.1	35.9	38.1
a_w		0.124	0.082	0.043	0.174	0.087	0.043
W/C		1.83	2.75	5.24	3.65	6.99	14.77

p^* での一次圧密をセメンテーションが進行する前に終了させなければならない。第2に、脱型後の水中養生中に吸水膨張して供試体にクラックが発生しないよう、モンモリロナイト、クライト等の膨潤性粘土鉱物の含有量が少ない土質材料を用い、さらに最終圧密圧力下で十分セメンテーションを進行させなければならない。本研究の場合、セメント含有率 a_w が低く、圧密応力 p^* が高い場合（配合M3（ $a_w=0.043$ ）， $p^*=12.20\text{MPa}$ ）には、水中養生開始後数時間でクラックが発生することがあり、大型の供試体（直径500mm、高さ約700mm）を作る場合には約10日間以上圧密するようにした。

3. 人工軟岩の安定性

早期に安定的な供試体を得るため、硬化剤には早強セメントを用いている。作製された人工軟岩の強度・変形特性が、材令と共にどのように変化するかを一軸圧縮試験により検討している。詳細については前報（谷・吉田、1992）を参照されたい。図1は、各配合（セメント含有率 a_w ）、圧密圧力 p^* に対して一軸圧縮強度 q_u ～材令関係より求まった材令4週（28日）強度 q_{u^*} と、4週目以上の材令の供試体の含水比 w の平均値の関係を示している。そして図2は、 q_u/q_{u^*} で正規化した一軸圧縮強度（ q_u/q_{u^*} ）～材令関係を示す。

（1）材令1週間で4週強度 q_{u^*} の8割を確保するが、半年を超えるとバラツキがやや大きい徐々に強度が、

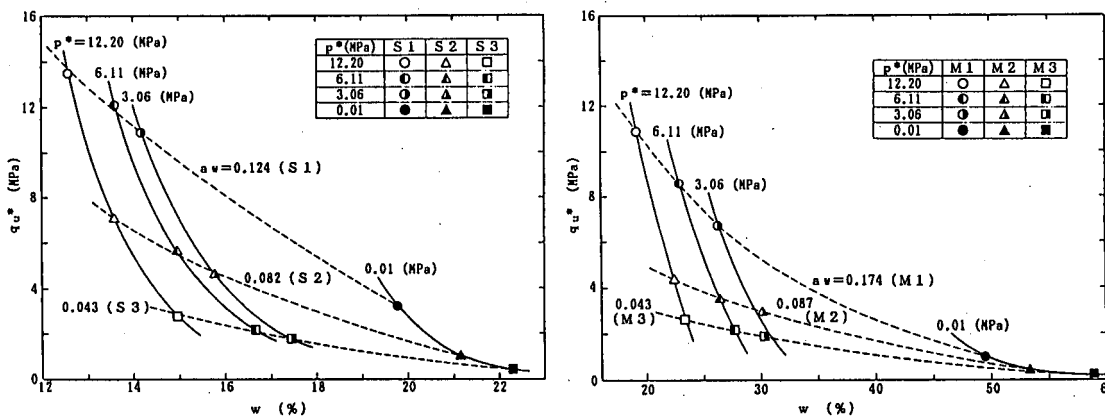


図1： $q_{u^*} \sim w$ 関係（左図：配合S1～S3、右図：配合M1～M3）

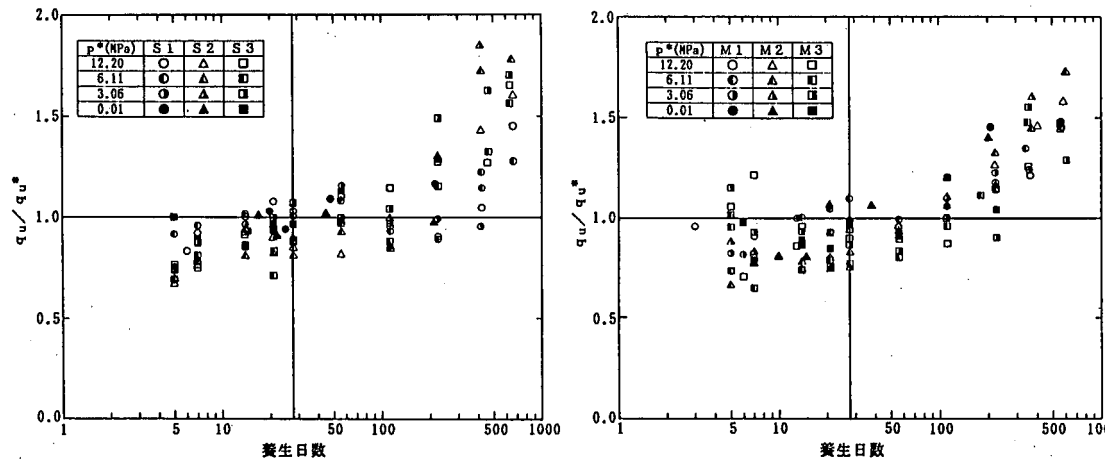


図2：（ q_u/q_{u^*} ）～材令関係（左図：配合S1～S3、右図：配合M1～M3）

増加する傾向を示す。模型実験で所定の材料として安定的に利用できるのは2週～4ヶ月程度の期間である。

- (2) 各配分とも圧密圧力 p^* と共に強度が増加し、密実化（含水比 w が減少）している。特に泥質軟岩（配合 M1～M3）にその傾向が著しく、圧密しない場合（ $p^*=0.01\text{MPa}$ ）には、飽和した自然堆積泥岩（通常 $w<40\%$ ）と比較して極端に密度が低過ぎるようである。

4. 三軸引張試験

土質材料と異なり、セメンテーションによって真の粘着力を有する軟岩の場合、引張強度を正しく評価することが重要である。割裂試験によって間接的に引張強度を求める方法も利用されているが、せん断強度との関連等において不明な点も多い（Johnston & Chiu, 1984）。そこでセル内で等方圧密した後に非排水状態で軸方向に引張って破壊させる三軸圧密非排水引張（伸張）試験を実施した。

強制的に引張るため、供試体両端面をドライヤーで一時的に乾燥させ、キャップとペDESTALをエポキシ系接着剤で接着した（永山 他, 1990）。この時、僅かな偏心によっても結果のバラツキが大きくなるため、治具を用いて軸がずれないように工夫した。デンケータ内で十分脱気した後に三軸装置にセットする。通水はキャップとペDESTALの側面のポーラスメタルを通して行い、背圧を0.4MPaとして飽和度を上げた（B値 >0.09 ）。

所定の拘束圧で等方圧密後、キャップをユニバーサル・ジョイントを介して軸方向に引張って破壊させた。軸変位は、供試体側面に対角位置に取付けた渦電流型非接触型変位計によって計測した。

ここでは、強度特性についてのみ報告する。図3に、配合M3、 $p^*=12.20\text{MPa}$ で材令6ヶ月～1年の供試体の破壊時のモール円を示す。

- (1) 一軸圧縮強度を超える有効拘束圧 $\sigma'_c = 4.9\text{MPa}$ の供試体がせん断破壊（写真1）したが、それ以下の拘束圧下ではすべて引張破壊（写真2）した。この場合、水平に表われる破断面はランダムな高さに見られた。
- (2) ペDESTALの側面に巻いたフィルターを通してセルの外で間隙水圧を測定しているため、せん断中の過剰間隙水圧の信頼性は低いと言わざるを得ないが、今回実験を実施した拘束圧の範囲では、せん断応力の1～3割程度の負圧が計測された。
- (3) バラツキが大きいものの、引張強度（破壊時の最小主応力）は拘束圧に依存しないようである。全応力表示で0.05～0.47MPa、間隙水圧計測に問題が残るものの、有効応力表示で0.02～0.32MPaだった。

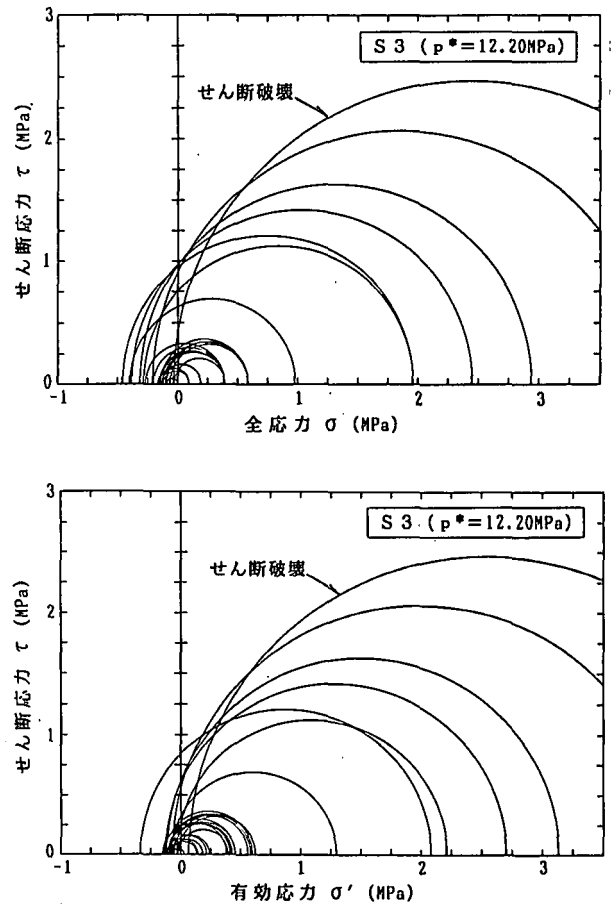


図3：三軸引張試験の結果

（上図：全応力表示、下図：有効応力表示）

偏心等の影響により実験結果は実際の強度の下限を表わしていると考えられ、引張強度 σ_t は一軸圧縮強度 $\sigma_u=3.5\sim 4.5$ (MPa) の約1/10程度と推定される。

- (4) 圧裂試験による引張強度は0.46 (MPa) だった。弾性理論に拠れば、圧裂試験の破断面に沿う要素の最小主応力 σ_3 (引張) は一定、最大主応力 σ_1 (圧縮) は供試体中心で $3|\sigma_3|$ 、載荷点で無限大である。今回、三軸試験による引張強度 σ_t が圧縮強度を下回る拘束圧下ではば一定であったことは、圧裂強度を解釈する上で興味深い結果と言えよう。今後排水の影響、供試体内の応力・ひずみの一様性、破壊モード等の影響を評価して軟岩の引張強度をより厳密に解明していく必要があろう。

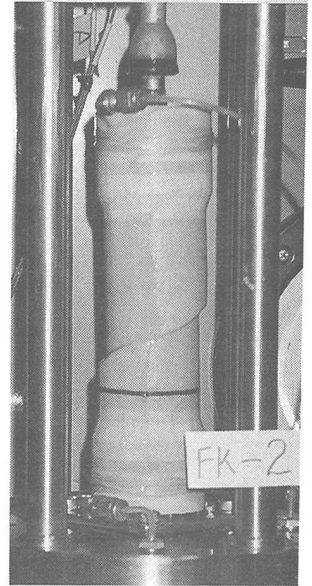


写真1：せん断破壊

5. まとめ

軟岩の変形特性については、最近、三軸圧縮試験の変形計測の高精度によって多くのことが解明されてきた (Tatsuoka & Kohata, 1995)。しかし強度特性については、潜在的な不連続面 (密着した亀裂) の影響や、破壊が変形の局所化と密接に結び付いていることから、まだ解明されない点も多いようである。

当所では、ここに紹介した人工軟岩を利用してさまざまな模型実験をここ数年来実施しており、軟質岩盤の力学挙動に関して徐々に知見が蓄積されている (谷 他, 1993)。

参考文献

- 谷 和夫、吉田保夫 (1992) “人工軟岩の作製法”、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.251~255。
- 小林 晃、龍岡文夫 (1982) “セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性Ⅰ~Ⅶ,” 生産研究, 34巻, 7~12号。
- 岸 清、百瀬和夫 (1991) “人工軟岩材料の開発,” 土木施工, Vol.32, No.3, pp.79~85。
- Johnston, I.W. and Choi, S.K. (1986) “A synthetic soft rock for laboratory model studies,” Geotechnique 36, No.2, pp.251~263。
- Johnston, I.W. and Chiu, H.K. (1984) “Strength of weathered Melbourne mudstone”, ASCE, Vol.110, No.7, pp.875~898。
- 永山 功、渡辺和夫、尾畑伸之 (1990) “ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討”, 土木研究所資料, 第2914号。
- Tatsuoka, F. and Kohata, Y. (1995) “Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications”, Proc. Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol.2, p.227~336。
- 谷 和夫、西 好一、岡本敏郎、吉田保夫 (1993) “プレッシャーメータ試験による軟岩の剛性評価”、第25回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.546~550。

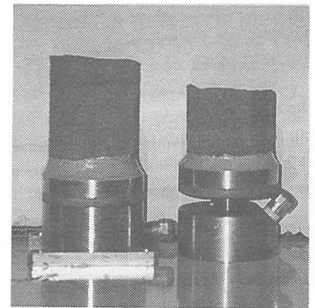


写真2：引張破壊