

人工の砂質軟岩を用いた室内岩盤せん断試験

LABORATORY STUDY ON ROCK SHEAR TESTS USING ARTIFICIAL WEAK SANDSTONE

谷 和夫*、工藤康二**

Kazuo TANI and Koji KUDO

A series of rock shear tests was conducted in the laboratory on artificial sandstone of uniform and weak nature. The obtained shear strengths appeared to be smaller to a marginal extent than those by triaxial compression tests in a low stress range. The measured distributions of stresses and strains around the shear planes suggested the possibility of progressive failure and involvement of tensile failure, although locally, for rock shear tests conducted under low normal stresses. This finding may well explain the modest underestimation of cohesion values by rock shear tests on weak sandstone.

1. はじめに

陸域の基礎岩盤の力学特性調査は、現地に掘削した試掘坑内で実施する大規模な原位置岩盤試験（平板載荷試験や岩盤せん断試験）によることが多い。ところが、海底の基礎岩盤を対象とする場合、この試掘坑調査が困難となる。そのため、ケーソンを利用した原位置岩盤試験、ボーリング孔内で行う原位置試験、さらに現地より採取した試料を用いた室内要素試験を組合せた調査システムが適切と考えられる。

風化の影響を受けていない新鮮な堆積軟岩では、硬岩で問題となるような節理等の不連続面の影響が小さく、岩盤と岩石の力学的な差違はそれほど大きくないと期待される。実際、現地から得られた品質の高い試料を用いて変位を厳密に計測する室内要素試験を行えば、堆積軟岩やセメント改良土の破壊に至るまでの非線形な変形特性を正確に評価できることが最近の研究（Tatsuoka & Kohata, 1995）によって明らかにされている。しかし、破壊を評価する強度特性についても、同じようなシナリオが成り立つ保証はない。堆積軟岩や人工軟岩を用いた既往の検討によれば、小さいコアを用いた室内試験の方が、大規模な原位置試験より多くの場合に高めの強度を与えることが指摘されている。この傾向は粒度が細かいシルト岩～泥岩でより顕著になり、岩盤せん断試験によるせん断強度が三軸圧縮試験によるせん断強度の $1/3 \sim 3/4$ との報告が多い（山本他, 1988；酒井 他, 1990）。一方、粒度が粗い砂岩ではその差はるかに小さく、両試験法によって同程度の強度が得られるケースも示されている（工藤 他, 1991）。

異なる試験法によって評価される強度特性の比較では、考慮すべきポイントが多岐にわたっている。硬岩では、試験の結果が供試体の大きさに依存する「スケール効果」が良く知られており、一般的に節理等の不連続面の影響によって、大きい供試体を用いる試験ほど低い強度が得られる。しかし、堆積軟岩ではこの「スケール効果」は顕著でないだろうし、完全に均質な人工軟岩では問題にならないと考えられる。一方、泥岩を用いた研究によれば、岩盤せん断試験における破壊は進行的で、せん断モードだけでなく引張モードによる破壊も含まれていることが指摘されている（山本 他, 1988；酒井 他, 1990）。岩盤せん断試験は境界値間

* 正会員 Ph.D （財）電力中央研究所 地質地盤部 岩盤グループ

** 正会員 工修 （財）電力中央研究所 研究開発部

題であるから、せん断面の応力やひずみの一様性は保証されない。もし破壊面が形成される状況が非一様、つまり破壊が進行的ならば、得られる強度は過小評価される可能性がある。しかし、なぜ砂岩では泥岩ほど破壊が進行的にならず、また引張破壊も生じないのだろうか？ この疑問に答え、さらに岩盤せん断試験によって評価される強度の位置付けを明らかにすることを目的として、室内模型実験を中心とした研究を実施している (Tani & Kudo, 1996)。研究の全体プログラムは砂岩から泥岩まで幅広い粒度の堆積軟岩を対象としているが、ここでは砂岩の試験結果についてのみ報告する。全く均質な人工軟岩を用いるため、強度比較において上に述べた「スケール効果」は問題とならない。したがって、もし両試験法の結果に有意な差が認められるならば、それ以外の理由に拠ることになる。

2. 室内の岩盤せん断試験

岩盤せん断試験の室内実験装置を図-1に示す。鋼製土槽内に作られる模型地盤は $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.5\text{m}$ で、反力枠内にセットされる。せん断面は面積 $A=300\text{mm} \times 300\text{mm}$ で、土木学会(1983)に定められた標準サイズの $1/2$ スケールである。反力枠に固定した油圧ジャッキによって、せん断ブロックに垂直荷重 P とせん断荷重 Q を作用させる。せん断面内の応力分布を可能な限り一様に保つ必要があるため、せん断ブロックに回転モーメントが作用しないようにジャッキを配置した。傾斜したせん断荷重 Q を作用させるケース (水平からの角度 $\alpha=8^\circ \sim 20^\circ$) では、その作用線がせん断面の中央で鉛直荷重 P の作用線と交わるようにした。この場合 ($\alpha > 0^\circ$)、せん断荷重 Q の増加に伴ってせん断面に作用する垂直応力も必然的に増大してしまうため、粘着力項、つまり低い垂直応力下のせん断強度を精度良く評価することができない。そこで、2つのせん断ジャッキを異なる高さで水平方向にセットし、せん断面の中央回りの回転モーメントが常に零に保たれるようにコントロールする姿勢制御方式のケース ($\alpha=0^\circ$) も試みた (野崎 他, 1996)。

全く均質な砂質軟岩として、モルタルを圧密した材料を用いた。この技法は、堆積軟岩の力学挙動に関する種々な実験的研究に品質の高い試料を安定的に供給する手法として開発された (谷 他, 1995)。圧密と続成という堆積軟岩の形成過程を模擬することによって、密実な構造と適度な粒子間結合を実現することが可能で、ダイレイタンシー特性も自然の堆積軟岩に近い。モルタルには表-1に示す2種類の配合 (S2とS3) を用い、内径 500mm の円筒モールドに打設した。圧密圧力 p_c は配合 S2 で 12.2MPa 、配合 S3 で 6.11MPa とし、7~10日間圧密した後供試体を脱枠、さらに水中で3週間以上養生した。打設後4週以降にも剛性や強度の増加傾向がわずかに認められるが、3ヶ月を超えない限り、所定の剛性や強度からのバラツキが10%以内の供試体を得られる。一軸圧縮強度の概略値は、配合 S2 ($p_c=12.2\text{MPa}$) は $6.5 \sim 7.0\text{MPa}$ 、配合 S3 ($p_c=6.11\text{MPa}$) は $2.5 \sim 3.0\text{MPa}$ だった。

基本シリーズ Case 1 では、土木学会(1983)の標準的な仕様に従って試験を行った。直径 500mm 、高さ 350mm の円柱供試体は、鉄筋コンクリートのダミー地盤内にモルタルで固定する。のみとへらで表層地盤を $300\text{mm} \times$

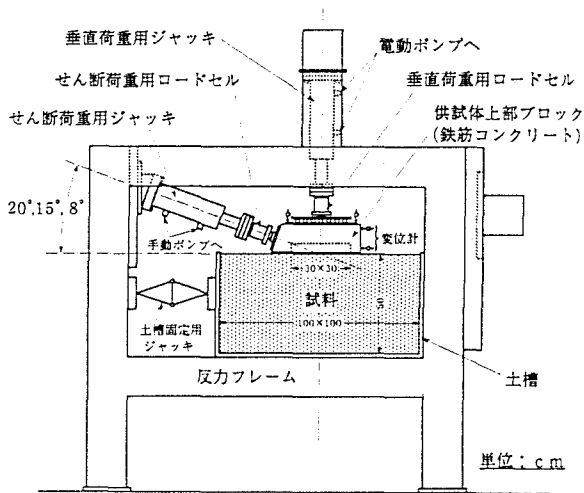


図-1：実験装置

表-1：圧密モルタルの配合と圧密圧力

配合名	利根川砂 S (%)	木節粘土 Cl (%)	早強セメント C (%)	水道水 W (%)	圧密圧力 p_c (MPa)
S2	69.3	7.1	6.3	17.3	12.2
S3	71.4	7.4	3.4	17.8	6.11

300mm×40～50mm のブロックに注意深く削り出し、鉄筋モルタルでキャッピングしてせん断ブロックを作った。荷重パターンは2分間隔の単調荷重で、荷重速度は0.05MPa/minとした。せん断ブロックの変位は、上面、背面、側面で計12本の差動トランス式変位計を用いて計測した。垂直・せん断荷重 P と Q は、各ジャッキ先端に取付けたロードセルで計測し、せん断面に作用する平均の垂直・せん断応力 σ と τ を以下の式で計算した。

$$\sigma = (P + Q \times \sin \alpha) / A \qquad \tau = (Q \times \cos \alpha) / A$$

岩盤せん断試験において破壊は進行的なのかどうか、そのモードはせん断なのか引張なのかを検証するため、さらに計測項目を増やした特別なケースの試験も実施した。2つ目のシリーズ Case 2 では、せん断面内およびその近傍のひずみ分布を計測した。供試体を縦に2分割した鉛直断面に箔ひずみゲージを9ヶ所接着し、それから模型土槽に埋め込んだ(図-2)。各ひずみゲージは水平方向から0°, 45°, 90°の3軸を持ち、貼布位置におけるひずみ成分を全て決定することができる。

さらに3つ目のシリーズ Case 3 では、せん断面に作用する応力の分布を計測した。鉄筋モルタルの代わりに、図-3に示す鋼製ブロックを供試体上面にセメントペーストで接着した。ブロックの底面には、垂直応力 σ とせん断応力 τ を測定することができる2軸ロードセルを9個並べた。試験後で観察された破壊面は、常にブロック直下の供試体内に存在し、得られた強度は供試体の物性であって、荷重面と供試体の接着面の値ではないことを確認した。

3. 結果と考察

3. 1 概要

配合 S2 で5回、配合 S3 で15回、合計20回の試験を実施した。配合 S2 の試験は全て Case 1 で、せん断荷重の角度 $\alpha=20^\circ$ とした。一方、配合 S3 の試験は特別の Case 2, 3 も含み、さらにせん断荷重方向も $\alpha=0^\circ, 8^\circ, 15^\circ$ と変化させた。

図-4に、配合 S3 の破壊時の平均応力 σ_f, τ_f を示す。Case 2 と3の試験結果も、 $\tau_f \sim \sigma_f$ 関係の上では Case 1 の試験結果とほぼ等しく、地盤内部に埋設したひずみゲージ(図-2)や分割ロードセル(図-3)による計測が、破壊強度に有意な影響を与えることがなかった。また、この破壊強度は、せん断荷重が作用する方向 α にも依存しないようである。したがって、姿勢制御方式($\alpha=0^\circ$)でせん断荷重を載荷する方法が、粘着力切片をより精度良く求める上で優れていることが判る。

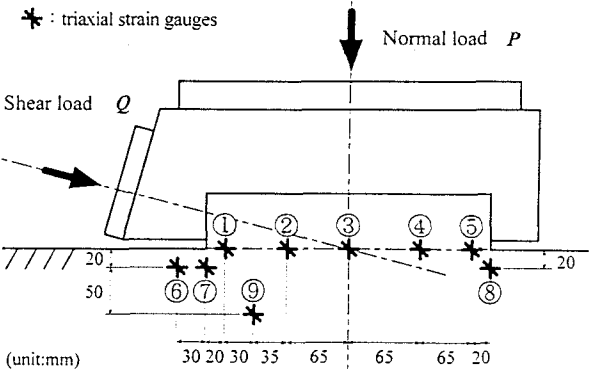


図-2：ひずみゲージ貼布位置 (Case 2)

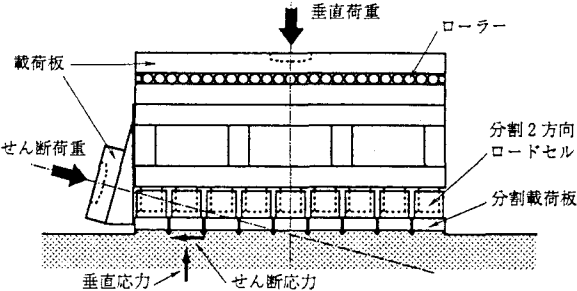


図-3：鋼製せん断ブロック (Case 3)

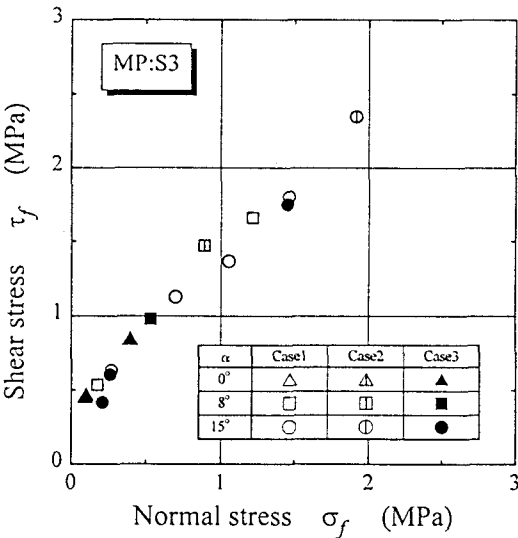


図-4：破壊時の応力 (配合 S3)

3. 2 セン断強度の比較

岩盤せん断試験 (RST) と三軸圧縮試験 (TCT) によって得られたせん断強度の比較を図-5に、強度定数の比較を表-2に示す。三軸圧縮試験には、直径 50mm、高さ 110mm の飽和供試体を用い、圧密非排水 (CU) 条件下でせん断した。図-5 では、有効応力と全応力の両方で整理した Mohr-Coulomb の破壊規準をそれぞれ破線と実線で示した。三軸圧縮試験を行った有効圧密圧力が 1.5MPa 以下の範囲では、ピーク時に発生した負の過剰間隙水圧は-0.4~-0.1MPa 程度で、その結果、有効応力表示による粘着力 c は 20~30% 小さく、内部摩擦角 ϕ は 1° 弱大きく計算される。岩盤せん断試験の結果の表示は、せん断面に沿う間隙水圧分布を計測しなかったため全応力によらざるを得ない。もし、岩盤せん断試験が完全排水条件の下で実施されたならば、三軸圧縮試験の有効応力表示の強度と比較するのが妥当であろうが、岩盤せん断試験では試料の飽和状態や境界の排水条件が曖昧なために厳密な議論は難しい。しかし、本研究で用いた砂質軟岩に関しては、せん断に伴って発生する過剰間隙水圧がせん断強度に比較してそれほど大きくはないため、全応力と有効応力による検討で極端に異なる結論が導かれることはないと考えられる。数字の上の比較では、三軸圧縮試験と比べて岩盤せん断試験による粘着力 c は小さく、逆に内部摩擦角 ϕ は大きくなる (表-2)。しかし、応力面上の比較では、 $\sigma_f = 1.0 \sim 2.5$ MPa の範囲では両試験の結果はほぼ等しいが、低い応力レベル ($\sigma_f < 1.0$ MPa) で岩盤せん断試験の結果がやや低くなる傾向が認められる (図-5)。

3. 3 セン断面近傍のひずみ分布

配合 S3 で Case 2 の試験を 2 回行った。せん断面内で 5 ヶ所 (Loc.①~⑤)、その下で 4 ヶ所 (⑥~⑨) に三軸のひずみゲージを貼付して (図-2)、各計測点でひずみのモール円を決定して最大・最小主ひずみ ε_1 と ε_3 、最大せん断ひずみ γ_{max} ($=\varepsilon_1 - \varepsilon_3$)、最大主ひずみ方向 θ を求めた。ひずみ量は垂直荷重の載荷前 ($P=0$) からの累積量で圧縮を正とし、最大主ひずみ方向 θ は鉛直方向から図-2において時計回りの回転を正とした。図-6に示す計測例は、せん断面内

表-2：強度定数の比較

配合名	岩盤せん断試験	三軸圧縮(CU)試験	
S2	$\phi = 42.8^\circ$ $c = 1.46$ MPa	$\phi_{cu} = 36.3^\circ$ $c_{cu} = 1.77$ MPa	$\phi' = 37.1^\circ$ $c' = 1.38$ MPa
S3	$\phi = 45.8^\circ$ $c = 0.36$ MPa	$\phi_{cu} = 37.5^\circ$ $c_{cu} = 0.73$ MPa	$\phi' = 37.8^\circ$ $c' = 0.53$ MPa

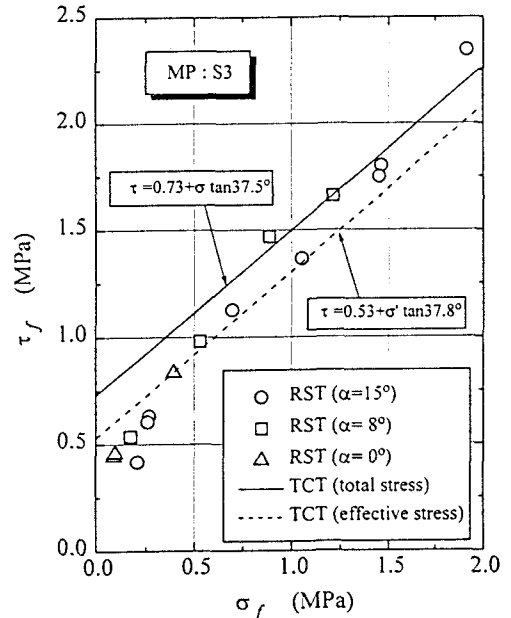
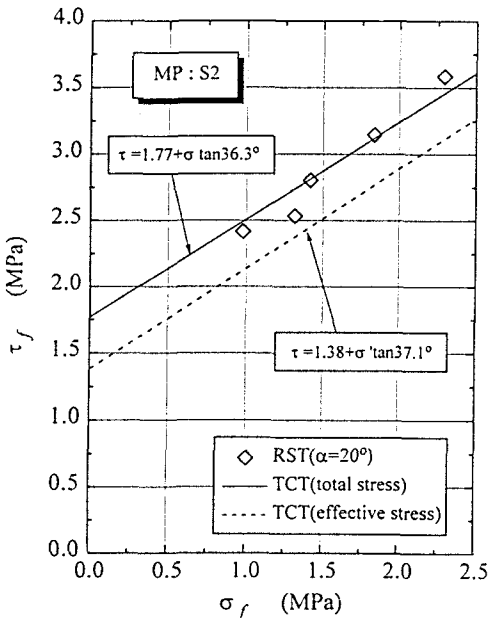


図-5：岩盤せん断試験と三軸圧縮試験の強度比較 (左：配合 S2, 右：配合 S3)

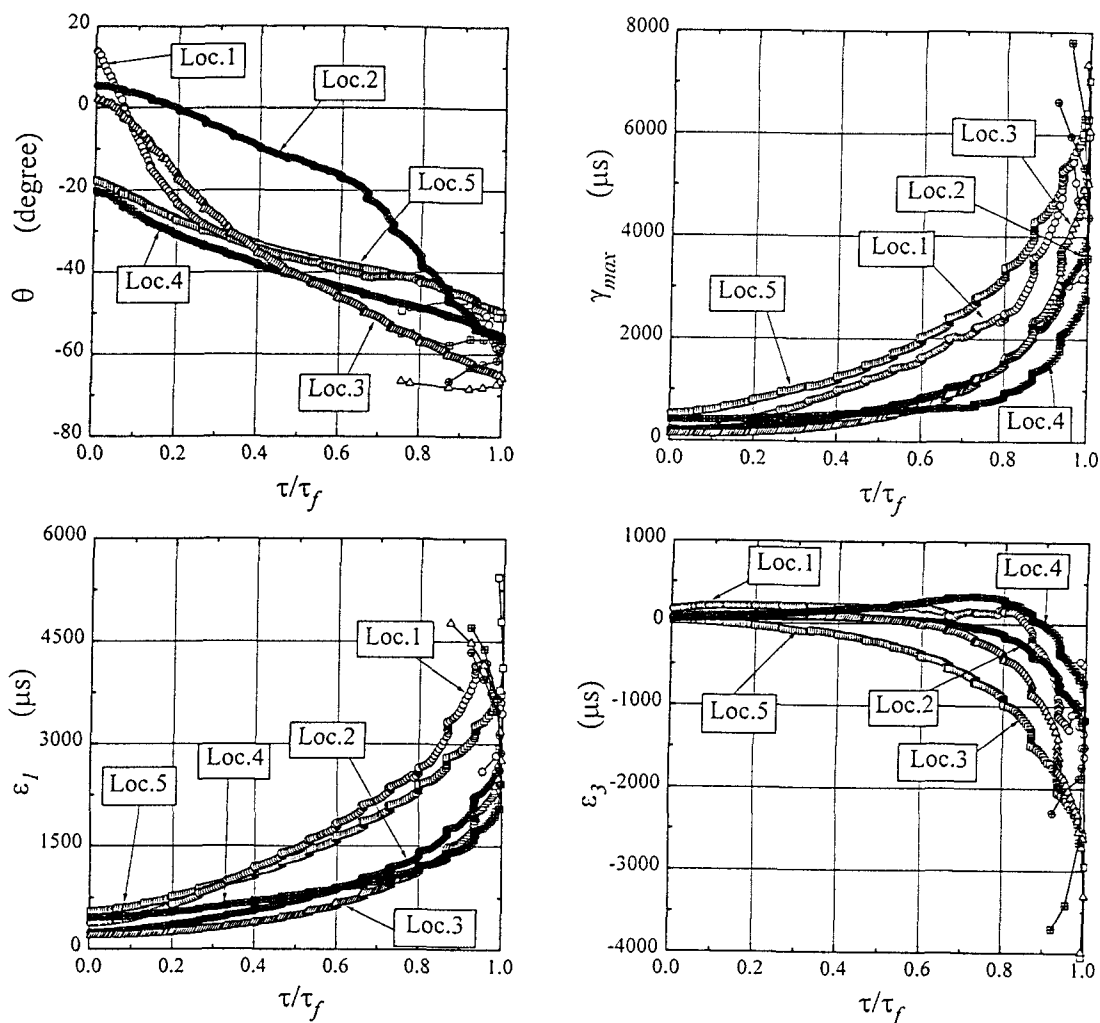


図-6：せん断面内のひずみ分布計測結果 (Case 2：配合 S3、 $\alpha = 8^\circ$ 、 $\sigma_i = 0.686 \text{ MPa}$)

(左上：最大主ひずみ方向、右上：最大せん断ひずみ、左下：最大主ひずみ、右下：最小主ひずみ)

の5ヶ所 (Loc.①～⑤) において、無次元化した平均のせん断応力 τ/τ_f (τ_f : 破壊時の τ) に対して最大主ひずみ方向と各ひずみ成分をプロットした。

- (1) せん断荷重 Q の載荷前 ($\tau/\tau_f=0$)、垂直荷重 P によるひずみ分布は、鉛直荷重を受ける表面基礎に対する弾性理論解と同様の傾向を示す。せん断面の両端 (Loc.①と⑤) では、最大主ひずみ方向が鉛直より 20° 程度外側向きとなり、ひずみ量も中心 (Loc.③) に比べてやや大きい値を示す。
- (2) せん断荷重 Q が大きくなると、最大主ひずみ方向はせん断方向に連続的に回転し、破壊時 ($\tau/\tau_f=1.0$) に鉛直から $\theta = -70^\circ \sim -45^\circ$ の方向となる。
- (3) せん断荷重 Q に伴い、各ひずみ成分も増大する。最もせん断荷重ジャッキに近い Loc.①で、ピークせん断荷重 Q_{max} の直前 ($\tau/\tau_f \approx 0.95$) で乱れが認められる他は、その変化は連続的である。破壊時 ($\tau/\tau_f=1.0$) における最大せん断ひずみと最大・最小主ひずみは、せん断面内の計測位置に依らず、それぞれ $\gamma_{max} = 0.3 \sim 0.6\%$ 、 $\epsilon_1 = 0.2 \sim 0.4\%$ 、 $\epsilon_3 = -0.1 \sim -0.3\%$ だった。
- (4) せん断面内におけるひずみ分布の状況は、せん断初期にやや非一様だが、破壊時にはばらつきがあるものの一定の傾向を持つ分布は認められず、概ね一様と言える。したがって、破壊はそれほど進行的ではないようである。また、最小主ひずみの急増はいずれの計測点でも観察されず、最大主ひずみ方向と

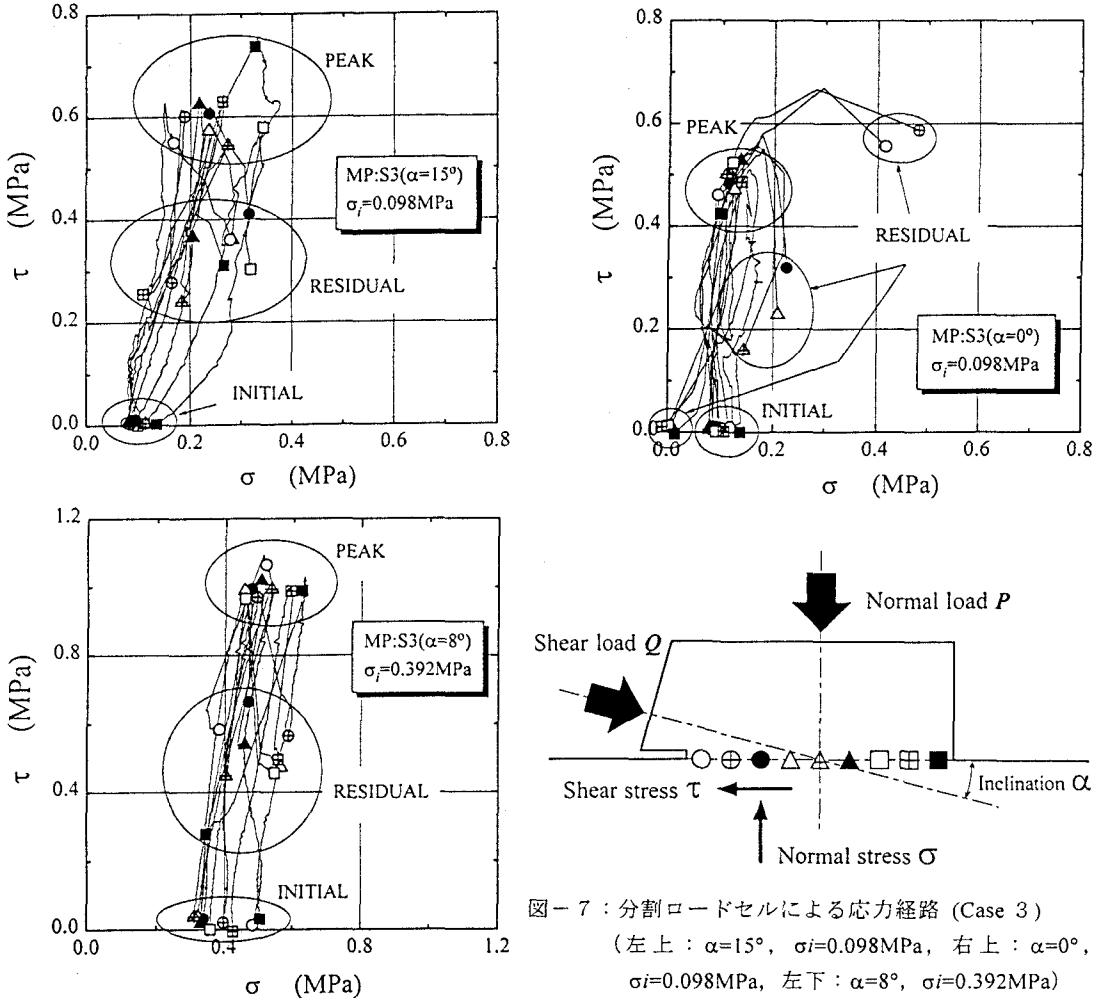
破壊面の角度の関係からも破壊はせん断モードが支配的であると結論できる。このような傾向は、破壊時の平均垂直応力が大きい ($\sigma_f=0.89\text{MPa}$) ためかもしれないが、低い応力下での計測ケースはない。

- (5) せん断面より下の計測点 (Loc.⑥～⑨) では、最もせん断荷重ジャッキに近い Loc.①の直下 (Loc.⑦と⑨) で局所的な引張破壊が生じた可能性がある。全体の破壊よりかなり早い段階 ($\tau/\tau_f \approx 0.7$) で、急激に最小主ひずみが増加していた。

3. 4 せん断面に沿う応力分布

配合 S3 で Case 3 の試験を 7 回行い、せん断面に作用する応力の分布を計測した (図-7)。各分割ロードセルによって計測された応力経路を図-7に示す。図中の円、三角、四角の記号は、せん断面内の前、中央、後の分割ロードセルの位置をそれぞれ示す。各応力経路上には、せん断荷重載荷直前 (INITIAL、 $Q=0$)、ピークせん断荷重時 (PEAK、 $Q=Q_{max}$)、そして残留 (RESIDUAL、せん断ブロックの水平変位 $h \approx 10\text{mm}$) に対応する 3 点に記号を付した。

- (1) せん断荷重の載荷前の段階 ($Q=0$) では、弾性理論解が示すように、垂直応力分布は三角印の中央が低く両端で 20～30% 高い放物線状の対称形分布を示す。
- (2) ピークせん断荷重 Q_{max} までは、各分割ロードセルの応力経路は、せん断荷重の載荷方向 α によって規定される方向と概ね平行だが、全く同じというわけではない。丸印で示したせん断面の前側は、やや低い垂直応力側の経路となる。一方、四角印の後側は、ジャッキの傾斜角 α よりさらに傾斜した高い垂直



応力側の経路となる。つまりせん断面の後ろ側ほど高い垂直応力側にシフトする傾向を示す。

(3) この傾向は低い初期垂直応力 ($\sigma_i=0.098\text{MPa}$) のケースで顕著で、各分割ロードセルによって計測された応力経路はせん断と共に分散する (図-7上)。さらに、せん断荷重ジャッキに近い前側 (丸印) の一部では、ピーク前に明らかにせん断除荷が生じていることが判る。この全体破壊に先立って発生する局所的な破壊が破壊の進行性を表しており、岩盤せん断試験によって低応力領域のせん断強度が過小評価された原因と考えられる。ちなみに、図-7右上は、破壊後にせん断ブロックの後趾側が浮上がったために後ろ側 (四角印) の応力は解放され、逆に前側 (丸印) の垂直応力が急増したケース ($\alpha=0^\circ$) を示しているが、破壊までの傾向は図-7左上のケース ($\alpha=15^\circ$) と同じである。

(4) 一方、高い初期垂直応力 ($\sigma_i=0.329\text{MPa}$) のケース (図-7左下) では、応力経路の方向はほぼ一様で、破壊の進行性もほとんど認められない。

4. まとめ

人工的に作った軟質砂岩を用いて一連の岩盤せん断試験を実施し、得られたせん断強度を三軸圧縮試験の結果と比較した。その差は全般的に小さかったが、細かく見ると、岩盤せん断試験によって粘着力 c は過小評価され、内部摩擦角 ϕ はやや高くなる傾向が認められる。

分割ロードセルによってせん断面に作用する応力分布 (Case 3)、ひずみゲージによって地盤内のひずみ分布 (Case 2) を計測した。その結果、破壊はそれほど進行的でないことと破壊モードは概ねせん断であることが判った。ただし、低い垂直応力下で行われた試験では、せん断荷重ジャッキに近い側で全体のピークに先立って局所的な破壊が認められ、その直下でも局所的に引張モードの破壊が生じている可能性が指摘される。これが、岩盤せん断試験で低い垂直応力下のせん断強度を過小評価する原因と考えられる。

本論文では議論していないが、見過ごしてはならないファクターがあることを最後に指摘しておく。それは異なるせん断試験では、せん断モードも異なることである。三軸圧縮試験が主方向固定の軸対称モードのせん断試験であるのに対して、岩盤せん断試験は、主方向が連続的に回転する平面ひずみモードの単純せん断試験に近い。さらにせん断速度にも関連するが、堆積軟岩では排水・透水の問題も重要となる。今後、様々なせん断試験のメカニズムをさらに検討し、得られる試験結果の位置付けを解明する必要がある。

5. 参考文献

- 1) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用、211p、1983。
- 2) 工藤康二、西 好一、緒方信英：軟質岩盤における岩盤せん断試験の適用性、第26回土質工学研究発表会、pp.1139~1140、1991。
- 3) 野崎隆司、谷 和夫、工藤康二、池見元宣、木村 稔、服部邦男：模型実験による低応力岩盤せん断試験法の基礎的検討、第31回土質工学研究発表会、pp.1369~1370、1996。
- 4) 酒井俊朗、宇野晴彦、佐藤正行、福井史郎：人工岩材料を用いた岩盤せん断試験について、第25回地盤工学研究発表会、pp.1075~1078、1990。
- 5) 谷 和夫、西 好一、吉田保夫：模型実験用に開発した人工軟岩の力学特性”、第26回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.529~533、1995。
- 6) Tani, K. and Kudo, K. : Shear strength of uniform weak sandstone; rock shear tests vs. triaxial compression tests, *Proc. 1996 ISRM Int. Sym. (EUROCK'96)*, Vol.1, pp.33~40, 1996。
- 7) Tatsuoaka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol.2, pp.227~336, 1995。
- 8) 山本晴二、仲村治朗、宮池克人、水野直也：互層堆積軟岩を対象としたブロックせん断試験等に関する2,3の考察、電力土木、No.214、pp.75~85、1988。