

堆積軟岩を用いた室内岩盤せん断試験

Laboratory Study on Rock Shear Tests Using Sedimentary Soft rocks

谷 和夫*

Kazuo TANI

A series of rock shear tests was conducted in the laboratory on two kinds of sedimentary soft rocks of apparently uniform nature; the one was Pliocene deposit of siltstone, and the other was Miocene deposit of mudstone. Different features of strength characteristics were observed between these two specimens. This finding may reveal that, the strength by rock shear tests may subject to some potential joints included in an apparently continuous sedimentary soft rock of geologically aged origin.

1. はじめに

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、現地から得られた高品質の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によって示されている（例えば、Tatsuoka & Kohata, 1995）。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一般的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～泥岩において顕著で、岩盤せん断試験による破壊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（例えば、野崎 他、1987）。一方、粒度が粗い砂岩ではその差ははるかに小さく、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）。また、泥岩を用いた検討によれば、岩盤せん断試験における破壊は極めて進行的で、せん断モードだけでなく引張りモードによる破壊も含まれることが指摘されている（山本 他、1988；酒井 他、1990ab；佐藤 他、1992）。岩盤せん断試験は直接せん断試験の一種で境界値問題であるから、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、また引張り破壊も生じないのだろうか？

上記の疑問に答え、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きた。これまで、節理に起因した寸法効果を除去した検討を行うため、モルタルを圧密して作製する完全に均質な人工軟岩を用いた検討の結果を報告してきた（谷・工藤、1997；谷、1998）。粒度の影響を検討するために砂質と泥質の人工軟岩を用いたところ、岩盤せん断試験による強度は三軸圧縮試験による強度と比較して低応力レベルでは低くなるが高応力レベルでは同程度の大きさとなる傾向は共通して見られること、さらに、岩盤せん断試験の強度が小さく得られる程度は粒度が細かい泥質軟岩で顕著なことが分かった。また、低応力レベルで岩盤せん断試験と三軸圧縮試験の結果に差違が見られる理由については、せん断面内および近傍の応力分布とひずみ分布を計測することによって、

*正会員 Ph.D (財)電力中央研究所 地盤耐震部

岩盤せん断試験の初期垂直応力が小さいケースではせん断荷重が作用する側のせん断面およびその直下で引っ張り破壊が生じることがメインであることが明らかになった。そして、その結果として生じる局所的なせん断除荷、すなわち、進行的な破壊現象（進行性破壊）が2次的な原因として上げられることも示した。したがって、粒度が細かい泥質岩は粘着力成分が大きく低い応力レベルでもせん断強度が大きいため、せん断破壊に至る前に引っ張り破壊を生じやすく、その結果、砂質岩と比較して岩盤せん断試験によって三軸圧縮試験より低い強度が得られる傾向が顕著であることが理解される。

以上の知見は完全に均質な人工軟岩を対象として得られたものである。実際、自然に存する堆積軟岩を観察すると、たとえば後期鮮新統や前期更新統などのように地質年代が若く、そして堆積後に大きな造構力を受けにくい環境にあったならば、見掛け上は均質な地盤であると認識できることが多い。しかし、やや地質年代が古くなると、たとえば前期鮮新統以前の堆積岩では、たとえ堆積後に大きな造構力を受ける環境になくとも層理に平行な節理が発達し易くなる傾向があることは周知である。したがって、見掛け上は節理が観察されず均質であったとしても、弱構造と成り得る潜在的な不連続面の影響がその強度特性に全く影響がないかどうかについては疑問である。そこで、本研究では潜在的な節理を含む蓋然性が高い粒度が細かい泥質の堆積軟岩を対象として、これまでと同様の岩盤せん断試験の室内模型実験による検討を行うこととした。ここで注目しているのは、目視では観察できない潜在的な節理が強度特性に及ぼす影響である。

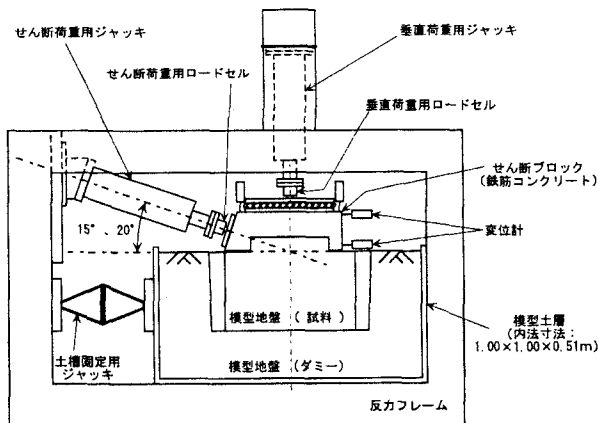


図-1：実験装置

2. 室内の岩盤せん断試験

試験体の設置を除いて、これまで報告してきた人工軟岩を用いた実験と同一の手法によった（谷・工藤、1997；谷、1998）。岩盤せん断試験の室内実験装置を図-1に示す。

試料には地質年代の異なる2種類の堆積軟岩（シルト岩と泥岩）を用いた。1つは新第三紀鮮新世後期（3.4～1.6Ma）の海成堆積物、仙台層群上部の大年寺層の上部層（久保 他、1993）から採取した。岩相は細粒砂岩～砂質泥岩（シルト岩）・泥岩よりなり、塊状・軟質で節理はほとんど観察されない。層理は東に緩く傾斜（1～2°）する。単位体積重量は $\gamma_t=15.6\sim16.9\text{kN/m}^3$ 、せん断波速度は $V_s=450\sim600\text{m/sec}$ 、一軸圧縮強さは $q_u=2.5\sim3.5\text{MPa}$ で、以後、シルト岩と称す。直径が10mmから500mmの供試体を用いた三軸圧縮試験では寸法効果が認められなかった（池見 他、1998）。もう1つは新第三紀中新世後期から鮮新統前期（10.4～3.4Ma）の海成堆積物、相良層群の

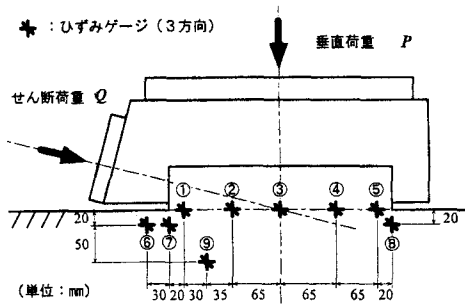


図-2：ひずみゲージ貼付位置（Case 2）

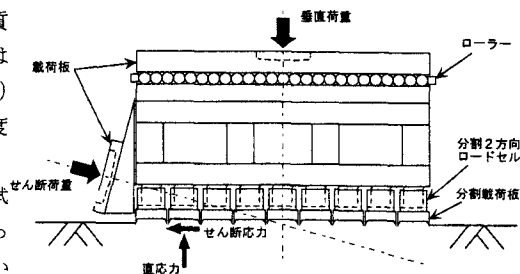


図-3：鋼製せん断ブロック（Case 3）

相良層（杉山 他、1988）から採取した。岩相は砂岩・泥岩の互層よりなり、概ね塊状・軟質である。層理は東南東に緩く傾斜（ $10\sim 30^\circ$ ）し、部分的にスランプ褶曲が認められる。試験に用いたのは層厚が40cm 弱の泥岩層で、節理が僅かに発達しているが試験体には目視で確認できる節理を全く含まない部分のみを用いた。 $\gamma_t=18.5\sim 19.8\text{kN/m}^3$ 、 $V_s=900\sim 1000\text{m/sec}$ 、 $q_u=10\sim 11\text{MPa}$ で、以後、泥岩と称す。

ロックせん断試験の標準的な仕様に従った試験を基本シリーズ（Case 1）とした。現地より丁寧にブロックサンプリングした一辺が約40cm の直方体形状の試料を層理の方向が現地の傾斜と一致するように鉄筋コンクリートのダミー地盤内に設置し、モルタルで固定する。のみとへらで表層地盤を300mm×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。なお、せん断荷重は層理が流れ目となる方向に載荷した。

第2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3軸の箔ひずみゲージを9ヶ所接着し、それから模型土槽に埋め込んだ（図-2）。また、第3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、2軸ロードセルを9個並べた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（図-3）。なお、泥岩はスレーキングの影響を受ける可能性があったのでCase 1のみを実施し、Case 2、3の計測は行っていない。

せん断応力の標準載荷はシルト岩で0.39MPa/min、泥岩で0.147MPa/minとし、2分間載荷/2分間保持のパターンを繰り返した。また載荷速度の影響を見るために、シルト岩を用いた実験では標準載荷より遅い0.049MPa/minの緩速載荷試験と、早い0.98MPa/minの急速載荷試験も実施した。

3. 結果と考察

（1） 概要

シルト岩を用いて15回、泥岩を用いて10回の試験を実施した。なお、破壊時の平均応力 $\tau_f \sim \sigma_f$ 関係において、地盤内部に埋設したひずみゲージ（Case 2）や分割ロードセル（Case 3）による計測や、せん断荷重の作用方向 α が破壊強度に有意な影響を与えていないことは人工軟岩における検討結果と同じだった。

（2） 三軸圧縮試験によるせん断強度との比較

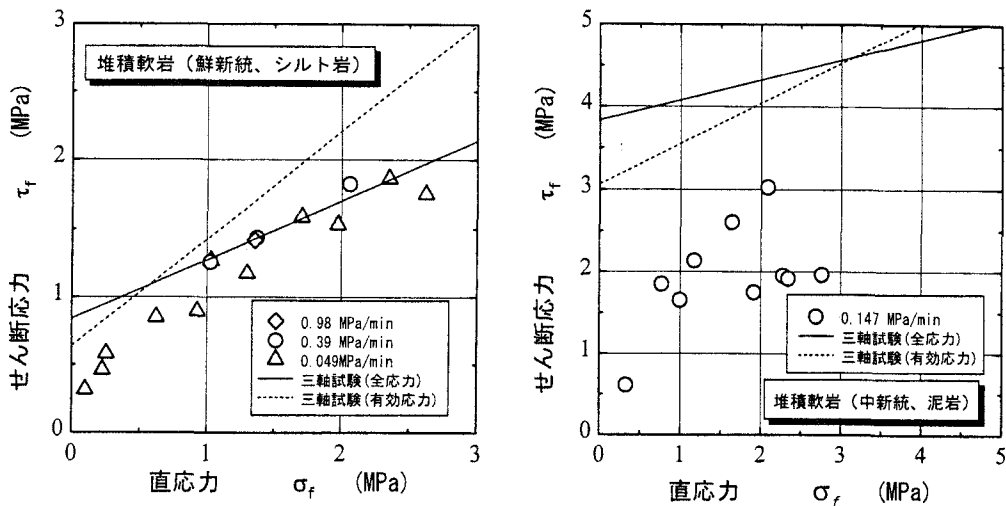
岩盤せん断試験による破壊強度と三軸圧縮試験によるせん断強度を比較した結果を表-1と図-4に示す。岩盤せん断試験では、せん断荷重を載荷し始めてからピーク荷重に至るまでの時間が、短いケースで1分間程度、長いケースだと数時間に及んだ。しかし、シルト岩の破壊強度がせん断応力の載荷速度（0.049～0.98MPa/min）に系統的に依存する傾向は認められなかった。そこで、全てのデータを対象としてCoulombの破壊規準で表した時の強度定数（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）を計算した。

一方、三軸圧縮試験では、シルト岩は直径10mm から500mm の範囲で7種類のサイズ、泥岩は直径50mm の飽和供試体を用い、有効圧密圧力がシルト岩は1.6MPa 以下、泥岩は6.3MPa 以下の範囲で圧密非排水（ $\bar{C}\bar{U}$ ）条件でせん断した。図-4では、有効応力と全応力で整理したMohr-Coulombの破壊規準をそれぞれ破線と実線で示した。ピーク時に発生した過剰間隙水圧は拘束圧が高い試験ほど大きく、その結果、有効応力表示による粘着力 c は20～25%小さく、逆に内部摩擦角 ϕ は $13^\circ \sim 15^\circ$ 大きく計算される。

岩盤せん断試験の結果は、せん断面に沿う間隙水圧分布を計測しなかったので全応力表示によらざる得ない。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、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。

表-1：強度定数の比較

試 料	強度定数	ロックせん断試験	三軸圧縮試験	
			全応力表示	有効応力表示
鮮新統 (シルト岩)	粘 着 力 c (MPa)	0.41	0.84	0.64
	内部摩擦角 ϕ	30.6°	23.4°	38.1°
中新統 (泥岩)	粘 着 力 c (MPa)	1.25	3.83	3.06
	内部摩擦角 ϕ	23.1°	13.5°	26.1°



図一４：岩盤せん断試験と三軸圧縮試験の強度比較（左：シルト岩、右：泥岩）

数字の上の比較では、２種類の岩に対して定性的に類似した傾向が認められる。すなわち、三軸圧縮試験と比べて岩盤せん断試験による粘着力 c は低下し、逆に内部摩擦角 ϕ は大きくなる（表一１）。その程度はシルト岩よりも泥岩で顕著である。

しかし、応力面上の比較では、２種類の岩に対してかなり異なる特徴を読み取ることができる。シルト岩の岩盤せん断試験のデータはばらつきが少なく、破壊時の垂直応力 σ_f が 1MPa を境に２つの直線（バイリニア型の破壊規準）で近似できる。すなわち、岩盤せん断試験による強度は高い応力レベル（ $\sigma_f > 1\text{MPa}$ ）では三軸圧縮試験の結果にほぼ等しいが、低い応力レベル（ $\sigma_f < 1\text{MPa}$ ）では三軸圧縮試験の結果を大幅に下回る。一方、泥岩はどうかと言うと、岩盤せん断試験のデータはばらつきが大きく、実験を行った応力の範囲で三軸圧縮試験による破壊規準より 1/5～3/4 と著しく低い。人工軟岩による検討結果では、破壊時の垂直応力 σ_f が無拘束または極低拘束圧下の非排水せん断強度（一軸圧縮強さに該当）の 1/3 程度を超えると両試験の結果に大きな差は見られなかった。シルト岩と泥岩の一軸圧縮強さ q_u は概ね 3.0MPa と 10.5MPa であるから、この境界となる応力はそれぞれ 1.0MPa と 3.5MPa 程度と推測できる。シルト岩は上記の人工軟岩における傾向と調和的であるが、泥岩は高い応力レベルの岩盤せん断試験の実験データがジャッキの載荷能力の限界から得られていないが、 $\sigma_f < 3\text{MPa}$ の傾向をそのまま高応力側に延伸すると σ_f が 5MPa 以上になっても三軸圧縮試験の強度に至らない。ただし、岩盤せん断試験データのばらつき範囲の上限を延伸すると $\sigma_f = 3.5\text{MPa}$ で三軸圧縮試験の強度に近づくことは注目に値する。

（３） せん断面近傍のひずみ分布

Case 2 の試験はシルト岩で２回行った。三軸のひずみゲージを貼付した各計測点（図一２）において最大・最小主ひずみ ε_1 と ε_3 、最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ ($=\varepsilon_1 - \varepsilon_3$)、最大主ひずみ方向 θ を計算した。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、最大主ひずみ方向は鉛直方向から図一２において時計回りの回転を正とした。これまで高い初期垂直応力の試験ケースの結果しか示していなかったのが、低い初期垂直応力の試験ケースに対する計測例を図一５に示す。せん断面内の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 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。

a) 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&⑤) では、最大主ひずみ方向が鉛直より $15^\circ \sim 25^\circ$ 外側下向きとなり、ひずみ量も中心 (Loc.③) に比べてやや大きい値を示す。

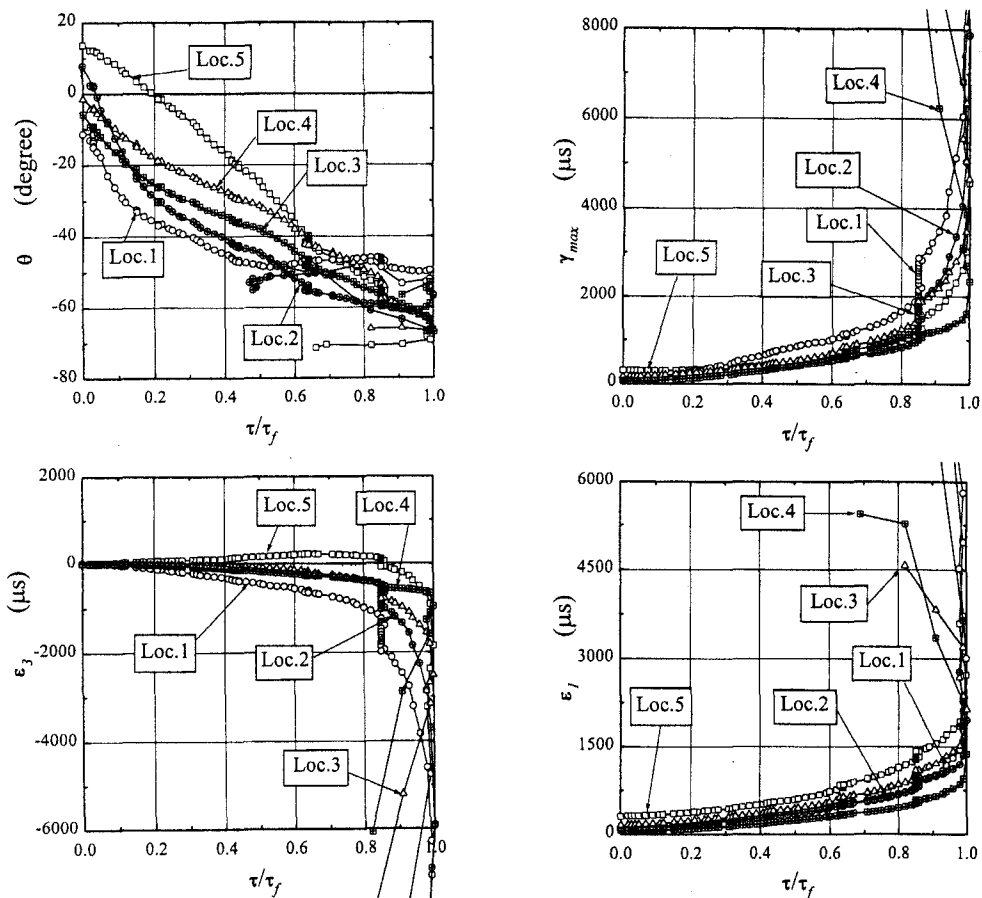


図-5：せん断面内のひずみ分布計測結果（シルト岩、Case 2： $\alpha=15^\circ$ 、 $\sigma_j=0.098\text{MPa}$ ）
 （左上：主ひずみ方向、右上：最大せん断ひずみ、左下：最小主ひずみ、右下：最大主ひずみ）

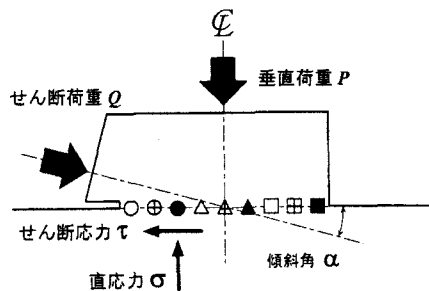
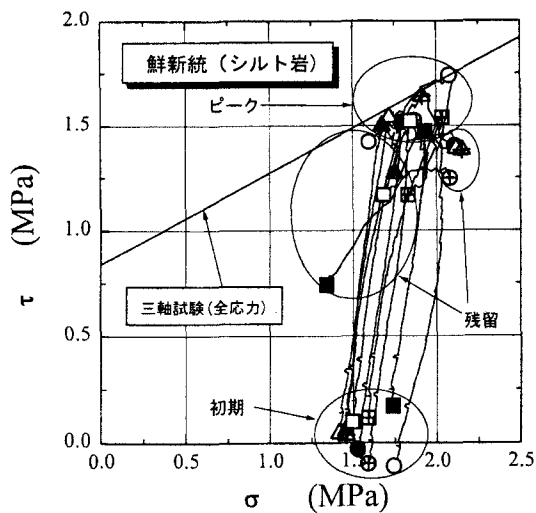


図-6：分割ロードセルによる応力径路（シルト岩、Case 3： $\alpha=15^\circ$ 、 $\sigma_j=1.572\text{MPa}$ ）

b) せん断荷重 Q が大きくなるに伴い各ひずみ成分は増大し、最大主ひずみ方向はせん断方向に回転する。ピーク荷重の手前 ($\tau/\tau_f \approx 0.85$) で記録に乱れが認められるまでは、その変化は連続的である。破壊時 ($\tau/\tau_f = 1.0$) における最大主ひずみ方向は鉛直から $\theta = -50^\circ \sim -60^\circ$ の方向となり、単純せん断モードの破壊時の応力状態に近い。

c) 連続的な変化が途切れた応力比 $\tau/\tau_f \approx 0.85$ の時点で最も大きい急激なひずみ変化を記録したのはせん断荷重ジャッキに近い前趾側 (Loc.①) で、後趾側 (Loc.⑤) になるほどその変化量は減減する。さらに注目すべきことは、この急激な変化は最大主ひずみ量や主方向の回転量の変化に関しては小さく、最小主ひずみ量の急増として特徴付けられることである。

d) 以上をまとめると、破壊に至るまでのせん断面内の変形状況は、応力比 τ/τ_f が 0.85 に至るまではせん断ひずみは概ね一様であると言えるが、最小主ひずみを見るとせん断荷重ジャッキ (前趾) 側は引っ張り、逆の後趾側は圧縮状態にあることが分かる。そしてピーク荷重の手前 ($\tau/\tau_f \approx 0.85$) において前趾側で引っ張り破壊が発生したと推察される。

(4) せん断面に沿う応力分布

Case 3 の試験はシルト岩で 4 回行い、せん断面に作用する応力分布を計測した (図-3)。全般的傾向は人工軟岩の結果と類似しているため、高い初期垂直応力 ($\sigma_j = 1.572 \text{ MPa}$) のケースについてのみ、各分割ロードセルによって計測された応力径路を図-6 に示す。図中の丸印、三角印、四角印の記号は、せん断面内の前 (せん断荷重ジャッキ側)、中央、後の分割ロードセルの位置をそれぞれ示す。各応力径路上には、せん断荷重載荷前 ($\tau/\tau_f = 0$)、せん断荷重ピーク時 ($\tau/\tau_f = 1.0$)、そして残留 (試験体ブロックの水平変位 $h = 10 \text{ mm}$) に対応する 3 点に記号を付した。

a) せん断荷重の載荷前の段階 ($\tau/\tau_f = 0$) 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 10~20% 高い放物線状の対称形分布を示す。

b) ピーク荷重 ($\tau/\tau_f = 1.0$) までの各分割ロードセルの応力径路は、せん断荷重の載荷方向 α によって規定される合力の応力径路と概ね平行である。また、合力のピークは各分割ロードセルによって計測された応力径路上のピークとほぼ一致しており、破壊の進行性は認められない。

c) 最も注目すべき点は、各応力径路が除荷に反転するポイント (局所的なピーク) と三軸圧縮試験によって得られた破壊規準の位置関係である。せん断面上の各計測点の応力円はほとんど三軸圧縮試験による破壊規準に接するように分布し、両試験法によって評価させる強度はほぼ一致することが理解できる。

d) 上記の b) と c) に記した高い初期垂直応力の試験ケースの結果は、人工軟岩の検討結果と調和的である。図には示していないが、低い垂直応力の試験ケースについても人工軟岩の結果と調和的だった。その特徴は、ピーク荷重前より前趾側の一部でせん断除荷が生じること、主ひずみ方向と主応力方向が一致すると仮定するとピーク荷重近傍ではモールの応力円の左端 (最小主応力) が引っ張り側になること等である。

4. 堆積軟岩の均質性

今回報告する堆積軟岩を用いた実験結果では、潜在的な節理を含む蓋然性の異なる試料において、既報の人工軟岩を用いた検討結果と調和的なものと、やや異なるものがあった。シルト岩は鮮新統で地質年代も若く周辺地盤にも節理がほとんど観察されない試料であり、潜在的な節理を含む蓋然性は低いと判断される。その結果、理想的に均質な人工軟岩と全く同一の検討結果となったと推論される。すなわち、低い応力レベルでは岩盤せん断試験は引っ張り破壊を伴い、さらに進行性破壊の傾向がややあるために三軸圧縮試験よりも大幅に低い強度を与えるが、高い応力レベルでは両試験によって評価される強度は引っ張りが問題とならないため、また破壊の進行性も顕著でないためにほぼ等しい。この事実は、せん断面近傍のひずみ分布と応力分布の計測結果によって裏付けされる。しかし、泥岩は中新統でシルト岩より古い地層であり、周辺岩盤にも節理が平均的には数 10cm 間隔で観察される試料であり、潜在的な節理を含む蓋然性は高いと判断される。

その結果、泥岩を用いた岩盤せん断試験のデータは大きくばらつき、三軸圧縮試験よりも低い結果が得られる程度が人工軟岩の検討結果から予測されるよりも大きくなったと推察される。潜在的な節理は不均質に分布している可能性があり、岩盤せん断試験の強度データの上限が人工軟岩の傾向と調和的だった理由は、潜在亀裂をたまたま含まない最も健全な部分をせん断した試験ケースでは潜在的な節理の影響を受けない強度が発揮されていたとも考えられる。

潜在的な節理の影響については推論の域を出ないが、自然地盤ではある日突然に節理が発達する（たとえば泥岩が頁岩になる）ことは考えにくく、見掛けで判断することができない程度の弱面としての節理は粒度が細かく地質年代が古い岩盤であれば必ず含まれているのではないだろうか。この潜在的節理を工学的にどのように評価するかについては判断が難しい。強度特性は変形特性に比較して局所的な弱構造の影響がより顕著であると考えられることから、堆積軟岩の変形特性は小さいコアから評価できるとの知見を安易に強度特性にまで広げることには問題があろう。したがって、見掛け上均質な堆積軟岩の強度特性を小さいコア試験で評価できるかについては、潜在的な節理を含む蓋然性を考慮する必要がある。そのためには、地質学的見地からの観察によって潜在的な節理を含む蓋然性の目安をつけ、調査の進展と共に寸法効果等を検討することによらざるを得ないと考えている。

5. まとめ

見掛け上は均質な堆積軟岩を用いて、岩盤せん断試験の室内模型実験を実施した。三軸圧縮試験の結果と比較したところ、地質年代の若いシルト岩では理想的に均質な人工軟岩を用いた検討と調和的な結果となったが、やや地質年代の古い泥岩では潜在的な節理の影響を示唆する結果が得られた。今後、泥岩の三軸圧縮試験における寸法効果を検討して、この潜在的な節理が強度特性に及ぼす影響を調べる予定である。

なお、本研究の一部は電力 9 社と日本原子力発電（株）による電力共通研究の一部として実施した。実験は伊藤 操氏（株）ソフテック）と那和 資之氏（株）八重洲土木）に、図面の整備は海老原愛子氏（株）C R S）による。末筆ながら深謝いたします。

6. 参考文献

- (1) 池見元宣、谷 和夫、岡田哲実、田中幸久：直径 35～500mm の軟岩供試体を用いた三軸圧縮試験、第 10 回岩の力学国内シンポジウム、pp.13～18、1998.
- (2) 久保和也、柳沢幸夫、吉岡敏和、高橋 浩：浪江及び磐城高岡地域の地質、地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅）、地質調査所、1993.
- (3) 工藤康二、西 好一、緒方信英：軟岩質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.
- (4) 野崎隆司、岡本敏郎、西 好一：人工軟岩を用いた岩盤せん断試験時の間隙水圧挙動、土木学会第 42 回年次学術講演会、pp.328～329、1987.
- (5) 酒井俊朗、宇野晴彦、佐藤正行、福井史朗：人工岩材料を用いた岩盤せん断試験について、第 25 回土質工学研究発表会、pp.1075～1078、1990a.
- (6) 酒井俊朗、佐藤正行、宇野晴彦、福井史朗：軟岩地盤の原位置岩盤せん断強度特性について、第 25 回土質工学研究発表会、pp.1079～1082、1990b.
- (7) 佐藤正行、福井史朗、豊田耕一、横山幸也：人工材料を用いた軟岩の岩盤せん断試験の室内模擬実験、第 27 回土質工学研究発表会、pp.1285～1288、1992.
- (8) 杉山雄一 他：御前崎地域の地質、地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅）、地質調査所、1988.
- (9) 谷 和夫、工藤康二：人工の砂質軟岩を用いた室内岩盤せん断試験、第 28 回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.187～193、1997.
- (10) 谷 和夫：人工の泥質軟岩を用いた室内岩盤せん断試験、第 10 回岩の力学国内シンポジウム、pp.767～772、1998.
- (11) Tatsuoka, 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.
- (12) 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.