

不連続面を含まない軟岩に対する岩盤せん断試験の数値解析的検討 NUMERICAL MODELING OF ROCK SHEAR TESTS ON UNJOINTED WEAK ROCKS

谷 和夫*・秋元正博**

Kazuo TANI and Masahiro AKIMOTO

Two series of finite element calculations of rock shear tests on unjointed weak rocks were carried out. The first series were parametric studies in order to elucidate the mechanism of shear strength mobilization in rock shear tests, whereas the second series were numerical simulations of the previous laboratory model tests. The computed results largely confirmed the important findings of the laboratory studies. Discussions are made on progressive nature of the failure and local tensile failures in and around the shear plane in rock shear tests.

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、硬岩において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異はそれほど大きくないと期待される。実際、現地から採取した乱さない試料を用いてひずみ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⁹⁾。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、大規模な原位置試験に比較して小さいコアを用いた室内試験の方が一般的に高めの強度を与え、この傾向は粒度が細かいシルト岩や泥岩において顕著であることが示されている。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っぱりモードによる破壊も含まれることも指摘されている^{1,6)}。

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、また引っぱり破壊も生じないのだろうか？

2. 室内模型実験の成果

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、室内模型実験を実施してきた^{2,4)}。模型地盤材料には、節理に起因した寸法効果の影響を除去するために完全に均質な人工軟岩と、潜在的な節理を含む蓋然性が低い見掛け上均質な自然軟岩(シルト岩)を用いた。

砂質と泥質の2種類の人工軟岩を用いた検討では、粒度の影響に注目した。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小さ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確認された。また、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、岩盤せん断試験の初期垂直応力が小さいケースでは局所的に引っぱり破壊が生じることが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が見られる主な原因であることが明らかとなった。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が2次的原因として上げられることも示した。したがって、粒度が細かい泥質軟岩は粘着力成分が大きく低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

* 正会員 Ph.D. 横浜国立大学 工学部 建設学科

** (株)構造計画研究所 解析技術本部

前に引っ張り破壊を生じやすく、その結果、砂質軟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。さらに、見掛け上均質な自然軟岩（シルト岩）についても、理想的に均質な人工軟岩を用いた検討と調和的な結果が得られた。

3. 数値解析的検討の概要

室内模型実験で観察された事実を数値解析的に確認することを目的として、岩盤せん断試験を対象とした数値実験を2つのシリーズに分けて実施した。シリーズ1は、岩盤せん断試験による強度評価において支配的な影響を及ぼす要因を抽出し、そのメカニズムを理解するために構成モデルと地盤定数を変化させたパラメトリック・スタディを行う。一方、シリーズ2は、実際に模型実験に用いた砂質系と泥質系の人工軟岩と自然軟岩（シルト岩）に対する地盤定数を用いてシミュレーション計算を行った。

地盤モデルは、ロックせん断試験の室内模型実験^{2,4)}を対象としたものとした。せん断面(300mm×300mm)は有限な幅を有するが、平面ひずみ状態を仮定した。計算はFEM解析により行い、不連続面の形成は考えず連続体モデルを採用した。

シリーズ1 aでは、地盤定数は固定し(表-1)、構成モデルと計算方法を7種類に変化

させて(表-2)、破壊荷重に対して支配的な要因を検討した。そしてシリーズ1 bでは、構成モデルと計算方法を3種類(モデル1、T2、S1)に絞り、低応力レベルにおけるせん断強度が同程度(一軸圧縮強さが一定)と仮定して内部摩擦角と粘着力の組み合わせを変化させ(表-1)、引っ張り破壊の容易さの影響を検討した。また、シリーズ2の解析では、解析モデルは軟化を考慮するモデルS1を用い、地盤定数を三軸圧縮試験の結果(CU条件、全応力表示)を参考にして決定した(表-3)。

4. 数値解析の結果と考察

4.1 パラメトリック・スタディ(シリーズ1 a)

検討項目は、①破壊後の収束計算の客観性、②破壊前の変形特性に関する非線形性の影響、③引っ張り破壊後の剛性に関する異方性の影響、そして④せん断破壊後の軟化の影響の4点である。本来これらの検討は、破壊荷重だけでなく、荷重～変位曲線、地盤内部の応力やひずみの分布など全体の現象を多面的に分析すべきである。しかし紙面が限られるため、本論文ではせん断荷重とブロックの水平変位の関係

表-1: シリーズ1に用いた地盤定数

地盤物性	シリーズ1 a	シリーズ1 b				
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	20	20				
ヤング率 E (MPa)	1500	2000				
ポアソン比 ν	0.3	0.3				
内部摩擦角 ϕ	38°	0°	10°	20°	30°	
粘着力 c (MPa)	0.6	1.500	1.259	1.050	0.866	
引っ張り強度 σ_t (MPa)	0.25	0.3				
残留時の内部摩擦角 ϕ_{res}	15°	0°	—	30°	20°	30°
残留時の粘着力 c_{res} (MPa)	0	1.000	—	0.577	0.0	

表-2: 構成モデルと計算方法

モデル	応力～ひずみ関係	せん断破壊後の取り扱い	引張破壊後の取り扱い
1	線形弾性/完全塑性性	剛性は不変、M.N.法で収束計算	剛性は不変、M.N.法で収束計算
2 a	(バイリニア)	剛性を0	剛性を0
2 b	非線形弾性/完全塑性性		
T 1	線形弾性/完全塑性性 (バイリニア)	剛性は不変、 M.N.法で収束計算	引っ張り破壊に 直交する方向の剛性を0
T 2			
S 1	線形弾性(硬化/軟化) /完全塑性性	線形軟化の剛性は初期剛性の -1/10倍、M.N.法で収束計算	剛性は不変、 M.N.法で収束計算
S 2	(トリリニア)	線形軟化の剛性は初期剛性の -1倍、M.N.法で収束計算	

注) M.N.法: 修正ニュートン法

表-3: シリーズ2に用いた地盤定数

地盤物性	人工軟岩 (配合: S3)	人工軟岩 (配合: M2)	自然軟岩 (シルト岩)
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	20	19	16
ヤング率 E_t (MPa)	300	1200	750
ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3
内部摩擦角 ϕ	38°	11°	18°
粘着力 c (MPa)	0.6	1.0	1.0
引っ張り強度 σ_t (MPa)	0.2	0.2	0.3
残留時の内部摩擦角 ϕ_{res}	30°	11°	15°
残留時の粘着力 c_{res}	0.0	0.2	0.2

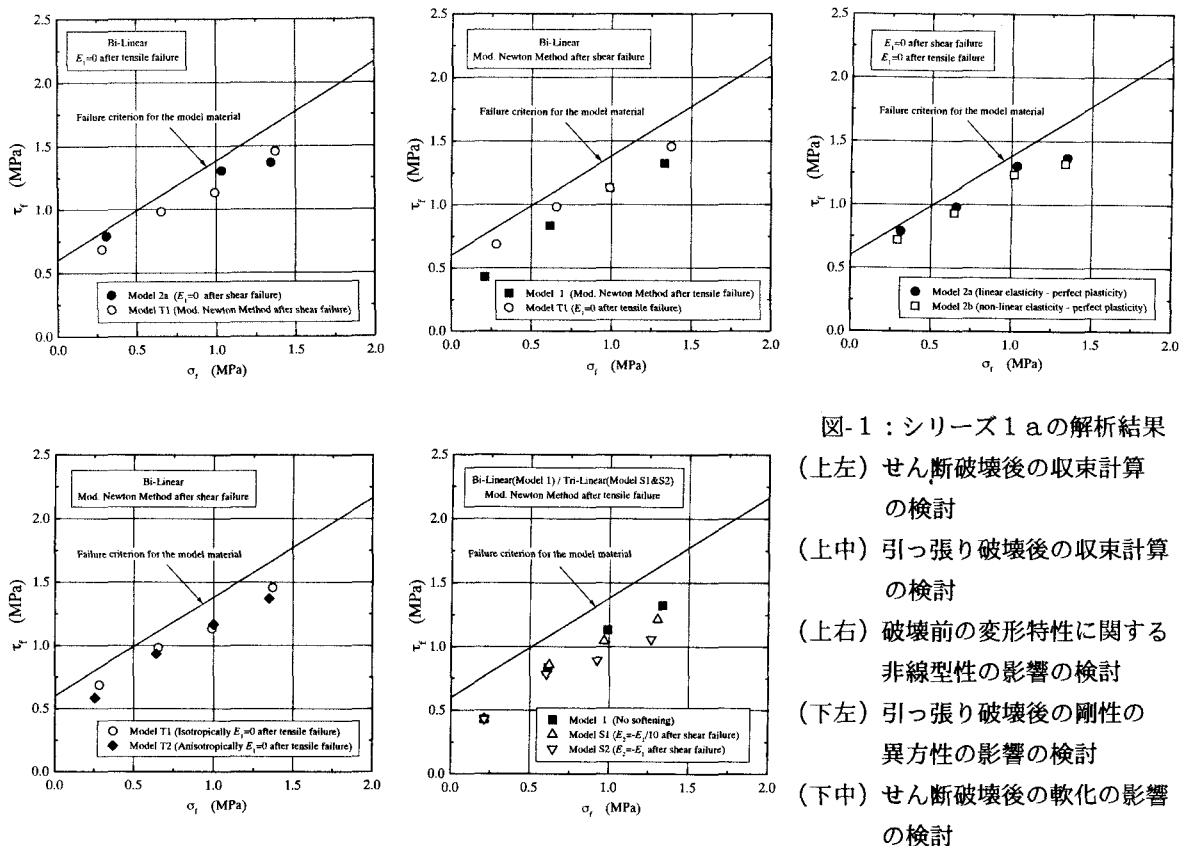


図-1：シリーズ1aの解析結果
 (上左) せん断破壊後の収束計算の検討
 (上中) 引っ張り破壊後の収束計算の検討
 (上右) 破壊前の変形特性に関する非線型性の影響の検討
 (下左) 引っ張り破壊後の剛性の異方性の影響の検討
 (下中) せん断破壊後の軟化の影響の検討

において剛性が急変する点で定義した破壊荷重を中心に記す。

まず地盤要素が破壊した後、つまり完全塑性状態の計算の取り扱いについて、線形弾性/完全塑性(バイリニア)モデルで、①破壊後の収束計算の客観性を検討した。破壊した要素の剛性をゼロにする方法と、剛性は変えずに計算された応力の超過分を周囲の要素に再分配することを繰り返す修正ニュートン法を比較した。せん断破壊(図-1 上左)については大きな差は認められないが、引っ張り破壊(図-1 上中)については修正ニュートン法による結果が破壊強度を過小評価する。この傾向は、引っ張り破壊がより卓越する低拘束圧のケースで顕著である。なお、剛性をゼロにする方法では、模型実験の結果とは異なり、せん断面の直下に引っ張り破壊領域が進展する不自然な結果となった。

次に、②破壊に至るまでの変形特性に関する非線形性の影響を調べた(図-1 上右)。非線形弾性/完全塑性モデルには、剛性の低下をせん断レベルの上昇に対して規定する破壊接近度法を採用した。線形弾性/完全塑性(バイリニア)モデルの方がやや高い破壊荷重を与えるがほとんど影響ない。よって、破壊荷重にとって支配的な要因は、破壊前の変形特性よりも、地盤要素としての破壊の定義とその後の軟化特性であると推察される。

いずれの解析モデルによっても、破壊荷重に至る前から、せん断ブロックの前面に引っ張り破壊した領域が広く形成され、破壊した要素は引張応力をそれ以後のステップで負担しない(non-tension)として計算をした。この時、引っ張り破壊面に直交する引っ張り応力は伝達しないから剛性はゼロで問題ないが、それ以外の方向に関する剛性もゼロとするのは不合理である。そこで③引っ張り破壊した要素の破壊後の剛性に関する異方性を検討した。直交異方体モデルを利用して、剛性を最小主応力方向のみゼロに落とすケースと、等方的にゼロに落とすケースで比較した(図-1 下左)。引っ張り破壊領域の進展する方向がやや異なるが、破壊荷重に対しては影響なかった。破壊荷重には、最終的に破壊面が形成される水平なせん断面における現象が重要であり、破壊面から外れたせん断ブロックの前面から地盤

深部に向かう領域の引っ張り破壊に伴う異方性は余り影響しないと思われる。

最後に、④せん断破壊後に見られる軟化の影響を検討した。破壊から残留状態に至るまでの応力 \sim ひずみ関係（負の剛性）は、破壊前の剛性と同じとする（急激に軟化する）ケースと、その10分の1とする（徐々に軟化する）ケースとした。線形弾性（硬化/軟化）/完全塑性（トリリニア）モデルで計算した軟化を考慮した結果と、全く軟化を考慮しない線形弾性/完全塑性（バイリニア）モデルの結果を比較した（図-1下中）。軟化によって破壊荷重は低く計算され、この傾向はせん断破壊がより卓越する高拘束圧のケースで顕著である。また急激に軟化させた方が、徐々に軟化させた場合より破壊荷重が過小評価される。この傾向は、せん断面内で少なからず破壊が進行的に生じていることを理解すれば、当然の結果である。

以上の検討より、高拘束圧のケースではせん断破壊後の軟化、低拘束圧のケースでは引っ張り破壊の取り扱いが計算される破壊荷重に効くことが分かった。ただし破壊前の剛性の非線形性や、引っ張り破壊後の剛性の異方性は、破壊荷重の計算には余り重要ではない。

4.2 パラメトリック・スタディ（シリーズ1b）

モデル1は、せん断破壊後の軟化も引っ張り破壊後の剛性の異方性も考慮していない（図-2上）。この結果で注目すべきことは、一軸圧縮強さが3MPaの1/3、つまり1MPa以下の直応力レベルでは、粘着力と内部摩擦角の組み合わせに依らず35°程度の内部摩擦角が岩盤せん断試験から評価され、それ以上の直応力レベルでは、内部摩擦角が20°以下ならばほぼ同程度の強度が、内部摩擦角が30°以上ならば多少低めの強度が岩盤せん断試験から得られることが分かる。この傾向は、模型実験とも調和的である。

引っ張り破壊後の剛性の異方性を考慮するモデルT2の場合、低い直応力レベルの強度がやや高く計算された他はモデル1の場合と変わらない（図-2中）。これは、高い直応力レベルでは、せん断面内で引っ張り破壊がほとんど生じないためである。

せん断破壊後の軟化を考慮するモデルS1の場合、低い直応力レベルの結果がモデル1と変わらず、逆に中～高応力レベルの強度が軟化の程度に応じて低く計算された（図-2下）。これは、高い直応力レベルでは、せん断面内の破壊でせん断モードが支配的で、かつ計算上は進行性破壊の影響が模型実験より大きく評価されるために破壊荷重が低下したと解釈できる。

いずれにせよ、要素特性の粘着力と内部摩擦角の組み合わせに依らず、一軸圧縮強さの1/3以下の直応力レベルでは岩盤せん断試験による強度は低くなる。しかも、その程度は要素特性で粘着力成分が摩擦角成分に比して相対的に大きいほど顕著であることが分かる。一軸圧縮強さとその1/8から1/10と言われる引っ張り強度がそれぞれ同じ程度の試料の場合、内部摩擦角が小さいほど低応力レベルで引っ張り破壊がせん断破壊に先じて容易に生じることがその直接的な原因と考えられる。

4.3 模型実験のシミュレーション（シリーズ2）

模型実験と数値解析の結果をそれぞれ白丸印と黒四角印で、三軸圧縮試験による強度特性（モール・

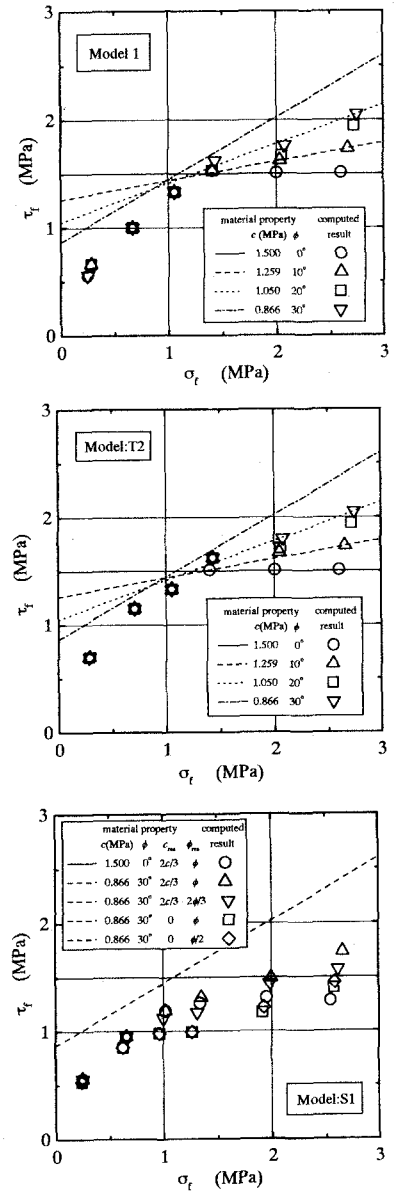


図-2：シリーズ1bの解析結果

クーロンの破壊規準)を実線で示す(図-3)。泥質系の軟岩(人工軟岩(配合M2)と自然軟岩(シルト岩))に対するシミュレーションの精度はそれほど悪くないが、砂質系の軟岩(人工軟岩(配合S3))では計算結果が実験結果より3~4割程度低い結果になった。シリーズ1の解析結果を参考にすると、軟化を考慮しないモデル(モデル1やT2)によれば高い拘束圧下の計算結果は三軸試験の結果よりやや低い程度の値になるため、もっと実験結果に近い計算結果が期待できる。また、軟化過程のモデル化によっても解析結果は大きく異なる(図-1下中)。現在の解析レベルでは、変形の局所化問題も含めて、軟化現象が強い影響を及ぼす進行的な破壊現象を厳密にモデル化する技術が確立されておらず、今後の検討課題であろう。

5. まとめ

数値解析的検討により、室内模型実験の結果を支持する以下の知見が得られた。①岩盤せん断試験は構造体の破壊実験で、応力場や変形(ひずみ)場が一様でないため、破壊が進行的だったり引っ張り破壊モードが混在したりする可能性がある。②引っ張り破壊の影響は一軸圧縮強さの1/3程度より低い応力レベルで行うケースで顕著である。その結果、低い応力レベルで行う岩盤せん断試験からは内部摩擦角が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ で粘着力が一軸圧縮強さの1/8~1/5程度が得られる。③一方、高い応力レベルで行うケースでは、引っ張り破壊の影響は問題にならない。模型実験では進行性破壊の影響は小さいが、数値解析ではせん断破壊後の軟化の影響が大きく、進行性破壊の影響が大きい結果となった。④要素特性において元々内部摩擦角が 30° 以上の砂質系の軟岩では岩盤せん断試験で引っ張り破壊の影響が小さく、低応力レベルで三軸圧縮試験の結果と調和的な強度が得られる。一方、内部摩擦角が 30° 以下の泥質系の軟岩では、低応力レベルの岩盤せん断試験で引っ張り破壊が生じるために三軸圧縮試験の結果よりはるかに低い強度が得られる。⑤数値解析的手法によって厳密に岩盤せん断試験をシミュレーションするには、せん断破壊後の軟化特性や引っ張り破壊の取り扱い、さらに破壊面の形成をも含めた変形の局所化現象を解明し、高精度な構成モデルが必要である。

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。

6. 参考文献

- (1) 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。(2) 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。(3) 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。(4) 谷和夫：堆積軟岩を用いた室内岩盤せん断試験、第29回岩の力学国内シンポジウム、pp.21-28、1999。(5) 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。(6) 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。

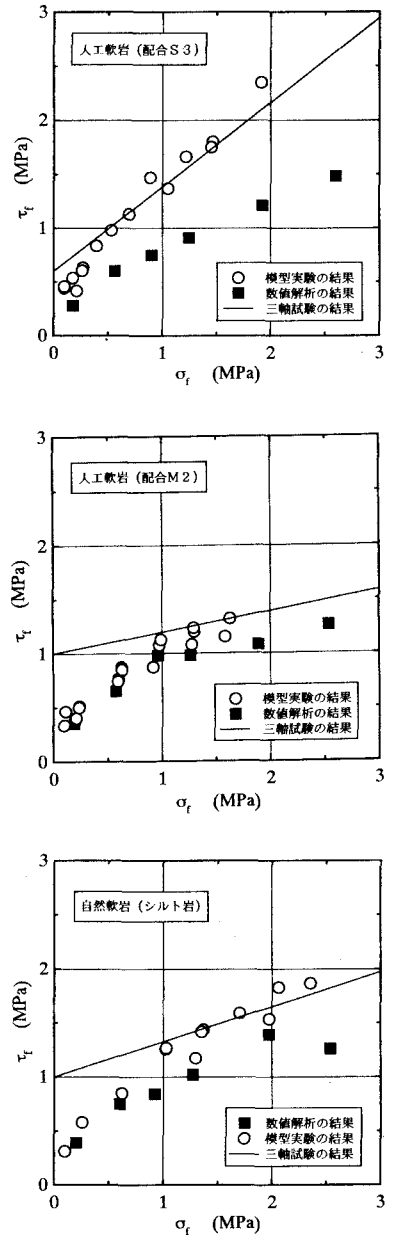


図-3：シリーズ2の解析結果