

(65) 岩のひずみ軟化特性に関する実験と考察

九州大学工学部

○正員 木村 強

九州大学生産科学研究所

正員 江崎哲郎

〃

青木一男

〃

西田 正

1. まえがき

鉱山あるいは土木の分野における地盤構造物の安定性、特に山はねの問題に関連して、岩石の破壊強度に達した後の特性を明らかにすることは重要である。ひずみ軟化特性と呼ばれるこの特性は、剛性試験機の出現によりある程度まで把握されるようになり、その中でもひずみ軟化領域における応力-ひずみ曲線の勾配が封圧の増加とともに緩やかになるという現象は、明白なる実験事実のように考えられている¹⁾。しかしながら、発表論文に示されている実験結果の中には、必ずしもこのようにはならない応力-ひずみ曲線がしばしばみられる²⁻³⁾。また、Class IIの挙動は岩種によってはある封圧下で最も生じやすいという斎藤らの指摘もある⁷⁾。

以上のことから、本研究では、ひずみ軟化特性の再検討を目的として、まず、砂岩の三軸圧縮試験を行った。そのとき、ひずみ軟化特性が材料特性ではなく構造依存性であることを示すために、赤井ら⁸⁾と同じように変位計による巨視的ひずみおよびひずみゲージによる局所的ひずみを残留領域まで計測し、それぞれの挙動について比較した。次に、その実験結果をもとにして、供試体のモデル化を行ない、ひずみ軟化特性に及ぼす供試体の形状および封圧の効果について理論的考察を行った。

2. 実験方法

実験に用いた岩石は、力学的に均質な長崎県佐世保産の相浦砂岩である。供試体の形状は、直径50mm、高さ100mmの円柱形で、上下面の平行度が2/100mm以内になるように端面仕上げを行なった。軸荷重はロードセルで検出し、これを試験前の供試体の断面積で除すことにより軸応力を算出した。ここでは圧縮を正とするので、軸応力および封圧はそれぞれ最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3 を表わす。また変位は、三軸容器の外に取り付けたひずみゲージ型変位計を用いて載荷ロッドの変位量を計測した。この変位量を試験前の供試体の長さで除したものを巨視的ひずみ ϵ_{ia} と称することにする。これに対し、ゲージ長10mmのクロスゲージを供試体中央部に2枚、対向するように貼付し、これにより計測したひずみを局所的ひずみと称することにする。局所的ひずみには軸方向および径方向の2成分があり、それぞれ最大主ひずみ ϵ_1 、最小ひずみ ϵ_3 に相当する。本実験では、軸応力、巨視的ひずみおよび2ヶ所で計測されたそれぞれの局所的ひずみを一定間隔(10秒)でパーソナルコンピュータに記憶させ、試験後、必要に応じてプロットに結果を描かせた。実験は、所定の封圧に設定した後、巨視的ひずみをフィードバック信号として、(1)単調載荷および(2)繰り返し載荷を行なった。(1)の載荷の場合、設定封圧は0、100、200、・・・、1000kg/cm²の11通り、(2)の載荷の場合、0、300、500、900kg/cm²の4通りである。巨視的ひずみのひずみ速度は、載荷時では 50×10^{-6} /secであり、除荷時でも原則的に -50×10^{-6} /secとした。

3. 実験結果および考察

単調載荷により得られた差応力-巨視的ひずみ曲線をFig.1に示す。封圧の増加とともに破壊強度、残留強度、ヤング率は増大し、さらに破壊強度あるいは残留強度に達するまでの巨視的ひずみも増大している。これらの結果は、三軸圧縮試験の典型的な特徴を示している⁹⁾。ところが、破壊強度に達した後の応力-ひずみ曲線の勾配に注目すると、従来とは異なった挙動がみられる。すなわち、本実験では、 $\sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$ 以上になると破壊強度に達した後で安定した制御が行なえず、完全な応力-ひずみ曲線が得られていない。この点に関しては、後で考察することにする。

次に、 $\sigma_3 = 500 \text{ kg/cm}^2$ のときの繰り返し載荷で得られた差応力、巨視的ひずみおよび局所的ひずみをFig.2に示す。横軸は、 $\sigma_3 = 500 \text{ kg/cm}^2$ に設定した後、ひずみ制御試験を開始してからの経過時間である。一点鎖線(C-1, C-3)および二点鎖線(C-2, C-4)で示した局所的ひずみは、破壊強度に達するまでは、巨視的ひずみの変化に対応した動きをしている。これに対して、残留領域においては、再載荷あるいは除荷によ

り応力の増減がある場合には局所的ひずみもそれに応じた挙動を示すが、巨視的ひずみの増加によっても応力が一定である場合には局所的ひずみの変化はみられない。このことから、せん断によって形成された破壊面以外の部分では、破壊強度に達した後も弾性的な性質を保持しているものと考えられる。Fig.3には、繰り返し載荷時の(a)差応力-巨視的ひずみ曲線および(b)差応力-局所的ひずみ曲線を示している。(a)と(b)の繰り返し曲線は、破壊強度に達するまでは類似の傾向である。一方、残留領域においては、(a)では塑性ひずみが増大しているのに対し、(b)ではほぼ同じヒステリシスループを描き、塑性ひずみの増大はみられない。

Fig.4は、横軸を巨視的ひずみ、縦軸を巨視的塑性ひずみ ϵ_{1ap} および局所的塑性ひずみ ϵ_{1p} として、種々の封圧について両者の関係を表わしている。同図には、各封圧について、破壊強度に達したときおよび応力が急激に低下して残留領域に移行したときを矢印で示している。巨視的塑性ひずみおよび局所的塑性ひずみは、破壊強度に達するまでは封圧の大きさに関係せずほぼ一定の割合で増加している。このとき、前者の方が後者に比べて少し大きな値を示しているが、これは、供試体の上下面で粒子の圧砕が生じることおよびマイクロクラックの局所化¹⁰⁾に起因するものと考えられる。一方、残留領域では、Fig.3で指摘したように、それぞれの塑性ひずみの間には大きな違いが生じてくる。すなわち、巨視的塑性ひずみの増加率 $d\epsilon_{1ap}/d\epsilon_{1a}$ は封圧によらずほぼ1となり、局所的塑性ひずみの増加率 $d\epsilon_{1p}/d\epsilon_{1a}$ は0となっている。したがって、破断面のみの挙動を反映すると考えられるそれぞれの塑性ひずみの差 $\epsilon_p(=\epsilon_{1ap}-\epsilon_{1p})$ についてもその増加率 $d\epsilon_p/d\epsilon_{1a}$ は1に近い値を示し、この領域での巨視的ひずみが破断面に沿ったせん断すべりによる塑性変形であることがわかる。これに対して、破壊強度に達して残留領域に移行するまでの応力が低下する領域では、 $d\epsilon_p/d\epsilon_{1a}$ は1を越えている(Fig.4中の破線は、この領域での $d\epsilon_p/d\epsilon_{1a}$ が同じ値となることを仮定して塑性ひずみの増大を推定して描いている)。これは、供試体内の破断面以外の弾性を示す部分が応力低下に伴って弾性ひずみを回復させ、見掛け上では巨視的ひずみの増大 $d\epsilon_{1a}$ が小さくなったことによるものであり、供試体が長いほど $d\epsilon_p/d\epsilon_{1a}$ は大きくなるものと推察される。

4. ひずみ軟化特性のモデル化

三軸圧縮試験の結果、せん断破壊の場合、巨視的ひずみは破断面に沿ったせん断すべりに大きく支配されることがわかった。ひずみ軟化特性を理論的に検討するため、ここでは、長さ L 、直径 D の円柱供試体があるせん断特性を有する破断面(荷重軸に対して θ の角度にある)と弾性部分(ヤング率 E 、ポアソン比 ν)からなる系としてモデル化を行なう。簡略化のために軸対称の三軸圧縮状態($\sigma_2=\sigma_3$)とし、また、破断面が上面あるいは下面と交差しないための条件として $L \tan \theta > D$ が満足されているものとする。このとき、破断面に対して垂直方向の変位 u 、およびその面に沿う変位 v は次式で与えられる¹¹⁾。

$$u = (\Delta L - \Delta L_e) \sin \theta + (\Delta D - \Delta D_e) \cos \theta \quad (1)$$

$$v = (\Delta L - \Delta L_e) \cos \theta - (\Delta D - \Delta D_e) \sin \theta \quad (2)$$

ただし、 ΔL および ΔD はモデル化された系の L 、 D についての変位、 ΔL_e および ΔD_e はそれらの弾性成分である。(1)式および(2)式から $(\Delta D - \Delta D_e)$ を消去した後、 σ_1 方向の巨視的ひずみ ϵ_{1a} を $\Delta L/L$ で表わし、さらに、破断面の特性として垂直剛性 K_u およびせん断剛性 K_v を用いれば、結局、次式が得られる。

$$d\epsilon_{1a} = [\sin^2 \theta / (K_u L) + \sin \theta \cos^2 \theta / (K_v L) + 1/E] d\sigma_1 + [\sin \theta \cos^2 \theta / (K_u L) - \sin \theta \cos^2 \theta / (K_v L) - 2\nu/E] d\sigma_3 \quad (3)$$

封圧下の三軸圧縮状態では $d\sigma_3=0$ となること、また、 $K_u=\infty$ を仮定することによって、この系の巨視的ヤング率 E_a は次式で与えられる。

$$E_a = d\sigma_1 / d\epsilon_{1a} = EK_v L / (E \sin \theta \cos^2 \theta + K_v L) \quad (4)$$

Class II型の挙動が出現するためには、(4)式で表わされる巨視的ヤング率が正という条件が必要であり、そのためには(4)式右辺の分母が負でなければならない。この条件は、Wong¹²⁾、斎藤ら⁷⁾によっても導出されている。しかしながら、(4)式に含まれている K_v は、一面せん断試験などから求めることができるが、そのときの K_v は、供試体の寸法などに依存した構造的な性質を示す。また、一面せん断試験では一般に σ_n =一定としてせん断を行なうのに対し、三軸試験では破断面上での σ_n =一定の条件は実現できない。このことから、一面せん断試験からの K_v を三軸試験に直接適用することは合理的ではないといえる。ここでは、エネルギーバランスを考慮することにより、(4)式中の K_v を、破断面を形成するのに必要なエネ

ルギー(エネルギー解放率)で表わし、破壊強度に達した後の巨視的ヤング率、すなわちひずみ軟化特性を検討することにする。

ある封圧下での三軸圧縮試験で得られるひずみ軟化の応力-ひずみ関係を直線で表わし、その過程でのエネルギー収支を考える。供試体が外系から供給されるエネルギーを W_{ex} 、供試体から解放される弾性ひずみエネルギーを W_{elast} とし、また、塑性エネルギーとして、破断面の形成に必要なエネルギーを W_{plast} 、その破断面上での摩擦によって消費されるエネルギーを W_{fric} とする。単位面積の破断面を形成するのに必要なエネルギーを g とすれば、 W_{plast} は $\pi D^2 g / (2 \sin \theta)$ で与えられる。このとき、 W_{ex} 、 W_{elast} 、 W_{plast} および W_{fric} にはエネルギーバランスの関係から次式が成立しなければならない。

$$W_{ex1} + W_{ex2} + W_{elast} - W_{plast} - W_{fric} = 0 \quad (5)$$

これより、次式が得られる。

$$K_v = -\sin^2 \theta \cos^2 \theta \sigma d^2 / (2g) \quad (6)$$

ただし、 σd は残留強度と破壊強度の差でひずみ軟化領域では負の値をとる。(6)式を(4)式に代入して K_v を含まない形で Ea を表わせば次式のようにになる。

$$Ea = -E L \sin \theta \sigma d^2 / (2gE - L \sin \theta \sigma d^2) \quad (7)$$

ここで、(7)式で表わされる Ea が、供試体の長さおよび封圧によってどのように変化するかを調べることにする。 Ea は L に関して直角双曲線として表わすことができ、 L の増加に伴って Ea は負の増加を示す(絶対値が大きくなる)。これは、応力-ひずみ曲線の負の勾配が大きくなることを意味する。さらに L が大きくなると Ea は正の値をとり、Class II型の挙動を示すようになる。一方、 Ea への封圧の影響は、(7)式の右辺中の変数 E 、 σd 、 θ および g によって支配される。 g と封圧の関係については三軸試験¹²⁾あるいはコンパクトシェア試験¹³⁾の報告があるものの、現状ではまだ不明確なのでここでは一定として取り扱い、その他の3つの変数についてそれぞれ封圧への依存性を考慮する。Fig.5は種々の g について封圧と Ea の関係を示している。本実験では $\sigma_3 = 1000 \text{ kg/cm}^2$ までは封圧とともに σd の絶対値も増加するので、 $g = 20 \text{ kg/cm}$ 以上では Ea は負の単調増加を示している。また、 $g = 1 \text{ kg/cm}$ のときには Ea は常に正で、Class II型となる。その中間の $g = 5$ および 10 kg/cm のときには、それぞれ $\sigma_3 = 150, 400 \text{ kg/cm}^2$ 付近で Ea は負から正に転じている。しかしながら、封圧が 1000 kg/cm^2 以上にさらに増大すれば σd の絶対値は減少し、ぜい性から延性に遷移するときには $\sigma d = 0$ となるので、Fig.5での Ea の負の増加あるいはClass II型の挙動は、封圧の増加とともにしだいに抑制され、逆に Ea は負の減少を示しながら最終的には0となることが考えられる。

このような Ea と封圧の関係によって、本実験においては $\sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$ 以上では安定した制御が行なえなかったことを合理的に説明することができる。ここでさらに、木下らの三軸圧縮試験(供試岩石は主に砂岩)の結果²⁾を用いて、 Ea と封圧、特に σd との関係についてその妥当性を検討することにしよう。応力が低下し始めてから残留強度に達するまでの応力-ひずみ曲線の平均勾配として Ea を算出すれば、Fig.6のような封圧と Ea および σd と Ea の関係が得られる。従来より封圧と Ea の関係は、封圧が増大すれば Ea は負の減少となる(図の右において破線で示している)といわれているが、必ずしもそうではなく、実線のように封圧の増大によって Ea が負の増大を示す場合もある。このとき、左の σd と Ea の関係をみると、2つの例外があるもののほとんどの場合において正の関係が成り立っていることがわかる。すなわち、 σd が負の増加を示せば Ea も負の増加を示し(実線の変化)、一方 σd が負の減少のときには Ea も負の減少となっている(破線の変化)。

最後に、中間主応力 σ_2 を考慮した三軸試験($\sigma_2 \neq \sigma_3$ 、ただし $d\sigma_2 = d\sigma_3 = 0$)において、破壊形態が σ_2 の増大とともによりぜい性になるという実験事実¹⁴⁾に対しても、(7)式は全く同様に適用できることを付け加えておく。この試験では、ある σ_3 を一定にして σ_2 を増大させると破壊強度は増大するが残留強度はほぼ一定であり¹⁵⁾、結果的に σd の絶対値は増大し破壊のぜい性化を助長させることになる。

参考文献

- 1) Jaeger, J.C. & N.G.W. Cook : Fundamentals of Rock Mechanics, 3rd ed., Chapman and Hall (1979)
- 2) 木下重教・山下秀・石島洋二・中村章・西原彰夫 : 北海道大学工学部研究報告, 76, 1-10 (1975)
- 3) Gowd, T.N. & F. Rummel : Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 17, 225-229 (1980)
- 4) Farmer, I.W. : Engineering Behaviour of Rocks, 2nd ed., Chapman and Hall (1983)
- 5) 山口勉・大久保誠介・西松裕一・小泉昇三 : 日本鉱業会誌, 99, 87-92 (1983)
- 6) 岩石試験データシート作成・利用研究委員会 : 日本鉱業振興会研究成果報告, 33-38 (1984)

- 7) 斎藤敏明・連香安幸・西井理：第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 36-40 (1983)
- 8) 赤井浩一・大西有三・八嶋厚：土木学会論文報告集, 321, 123-130 (1982)
- 9) Paterson, M.S. : Experimental Rock Deformation-The Brittle Field, Springer-Verlag (1978)
- 10) 西山哲・柳谷俊・寺田字：日本鉱業会春季大会講演要旨集, 3-4 (1985)
- 11) Rosso, R.S. : Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 13, 167-172 (1976)
- 12) Wong, T.-F. : J. Geophys. Res., 87, 970-1100 (1982)
- 13) 小林良二・松本浩二・曾根好徳：日本鉱業会誌, 101, 49-54 (1985)
- 14) 小出仁・高橋学：日本鉱業会秋季大会資料, N, 29-32 (1982)
- 15) 高橋学・小出仁・木下重教：第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 96-100 (1984)

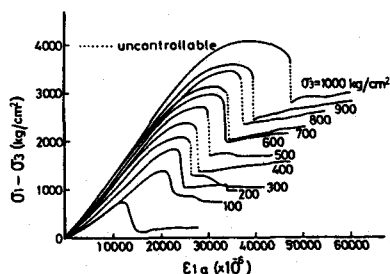


Fig.1 The stress-apparent strain curves in monotonic loading.

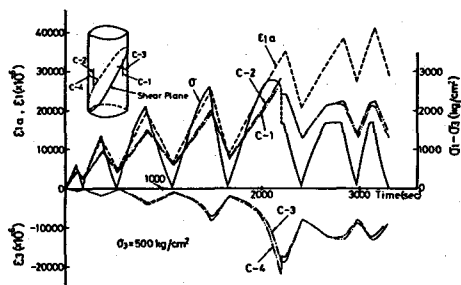


Fig.2 Stress, apparent strain and local ones by cyclic loading.

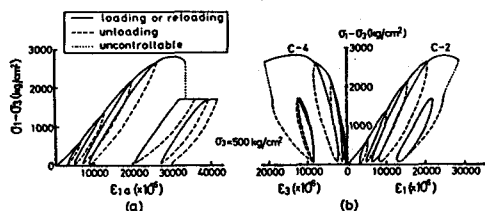


Fig.3 The stress-apparent strain and -local one curves in cyclic loading.

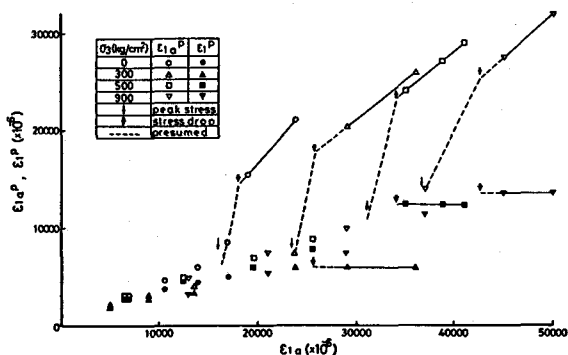


Fig.4 The plastic component of apparent and local strains.

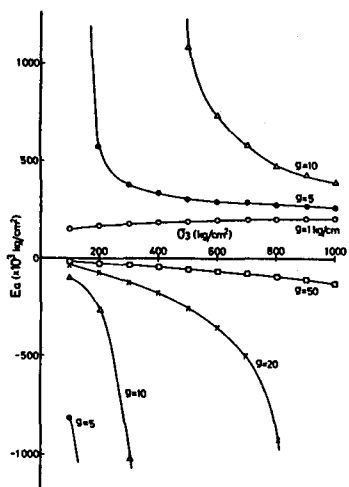


Fig.5 The relationship between apparent Young's modulus and confining pressure by Eq.(7).

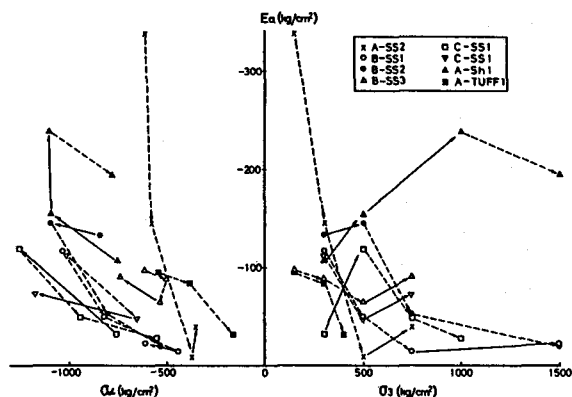


Fig.6 The relationship between apparent Young's modulus, confining pressure and σ_d in reference²⁾

(65) Experimental and Theoretical Study on Strain Softening of Rock

by

Tsuyoshi KIMURA,
(Faculty of Engineering, Kyushu University)
Tetsuro ESAKI, Kazuo AOKI and Tadashi NISHIDA
(Research Institute of Industrial Science, Kyushu University)

ABSTRACT

The subject on the stability of underground structure, especially rock bursts, is significant in mining and civil engineering. Stiff testing machines have thrown light on the strain softening behavior related to the subject. In this study, firstly, the conventional triaxial test for Ainoura sandstone (uniaxial compressive strength $\sigma_c = 823 \text{ kg/cm}^2$) was performed with the stiff testing machine. Four local strains, i.e. two longitudinal and two lateral ones, were measured by two cross strain gauges which were attached on the surface of the specimen (diameter 50mm by length 100mm). Simultaneously, one apparent longitudinal strain was also obtained by a displacement trasducer set up outside of triaxial cell. An interesting test result is that it is impossible to stably control the strain softening behavior in over confining pressure $\sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$ rather than in uniaxial because of brittleness. The comparison between the local strains and the apparent one in the strain sofetning region manifests that the latter strain reflects the plastic shear deformation along the fracture plane formed in the specimen. It means that the strain softening is not a intrinsic property of material but depends on the structure of the specimen.

Secondly, a model for the strain softening was made based on the test results. The model consists of an elastic cylinder, of length L and of Young's modulus E , which is cut by a fracture plane diagonally at an angle θ to the loading axis. The characteristics of the plane are represented by normal stiffness K_u and shear stiffness K_v . The assumption that K_u is infinitely great gives apparent Young's modulus E_a of the model;

$$E_a = E \cdot K_v \cdot L / (E \cdot \sin\theta \cdot \cos^2\theta + K_v \cdot L).$$

Since K_v in the above equation is not applied directly to conventional triaxial tests, the energy g , necessary to form the fracture plane in an unit area, was used instead of K_v in this study. Consideration of energy balance on the model gives

$$E_a = -E \cdot L \cdot \sin\theta \cdot \sigma_d^2 / (2g \cdot E \cdot L \cdot \sin\theta \cdot \sigma_d^2),$$

where σ_d is a difference of residual strength and failure strength, and is negative in the strain softening region.

The second equation shows that the brittleness is increased with L or the absolute value of σ_d . Therefore it reasonably explains the strain softening behavior that the increase in σ_3 causes the steeper slope of stress-strain curves; such a behavior was encountered in the present experiment where the absolute value of σ_d increases with σ_3 under 1000 kg/cm^2 and often also in papers by other researchers, although it is contrary to the behavior which has been considered as an evident fact from experiments until now.