

圧縮応力下でのモルタルの破壊機構と 非ぜい性化に関する実験的検討

EXPERIMENTAL STUDIES ON FRACTURE MECHANISM AND
DUCTILIZATION OF CEMENT MORTAR IN COMPRESSION

中 川 浩 二*
By Koji Nakagarwa

1. はじめに

今日、著しい産業の発達に伴い、構造材料としてのコンクリートはその構造の巨大化、複雑化とともにますます苛酷な条件のもとで使用される可能性が生じてきている。また、岩石あるいは岩盤は、地下発電所、長大トンネルなどの巨大な構造物の建設のため、あるいは巨大な構造物の基礎として、過去には考えられなかったような状態にさらされる可能性が増加してきた。そのため、これらの岩質材料の力学的特性を詳しく、かつ適確に把握する必要が生じ、最近岩質材料の破壊に関する研究がいろいろの点で進められてきている。すなわち、これら岩質材料の多軸応力下での破壊条件など、ある程度の巨視的な力学的挙動が明らかにされ^{1)~4)}、また破壊の発生、発達についても検討が進められてきている^{5)~7)}。

しかし、最近では大型電子計算機の著しい発達と、それに伴う有限要素法など、構造解析法の目覚ましい進歩により、かつては構造解析が困難であった構造物も解析が容易となってきた。そのため、用いられる構造材料としてのコンクリート、岩石の力学的挙動、特に破壊の進行とそれに伴う材料の巨視的な挙動変化に関してより詳しく知ることが必要とされ、破壊機構を解明することの必要性が切実となってきている。

さて、コンクリート、岩石のようないわゆる岩質材料の破壊の進行は荷重の増加に伴う材料中の欠陥の発達と関連づけて説明されうる。たとえば、コンクリート供試体を拘束圧の大きくない状態で圧縮載荷するとき、供試体中には骨材境界などをはじめとする初期欠陥からクラックが発生、発達する。そしてクラックの発達に伴い、供試体中に供試体の耐荷力を失わせるに必要な欠陥のパターンが形成され、供試体は強度破壊、崩壊^{注1)}に至ると考えられる。しかし拘束圧の増加とともに、コンクリ

ートの破壊は欠陥からのクラックの発生、発達のみによっては説明され得なくなる。

すなわち、ある程度拘束圧が増加するとコンクリート中にはモルタルクラックの発生、発達はほとんど観察されなくなる⁸⁾。しかし、ボンドクラック比、あるいは残存強度比^{注2)}からみた供試体の破壊は荷重増加とともに進行し、明確なモルタルクラックをみないままに供試体は強度破壊、崩壊にいたる。このことを考慮すると、ある程度拘束圧が大きくなるとコンクリートの母材であるモルタルマトリックスが変質して、コンクリート供試体の破壊の進行に大きな影響を有するようになり、供試体の破壊の進行に占めるクラックの意味が低下すると考えられる。

このような応力状態ではモルタルは粒状体、あるいは粘性流体としての性質をも有しはじめる⁹⁾。そしてコンクリートの内部構造は粒状体あるいは粘性流体中に粗骨材粒子が存在するといったような状態をも有しはじめ、粗骨材が供試体の破壊進行に対して有する意味は低下する。したがって、拘束圧の大きい圧縮応力状態では、コンクリート供試体の非弾性挙動は主としてコンクリート中のモルタルマトリックスの変質によって支配されると考えられよう。

そこで本研究では、拘束圧の高い状態をも含む圧縮応

注 1) 文献 8) 参照。

強度破壊：応力-ひずみ曲線が上り勾配から下り勾配へ変る現象。

崩壊：供試体を一つの系として考え、その系が分離などにより耐荷力を失う現象。

注 2) たとえば、文献 8) 参照。

ボンドクラック比

$$= \frac{\text{問題とする領域中の分離した粗骨材} \\ \text{—マトリックス境界の長さの総和 } l}{\text{問題とする領域中の粗骨材} \\ \text{—マトリックス境界の長さの総和 } l}$$

残存強度比

$$= \frac{\text{載荷履歴を受けた供試体の一軸圧縮強度}}{\text{載荷履歴を受けない供試体の一軸圧縮強度}}$$

力下でのコンクリートの破壊現象を明らかにするためにモルタルの圧縮試験を行ない、その破壊機構を検討した。すなわち、具体的には拘束圧の大小によって異なる圧縮荷重下でのモルタルの破壊の機構を明らかにするため、モルタル供試体に種々の荷重比の荷重履歴を与え、荷重履歴に伴う供試体の特性変化を調べ、モルタルの破壊機構を考察した。

2. 実験

(1) 供試体

供試体は $5.5 \times 5.5 \times 5.5$ cm のモルタル立方体供試体であり、材料には普通ポルトランドセメントと豊浦標準砂とを用いた。配合は重量比でセメント：砂：水 = 1.0 : 2.0 : 0.6 である。供試体打設後約 24 時間を経て脱型し、ただちに 20°C の恒温水中へ移動し、養生を行なった。試験時の材令は約 4 週であり、試験前日に恒温水中から取り出し、恒温 ($20 \pm 1^\circ\text{C}$)、恒湿 ($90 \pm 5\%$) 室中に約 24 時間保存した後実験を行なった。

(2) 履歴荷重

供試体に履歴荷重を与えるために用いた試験機は、京都大学工学部土木工学教室にある島津製作所製三軸圧縮試験機であり、荷重圧盤は 5.0×5.0 cm の鋼製である(図-1)。鋼圧盤による供試体端面の摩擦拘束を小さくする目的で減摩材として 0.05 mm 厚さのテフロンシートにシリコングリースを塗布したものを荷重時に両者の間に挿入した。

履歴荷重の径路は比例荷重法にしたがうとし、圧縮 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$)、伸長 ($\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$)、中間 ($\sigma_1 + \sigma_3 = 2\sigma_2$) の三つのグループの荷重を行なった。荷重比はそれぞれのグループで最大、最小主応力の比 σ_1/σ_3 が 10, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2 となるように各 8 種をとった。別に圧縮試験では

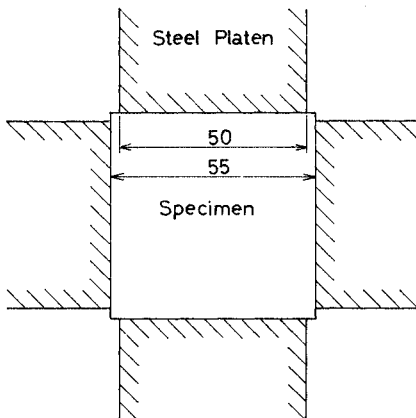


図-1 モルタル供試体と鋼圧盤

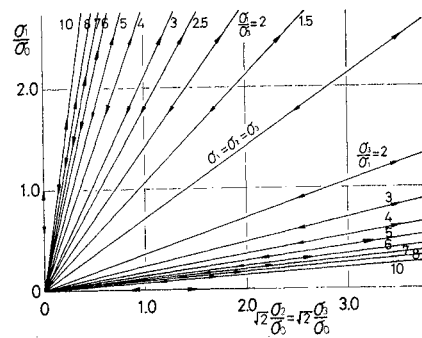


図-2 Rendulic の応力面に表わした荷重径路

σ_1/σ_3 が 1.5, 2.5 の場合と一軸圧縮試験を、また伸長試験では二軸圧縮試験を行ない、さらに $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ である静水圧試験を行なっている。荷重径路の一部を Rendulic の応力面に表わしたものを図-2 (σ_0 : モルタルの一軸圧縮強度) に示す。荷重速度は最大主応力方向の応力変動が毎秒 $5 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ となるように保った。

履歴荷重と同時に試験機圧盤間の相対変位を差動トランス変位計により三方向それぞれ独立に測定した。履歴荷重を与えるための所定荷重は、この変位計で得られる荷重一変位置量曲線の勾配が大きく変化するあたり、あるいは供試体の強度破壊荷重を規準にして適当な間隔で定めた。荷重が所定値に達するとこの所定荷重を 1 分間保持し、所定荷重保持中の変形量を差動トランス変位計により測定した。その後三方向の荷重を比例状態に保ったまま、荷重時と同程度の荷重速度で除荷した。

(3) 荷重履歴を受けた供試体の残存強度

荷重に伴う供試体の残存一軸圧縮強度の変化を測定した。この場合試験機としては、島津製作所製リーレー式 30 t 万能試験機を用い、荷重圧盤、減摩材は履歴荷重時と同じものを使用した。

(4) 荷重履歴を受けた供試体の比重の変化

荷重に伴う供試体の物性変化を知るための尺度の一つとして、履歴荷重に伴うモルタルの比重変化を求めた。すなわち、履歴荷重の前後で上皿てんびんを用いて供試体の空中重量と水中重量を 100 mg の単位まで測定し、比重を換算した。

3. 実験結果とその検討

実験に用いた供試体の個数は一つの荷重比について 12 個であり、そのうちの 10 個に履歴荷重を与え、残りの 2 個を一軸圧縮強度および比重変化測定のための標準供試体として用いている。これは次の二つの理由による。すなわち、履歴荷重を与える前後での比重測定に数時間

の時間間隔があるため、乾燥による供試体の比重変化が考えられる。この影響を小さくするため、この時間間隔における無載荷供試体の比重変化を基準とし、これに対して履歴荷重を与えた供試体の比重変化を決定することとした。また、実験がかなり長期間にわたったため、供試体の基準一軸圧縮強度は全実験を通じての基準強度を定めるよりも、それぞれの荷重比に対応する供試体群での基準値を用いるほうがより合理的な結果が得られるであろうと推定された。ここで基準となった一軸圧縮強度はおよそ $350\sim 400\text{ kg/cm}^2$ である。

(1) 所定荷重保持中の供試体の変形

履歴荷重載荷時に差動トランス変位計で測定された荷重一変位量曲線の例を図-3 に示す(圧縮試験, $P_1/P_3=5$)。 P_1/P_3 の大きい場合(拘束圧比が比較的小さい場合)には、荷重が強度破壊荷重に近くなると、供試体は急激な強度破壊、崩壊を生じることがある。そのため、このような荷重比で、強度破壊荷重近くで1分間荷重を保持することは必ずしも容易ではなく、所定荷重を保持している間に崩壊する供試体もいくつかある。また、1分間所定荷重を保持した後除荷した供試体は二つまたはそれ以上にまさに分離しようとしている状態のものもある。しかし P_1/P_3 がある程度より小さくなるとこのような荷重増加中あるいは所定荷重保持中の供試体の崩壊はほとんどなくなる。そして荷重増加を停止した瞬間にはかなりの速さの変形進行がみられる場合にもまもなくその速度は遅くなり、除荷直前にはほとんど変形進行はみられない。

モルタル供試体を P_1/P_3 の小さい状態で載荷した場

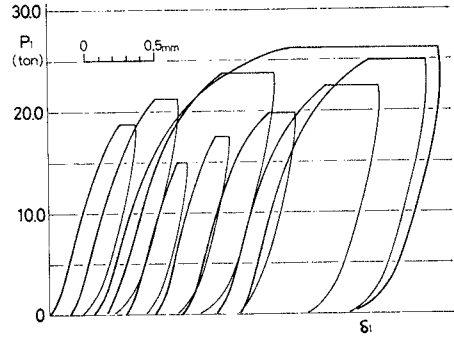
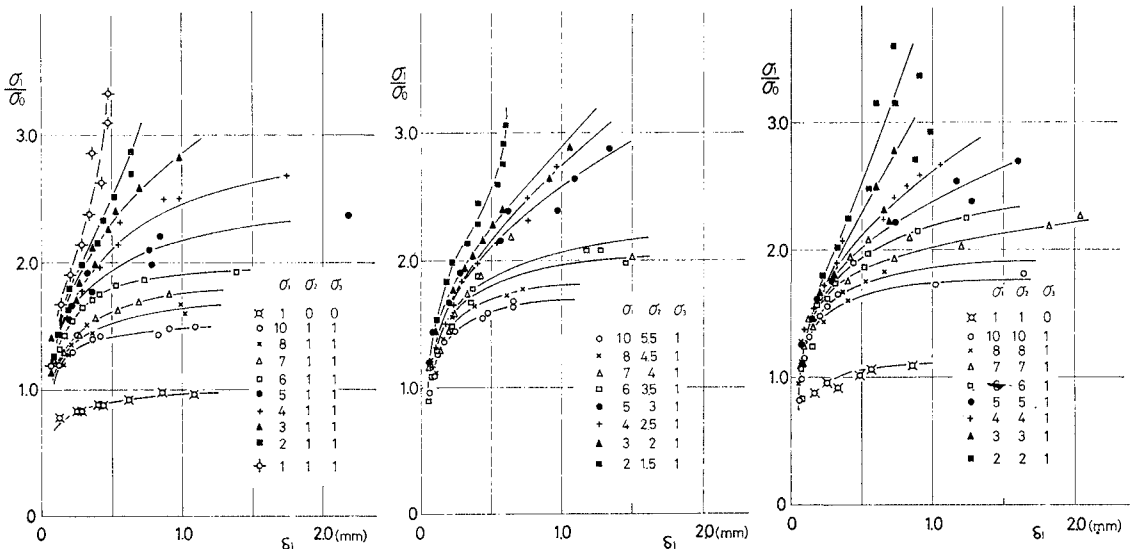


図-3 最大圧縮荷重方向の荷重一変形曲線 (圧縮試験 $P_1/P_3=5$)

合には、1分間の所定荷重保持中の供試体の変形が履歴荷重の増加に対して急激に大きくなることはなく、履歴荷重が大きくなってから変形増加量は特に大きくはならない。そして P_1/P_3 が1や2の場合には P_1 がある値よりも大きくなると、それに伴う所定荷重保持中の変形増加は停止し、供試体は安定化するかのようである。

図-4 は1分間の所定荷重保持中の載荷圧盤の変位量と、そのときの最大主応力方向の最大荷重を応力に換算し、基準強度で除して無次元化したものとの関係を圧縮、中間、伸長の各試験について示したものである。

圧縮試験(図-4(a))では $\sigma_1/\sigma_3=2, 3$ と $6, 7, 8, 10$ との間に著しい変形増加傾向の相違がみられ、それぞれ上述の拘束圧の大小による二種の破壊進行状態を示している。両者の中間となる $\sigma_1/\sigma_3=4, 5$ あたりでは変形増加のために必要な所定荷重の増加は特に著しくはないが、所定荷重の増加が変形量の増加に対してわずかずつではあるが必要となるのが認められる。この状態を与え



(a) 圧縮試験 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$) (b) 中間試験 ($\sigma_1 + \sigma_3 = 2\sigma_2$) (c) 伸長試験 ($\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$)

図-4 所定荷重保持中(1分間)の最大荷重方向圧盤の変位量

る荷重比は中間試験（図-4(b)）では $\sigma_1/\sigma_3=5\sim6$ ，伸長試験（図-4(c)）では $\sigma_1/\sigma_3=5\sim7$ となる。これらの σ_1/σ_3 の値は供試体の崩壊が急激に生じる拘束圧の小さい三軸圧縮試験状態と，荷重の増加とともに変形は増加するが安定な試験状態である拘束圧の高い三軸圧縮試験との間に位置し，破壊機構に遷移的な状態を生じさせる応力比であると予想される。

(2) 除荷した供試体の残存一軸圧縮強度¹⁰⁾

モルタルに三軸圧縮荷重を与えるとき，荷重の増加に伴う内部破壊の進行によって厳密にはそれぞれ三方向の荷重の比および大きさに応じた供試体の異方性が生じると予想される。そのため，三軸圧縮荷重履歴を三方向異なった大きさで受けた供試体の残存一軸圧縮強度は，それぞれの方向に一軸圧縮荷重した場合に異なった値をもつ可能性がある。

履歴荷重を受けた供試体の残存一軸圧縮強度に対する異方性は履歴荷重が特に苛酷でないかぎり定量的に問題にするほど現われないことが予備試験の結果認められている。しかし混乱を避けるため，多くの場合最小の残存一軸圧縮強度を与えると予想される最大履歴荷重方向を残存強度測定のための一軸試験方向と定めた。

供試体を与えた履歴荷重の最大主応力方向の最大荷重を応力に換算し，最大履歴応力 σ_1 と，その履歴応力に対して得られた残存強度 σ_r とをそれぞれ基準強度 σ_0 で除して無次元化して得られた残存強度比を各グループ別に図示したものが図-5である。 $\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$ である静水圧履歴は共通であるため，それぞれの図に記入している。図中，各荷重比に対する実験値の数は8~10個であり，ばらつきもかなり大きい，これらのデータからおよその残存強度比-最大履歴応力曲線をそれぞれの履歴荷重条件について図のように引くことができる。ここで残存強度比 (σ_r/σ_0) が0.9より大きい部分に関しては実験精度の上からも十分な結果が得られていない。

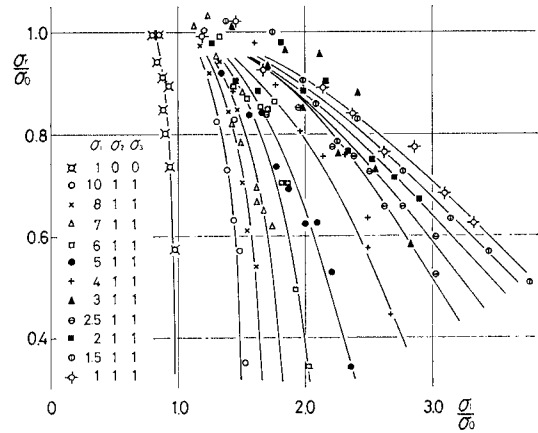
これらの図から明らかなように，最大主応力の増加に対する材料の破壊の進行状態（ここでは特に残存一軸圧縮強度の低下状態）は主応力比 σ_1/σ_3 が大きい場合には急激であるが，主応力比が小さくなるにしたがってゆるやかになる。

また最大主応力の増加に伴い破壊の進行が著しくなる境界となる主応力比 σ_1/σ_3 はそれぞれのグループで若干の差があり，いくらか伸長試験で圧縮試験より高くなるがおよそ5~7である。

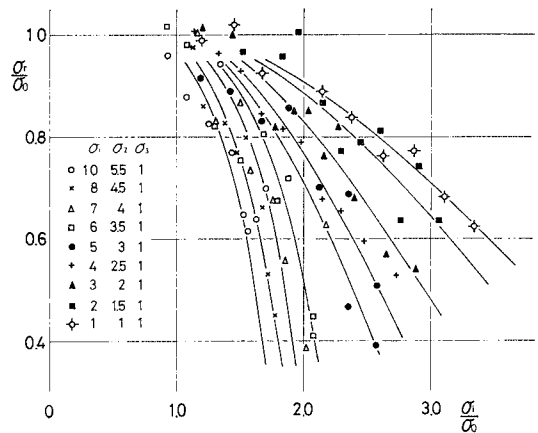
この図から供試体と与えられる履歴荷重が静水圧に対応する三軸等方圧であってもモルタルの破壊が進行するのが認められるが，この点については先にくわしく報告したとおりである⁹⁾。

(3) 荷重履歴に伴う供試体の比重変化

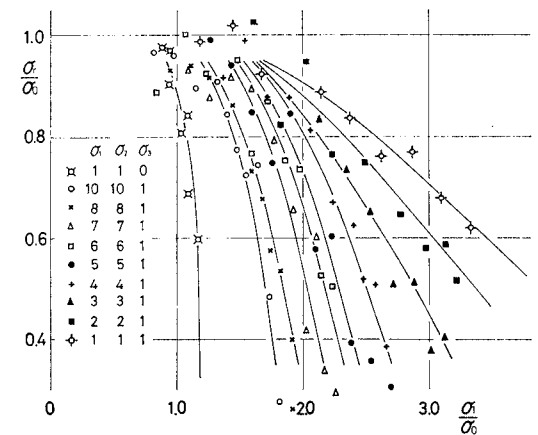
履歴荷重を与えた供試体の荷重履歴に伴う比重変化を知るために，除荷した供試体の比重を測定した。そのと



(a) 圧縮試験 ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$)

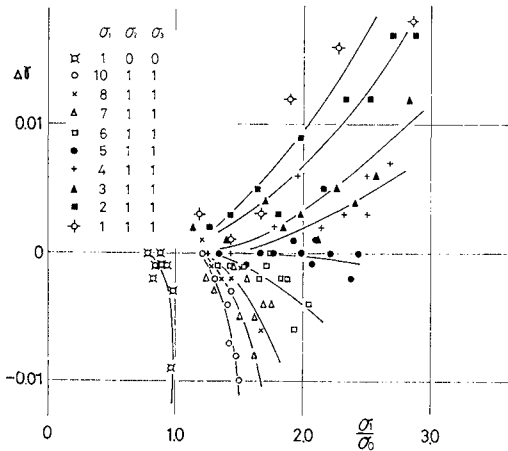


(b) 中間試験 ($\sigma_1+\sigma_3=2\sigma_2$)

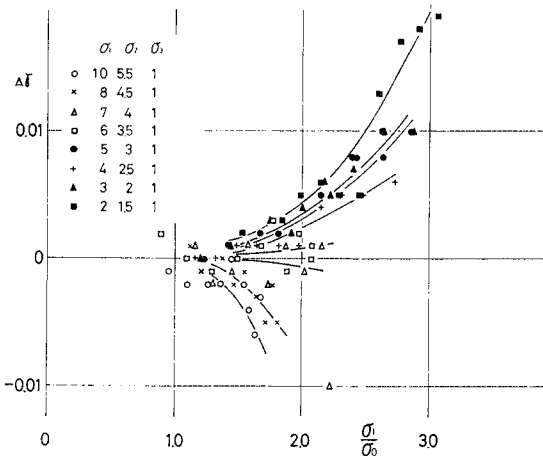


(c) 伸長試験 ($\sigma_1=\sigma_2\geq\sigma_3$)

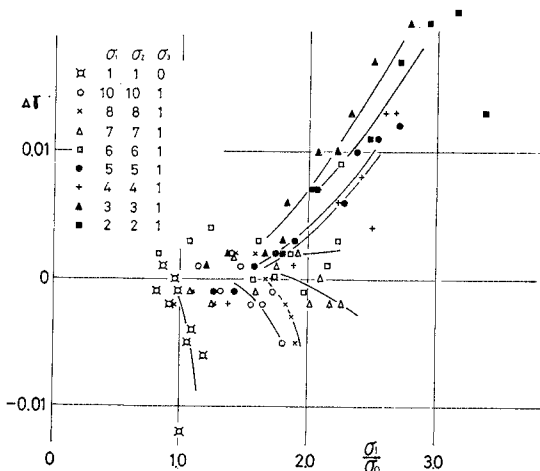
図-5 荷重履歴 (σ_1/σ_0) と残存強度比 (σ_r/σ_0)



(a) 圧縮試験 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$)



(b) 中間試験 ($\sigma_1 + \sigma_3 = 2\sigma_2$)



(c) 伸長試験 ($\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$)

図一6 載荷履歴 (σ_1/σ_0) に伴う比重変化 $\Delta\gamma$

き、水中重量測定時の供試体中への水のしみ込みによる比重の増加は小さく、無視できるほどであるので考慮に入れていない。また前に述べたように載荷試験中の供試体の乾燥による比重変化に伴う比重測定誤差を小さくするため、無載荷供試体の比重変化を基準値である0として修正を行なっている。修正された比重変化は全ケースについて0.000~0.003であった。履歴荷重として与えた最大主応力の最大値と、それに対する比重の変化値を各グループ別に示したものが図一6である。圧縮試験(図一6(a))の場合、 $\sigma_1/\sigma_3=2, 3, 4$ では $\sigma_1/\sigma_0=1.5$ 程度から比重増加が顕著となりはじめ、 σ_1 の増加に伴って大きく増加を続ける。 $\sigma_1/\sigma_3=5$ の場合には若干比重が減少する状態もみられるが、履歴荷重の増加に伴う顕著な比重の変化はみられない。さらに σ_1/σ_3 が大きくなると履歴荷重の増加に伴い供試体の比重は減少傾向を示す。この傾向は σ_1/σ_3 が6から10へと増加するにしたがって激しくなるが、これは σ_1/σ_3 の値によって最大主応力のとりうる値に限度がある(σ_1 が σ_1/σ_3 によって異なる材料固有の値になると供試体が崩壊してしまう)ことを考えれば当然であろう。

中間試験(図一6(b))の場合には履歴荷重の増加に伴い比重変化がほぼなくなる応力比は $\sigma_1/\sigma_3=6$ 程度となり、 $\sigma_1/\sigma_3=5$ では履歴荷重の増加に対して比重は若干増加傾向にあり、7以上では減少する傾向を示す。

伸長試験(図一6(c))の場合、実験結果は若干複雑となっている。この場合 σ_1/σ_3 の大きい応力状態に対してもいくらか履歴荷重の増加に対して供試体比重が増加する傾向がみられる。しかし σ_1/σ_3 が6より小さい場合には履歴荷重の増加に対して比重変化がなくなる応力比はおよそ $\sigma_1/\sigma_3=6\sim 7$ とみることができよう。

前述のとおりこの比重変化の測定は試験中の供試体の乾燥、水中重量測定のため浸水中の供試体中への水の滲入、てんびんの精度など問題を含んでおり、測定値には $\pm 0.001\sim\pm 0.002$ 程度の誤差が考えられる。また所定荷重保持中の供試体の変形、残存強度にも種々の形で誤差が入ってきていることが予想される。しかしこれらの実験結果には明確な傾向が現われており、上に述べた程度の結果についてはほぼ信頼することができよう。

4. モルタルの破壊機構に関する考察

モルタル供試体を圧縮載荷するとき、最大最小主応力の比 σ_1/σ_3 が大きい場合には供試体は明確な強度破壊、崩壊現象を示す。しかし σ_1/σ_3 が小さくなると明確な強度破壊、崩壊現象はみられなくなる。そしてこの現象は今まで多くの研究者によって認められてきている。前述の実験結果によると供試体の破壊進行に伴う挙動に変

化を与える荷重比は残存一軸圧縮強度比の履歴荷重に対する変化状態が急激に変化する応力比、さらには載荷履歴に伴う比重変化が増加から減少へと変化する応力比とほぼ一致している。このことからモルタルの破壊機構変化について次のような解釈が可能である。

(1) モルタルの破壊機構

モルタルを一軸圧縮載荷、あるいはそれに近い三軸圧縮荷重比で圧縮載荷すると荷重の増加とともに供試体中には多数のクラックが発生する。これらのクラックはほぼ最大圧縮荷重方向と平行であり、その結果供試体は多数の柱状体や鋭いくさび状体の集合体となる。やがて発達した柱状体は座屈し、あるいはくさび状体が相対移動して供試体の強度破壊や崩壊が生じる。

拘束荷重が若干増加すると一軸圧縮載荷時にみられたような最大荷重方向に平行な長いクラックはみられず、クラックの発生、発達は局部的となる。そのため、供試体は載荷機構によって強制的に作られたすべり面でのすべりや局部的に発達したクラックなどの欠陥を連ねたすべりや圧潰のような形で強度破壊、崩壊にいたるということは今日までの実験結果⁹⁾から考えられる。

これらの条件下で圧縮載荷する場合には、供試体の体積は最初弾性ひずみのため減少方向にあるが、やがて増加しはじめ、供試体の崩壊点近くでは著しい増大を示す。この体積の増加が荷重増加に伴うクラックなどの発生、発達によることはいうまでもない。また荷重増加の過程で供試体中になんらかの原因ですべり面が形成される場合には、形成されたすべり面での粒子の移動は密な砂のせん断試験におけるように粒子が相互に乗り越えるような形となり、すべり面は発達する。これらが供試体の比重を減少させることになり、また供試体としては機構的に不安定となり、局部的な破壊の進行によって強度破壊、崩壊現象を示すことになる。

これに反して拘束圧が大きい状態で圧縮載荷すると最大圧縮荷重に平行なクラックはほとんど生じなくなる。そして供試体内で欠陥が連続してすべり面が形成された場合にも、変形の過程でその面にある粒子は欠陥を埋める方向に移動する。これが供試体の比重を増加させることになり、また砂粒子の機械的なからみ合いを増大させる。そのため、欠陥面でのすべりに対する抵抗は著しく増加し、供試体は安定化する。そしてこの局部的なすべり面の形成、安定化が各所で生じ、結果として供試体は強度破壊、崩壊には至らない。

(2) 履歴荷重グループによる限界応力比の変化

圧縮、中間、伸長の各試験グループで後者ほど材料の破壊機構変化の遷移状態を与える応力比 σ_1/σ_3 (限界応力

比と呼ぶ) が若干増加するのが実験の結果認められた。この理由としては、局部的な破壊が発生した供試体内で側方拘束が大きいほどモルタル中の粒子間の相互拘束が大きくなるため、さらに破壊を進行させることが困難になるためである、と解釈すべきであろう。

5. モルタルのぜい性-延性遷移

岩質材料を拘束圧のもとで圧縮載荷する場合、拘束圧の増加に伴い強度破壊を生じさせるための圧縮荷重は著しく大きくなる。そして、拘束圧がその材料に特有のある値になると供試体は急激な崩壊現象を示さず、荷重値一定のまま変形が進行する。さらに大きい拘束圧下では供試体はひずみ硬化のような現象を示し、変形を進行させるためには荷重増加が必要となる(図-7)¹¹⁾。このみかけ上のぜい性状態から延性状態への遷移は岩石力学ではぜい性-延性遷移(Brittle-Ductile Transition)と呼ばれ、地震発生機構と関連して古くから多くの研究者により検討されてきている。

この現象を Orowan¹²⁾ は「低拘束圧の場合の応力-ひずみ曲線は応力最大値に達した後低下するが、これは破壊の開始に対する抵抗力が破断面のすべりに対する抵抗力よりもいくらか高いことを示している。また高拘束圧下での応力-ひずみ曲線は上昇するが、これは連続的

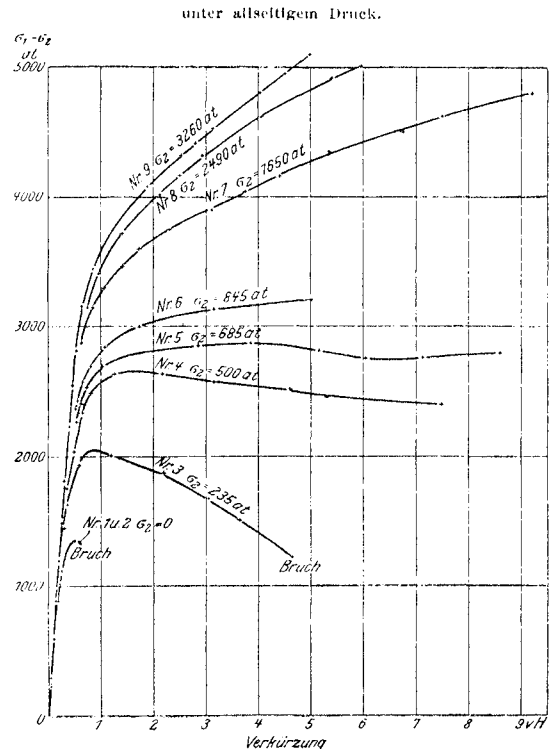


図-7 拘束圧の増加に伴う応力-ひずみ曲線の変化¹¹⁾

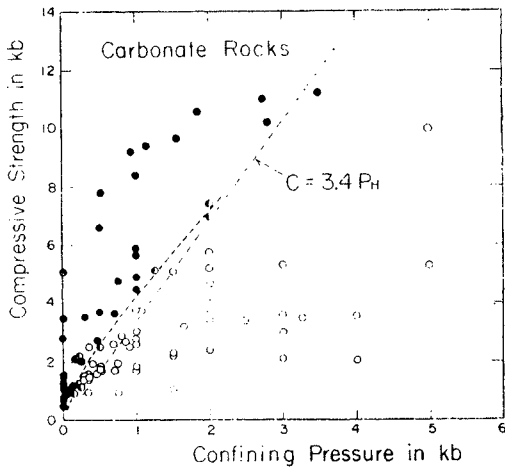


図-8 炭酸系岩のぜい性-延性遷移応力状態¹³⁾

な塑性変形と、破断面のひずみ硬化による」と説明している。彼によると、拘束圧の増加に伴い破断面でのすべり抵抗が増加し、供試体の崩壊現象は生じにくくなるとされている。また Mogi¹³⁾ は岩石の破壊と降伏に関する実験結果を整理し、岩石のぜい性-延性遷移条件を $\sigma_1 = 3.4 \sigma_3 (= 3.4 \sigma_2)$ で与えている (図-8)。これによると材料の受ける応力比によってその供試体の生じる破壊はぜい性であるか、延性であるかが決定されることになる。さらに Byerlee¹⁴⁾ はぜい性-延性遷移圧というのは単に破断面を作るのに必要な応力が、その破断面でのすべりを生じさせるのに必要な応力となる拘束圧であると莫然と結論している。

いまこの岩質材料のぜい性-延性遷移を本研究の実験をもとにモルタルについて考えるとき、次のような考察が可能である。すなわち、岩石の破断面はその岩石の種類、あるいはその破断面が作られたときの応力状態に応じて種々の状態が予想される。たとえば硅酸系の硬岩などではかなり明確な破断面が予想され、その面でのすべりは Stick-Slip に近いものとなるであろう。しかし大理石やモルタルでは材料自身のもつやわらかさのため、破断面はその両側にある幅の破壊域を伴ったものとなり、すべりの生じる前には多数の内部分離が発生する可能性がある。そして供試体の変形とともに微小な要素間の結合が破れ、材料は粒状体としての特性をも有しはじめるであろう。そのため、拘束圧比の高い状態で圧縮載荷された場合には供試体内には明確なすべり面は発達せず、ある面での相対変位はその面上での粒子間のかみ合いを増加させ、供試体を安定な方向へと変化させる。また低拘束圧下での相対変位は粒子の相互ののり越えを生じ、粒子間のかみ合いを減少させることになり、供試体は不安定な方向へ移動し、前述のような柱状体、くさび状体の屈屈、圧潰とも重なって明確な崩壊現象を示す。

この相対変位に伴う粒子間のかみ合いの増加、減少は巨視的には供試体密度の増加、減少としても現われる。すなわち、モルタルのぜい性-延性遷移を与える応力状態とはその応力状態での変形進行に対して密度の増減の限界となる応力状態であると考えられる。

本研究のモルタルについての実験結果からは、圧縮試験の場合この粒子間のかみ合いの減少および増加の限界と考えられる比重の増減についての限界応力比はおおよそ $\sigma_1/\sigma_3 = 5$ である。この値は Mogi の与えた $\sigma_1 = 3.4 \sigma_3$ とくらべるとかなり拘束圧が小さくなっている。しかし、Mogi の整理した炭酸系岩のうちモルタルに近い応力レベルでぜい性-延性遷移を生じる岩石のぜい性-延性遷移時の主応力比は 3.4 よりかなり大きく 5 に近い (構造的にみると、モルタルは硅酸系岩石よりも大理石、石灰岩などの炭酸系岩石に近いと考えられる)。そして岩石の強度が高くなるにしたがって、ぜい性-延性遷移状態を与える σ_1/σ_3 は低下する。このことは破壊進行に伴う比重変化がなくなる σ_1/σ_3 の値が強度の増加とともに小さくなると考えれば、一般に岩石の強度は空げき率の減少とともに大きくなることと関連して説明されるが、今後の実験的検証が期待される。

図-7 に示したような岩質材料の圧縮試験状態を説明するために、応力状態による供試体のぜい性-延性遷移の状態を Rendulic の応力面に概念的に図示したものが図-9 である。ここで岩質材料の圧縮応力下での破壊は荷重増加に対してかなり連続的であるが、時間効果を見捨てるとして破曲線によって顕著な破壊が生じる応力状態が与えられると仮定する。

ある拘束圧 ($\sigma_2 = \sigma_3$) のもとで σ_1 を増加する。拘束圧が c_1 のとき、 σ_1 が p_1 に達すると供試体は著しい破壊を始める。この状態では供試体内に形成された破断面での相対変位は (最大圧縮荷重に平行なクラックが生じた場合、局部的なすべり面が生じた場合とも) 供試体の比重を減少させる方向にあり、供試体は不安定となる。その結果供試体は急激な強度破壊、崩壊現象を示し、 p_2 なる破壊強度を示す。拘束圧が c_2 のときには応力が q_1 に達すると供試体は著しい破壊を始め、やがて応力が q_2 近くに達する。この応力状態では破断面でのすべりによる相対変形の進行に伴う比重の変化はない。このことは

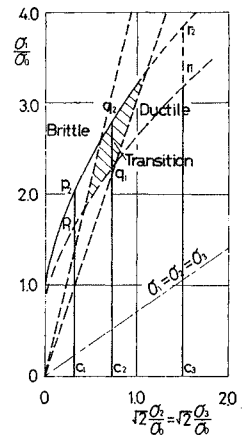


図-9 Rendulic 面に表わした、拘束応力とぜい性、延性破壊との関係

相対変位が進行しても構成粒子間のからみ合いの機構には力学的な観点に立つかぎり大きな変化はなく、応力 q_2 のままで変形は進行する。すなわち、変形進行の維持に対して応力は上昇も低下も必要でなく一定のままである。さらに拘束圧が c_3 のとき供試体は $\sigma_1 = r_1$ で著しい破壊を始めるが、この応力状態では供試体の変形進行は供試体を安定化させる方向にあり、材料はひずみ硬化のような現象を示して変形増加のためには応力増加の必要性がみられる。この拘束圧では応力が r_2 に達しても応力増加は変形の進行に対して必要であることになる。しかし、この状態に達するためには非常に大きな変形が必要であり、特に大きな変形を含む状態については検討の余地がある。

6. おわりに

本研究はコンクリート、岩石など岩質材料の圧縮荷重下での破壊の機構を明らかにするために行なった一連の研究の一部であり、主として比較的高拘束圧下でのコンクリートの挙動を明らかにするためのものである。そのため、コンクリートの母材であるセメントモルタル供試体を種々の荷重比で圧縮載荷し、載荷に伴う供試体の特性変化から荷重比の変化に伴う破壊機構の変化を考察したものである。

モルタル、コンクリート、岩石など岩質材料を拘束圧の大きくない状態で圧縮載荷すると、材料は供試体内部に発生、発達する数多くのクラックによって柱状体、くさび状体の集合体へと変換し、供試体の強度破壊、崩壊は比較的急激に生じる。これにくらべて拘束圧の比較的高い状態で圧縮載荷すると供試体中に顕著なクラックは発生せず、また明確な強度破壊、崩壊の現象は生じない。この拘束圧の増加により生じる岩質材料の破壊現象の変化は古くから地震発生の機構と関連して研究されてきており、漠然とした説明がなされてきている。モルタルではぜい性-延性遷移応力状態に対応すると思われる応力比で荷重増加に伴う残存強度の低下状態、荷重停止中の変形の増加状態が両破壊形態の遷移状態を示すのが観察される。またこの応力比は荷重増加によって供試体の比重が変化しない応力比とほぼ一致している。このことからモルタルのぜい性-延性遷移応力比とは荷重増加によって供試体比重が増加も減少もしない応力比であると考えられる。

拘束圧が比較的小さい状態で供試体を圧縮載荷すると内部のクラックの発達によって供試体はダイラタンシーを示し、比重は減少する。比重の減少は供試体内部での自由面の増加を意味し、供試体は不安定な方向へ移行し、強度破壊、崩壊現象が生じる。これに反して比重が

増加するような高拘束圧のもとでの載荷では材料構成要素間の結合は荷重増加によって破壊されるが、分離した粒子は最初から存在した空げき、水げきを埋める方向に移動し、自由面はむしろ減少の傾向を示し、材料は安定化する。このため供試体の強度破壊、崩壊の現象は高拘束圧下での圧縮試験では観察されなくなる。

以上のように、三軸圧縮応力下でのモルタルの破壊機構が応力比との関連である程度説明され、拘束応力比の増加に伴う材料の非ぜい性化がある程度明らかになった。先に筆者らはある範囲の拘束圧のもとでのコンクリートの三軸圧縮試験において、明確なモルタルクラックを伴わない材料の破壊進行を認めた。そしてこの説明にモルタル部分の質的变化を考えてきたが、本研究によりその状況は明らかになったであろう。またコンクリートの三軸圧縮試験においてモルタルクラックがほとんど生じなくなる荷重比とモルタルのぜい性-延性遷移荷重比との間には若干の差があるようであるが、コンクリート中の骨材周縁近くや、骨材と骨材とが近接している部分では特に応力集中を生じやすく、したがってその部分でのモルタルの変質を生じやすいことを考慮すれば、この点に関しても本節の検討で十分説明されるといえよう。

最後に本研究は筆者が京都大学工学部土木工学教室に在学、在職中に行なった一連の研究の一部であり、終始懇切丁寧なご指導、ご討議をいただいた丹羽義次教授、小林昭一助教授、ならびに実験の遂行に多大の援助をいただいた丹羽研究室の諸氏に深甚なる謝意を表するものである。

参考文献

- 1) Brace, W.F.: Brittle fracture of rocks, in Judd, W.R. (Ed.), State of Earth's Crust, Am. Elsevier, pp. 111~174, 1964.
- 2) 小林昭一: 岩質材料ならびにそれよりなる系のぜい性破壊基準に関する基礎的研究, 京都大学工学部 学位論文, 1971.
- 3) Paul, B. and M. Gangal: Initial and subsequent fracture curves for biaxial compression of brittle materials, in Fairhurst, C.(Ed.), Proc. of 8th Symp. on Rock Mech., Univ. of Minnesota, pp. 113~141, 1967.
- 4) Paul, B.: Macroscopic criteria for flow and failure, in Liebowitz (Ed.), Fracture II, Academic, pp. 313~496, 1968.
- 5) Griggs, D. and J. Handin (Eds.): Rock deformation. Memo. 79, Geol. Soc. Amer., 1960.
- 6) Brooks, A.E. and K. Newman (Eds.): The structure of concrete, Cement and Concrete Association, 1968.
- 7) Te'Eni, M. (Ed.): Structure, solid mechanics and engineering design, The Proc. of the Southampton, 1969, Civil Eng. Materials Conference, Wiley-Interscience, 1971.
- 8) 丹羽義次・小柳 治・中川浩二: 三軸圧縮応力下にお

- るコンクリートの破壊過程, 土木学会論文報告集, 第 185 号, pp. 31~41, 1971.
- 9) 丹羽義次・中川浩二: 静水圧下におけるモルタルの挙動について, 土木学会論文報告集, 第 185 号, pp. 43~50, 1971.
- 10) 中川浩二・小林昭一・丹羽義次: 高拘束圧下におけるモルタルの破壊過程, 材料, 20 卷, pp. 1063~1069, 1971.
- 11) Kármán, Th.V.: Festigkeitsversuche unter allseitigen Druck, Z. Ver. dt. Ing., **55**, pp. 1749~1757, 1911.
- 12) Orowan, E.: Mechanism of seismic faulting, in 5) pp. 323~345, 1960.
- 13) Mogi, K.: Pressure dependence of rock strength and transition from brittle to ductile flow, Bull. Earthq. Res. Inst., Tokyo Univ., **44**, pp. 215~232, 1966.
- 14) Byerlee, J.D.: The brittle-ductile transition in rocks, J. Geoph. Res., **73**, pp. 4741~4750, 1968.

(1973.6.11・受付)