

縮尺地層模型試験に基づく空洞 の消滅に関する研究（そのII）

（動力炉・核燃料開発事業団委託研究成果報告書）

1990年3月

北海道大学大学工学部

石 島 洋 二

複製又はこの資料の入手については、下記にお問い合わせ下さい。

〒107 東京都港区赤坂1-9-13

動力炉・核燃料開発事業団

技術協力部 技術管理室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to: Technical
Evaluation and Patent Office, Power Reactor and Nuclear Fuel Development
Corporation 9-13, 1-chome, Akasaka, Minato-ku, Tokyo 107, Japan

動力炉・核燃料開発事業団 (Power Reactor and Nuclear Fuel Development
Corporation)

1990年3月

縮尺地層模型試験に基づく空洞消滅に関する研究（そのII）

石島 洋二・

要旨

本研究では、地下深部の軟弱な地盤中に設けた空洞が次第に縮小し、やがて消滅する過程を、主に大型の2次元物理模型試験（縮尺地層模型試験）によって追跡し、空洞消滅に伴う諸現象を明らかにすることを目的としている。

三軸圧縮試験法とトランジエントパルス法とを組み合わせた室内試験の結果、碎屑性堆積岩の透水性に関し以下の諸点が明らかになった。

(1) 封圧（静水圧）の増加と共に、体積（圧縮）ひずみは増加し、透水係数は減少する。これらの現象には岩石中の内部き裂の形状や分布形態が密接に関係している。

(2) 静水圧を繰返し作用させると、同じ圧力下の透水係数の値は繰返しが進むにつれ小さくなり、圧密効果が認められる。

(3) 間隙水圧を増すと透水係数は増大する。

(4) 封圧と間隙水圧の透水係数に及ぼす影響の程度に関しては、測定結果が大きくバラツキ、かつ一定の傾向が見いだされていない。しかし、大きな誤差が伴うことを覚悟すれば、両者の影響の程度は同じとみなして差し支えない。

(5) 破壊に伴い透水係数は破壊前の値より数倍から1桁程度大きくなる。しかし、静水圧の増加と共に急激に減少し、形成された破面の影響

は速やかに失われ、やがて、透水性に及ぼす破面の影響は実質的に消滅する。

また、隣接し合う2つの空洞について掘削に伴って生じる力学的擾乱を調べるために、縮尺地層模型試験と弾塑性応力解析を実施した。得られた主な知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 空洞の掘削の進行につれ、空洞に向かう岩盤変位と応力の再配分が起こる。その結果、空洞の両側壁の応力は次第に高まるが、とりわけ、両空洞で挟まれるピラー部の応力の高まりが著しい。
- (2) これに対応して、空洞の側壁にせん断破壊域、両空洞の天井と下盤を結ぶ線上に引張破壊域が現れる。
- (3) 応力や破壊域の広がりは初期地圧が等方圧状態から一軸状態に近くにつれ大きくなる。
- (4) 空洞掘削に伴い応力が上昇する領域内では、その中を伝播するP波の速度や振幅も増す。
- (5) 直線的な経路を伝播する弾性波は空洞で切られると、透過P波が消滅するので伝播時間が著しく増大する。

目 次

1	序論 - 本年度の研究目的	1
2	碎屑性堆積岩の透水特性	2
2. 1	緒言	2
2. 2	測定の原理と方法	2
2. 3	供試岩石と供試体の準備	5
2. 4	実験装置	6
2. 5	実験方法	6
2. 6	泥岩に関する実験結果	7
2. 6. 1	封圧 (Pc)、間隙水圧 (Pp) の内、一方を 一定に保ち他方を変化させた場合の結果	7
2. 6. 2	封圧、間隙水圧を図2. 7、図2. 10に 示す負荷経路に従って変えた場合	7
2. 6. 3	破断面の形成に伴う透水係数の変化	9
2. 7	砂岩に関する実験結果	10
2. 7. 1	間隙水圧または封圧が一定の条件の下の 透水係数の挙動	10
2. 7. 2	間隙水圧と封圧を交互に変えたときの 透水係数の変化	11
2. 7. 3	体積ひずみと透水係数の関係	11
2. 7. 4	破断面が透水係数に及ぼす影響	12
2. 8	考察	13
2. 8. 1	岩石の間隙と透水挙動の関係	13
2. 8. 2	破壊面の透水係数への影響について	14
2. 8. 3	岩種による透水性の差異	14

3	縮尺地層模型試験による双設空洞の解析	39
3. 1	緒言	39
3. 2	載荷装置と計測装置	39
3. 2. 1	載荷装置	39
3. 2. 2	計測システム	40
3. 3	センサー	41
3. 3. 1	圧力センサー	41
3. 3. 2	P波センサー	41
3. 4	供試模型と試験方法	42
3. 4. 1	供試模型	42
3. 4. 2	実験方法	42
3. 5	試験結果	43
3. 5. 1	模型: P M T - 4 による予備試験の結果	43
3. 5. 2	模型: P M T - 5 による本試験	43
3. 5. 3	破壊の様子	44
3. 5. 4	応力・ひずみの挙動	44
3. 5. 5	弾性波 (P波) の挙動	45
4	弾塑性応力解析	64
4. 1	緒言	64
4. 2	弾塑性応力解析方法	65
4. 3	有限要素モデルと解析条件	65
4. 4	計算結果	66
4. 5	模型試験結果と計算結果の比較	67
5	参考文献	71

第1章 序論－本年度の研究目的

高放射性廃棄物を地層処分する場合、その悪影響が地表に現れる有力なシナリオとして、廃棄物中の核種が地下水に混入し、それが地表に循環してくることが考えられている。それが実現する可能性については岩盤の透水性が大きく係わってくるので、岩石の透水性に関する研究は極めて重要である。

この透水性は岩種による差異が大きい。地層処分への応用の観点からいうと、岩盤は一般に難透水性であるほど好ましい。この点、花崗岩のような硬い火成岩は難透水性であり理想的である。しかし、この種の岩石は空洞の開削などに伴って人工的な割れ目ができた場合、それが閉じにくく、透水性が高くなってしまう危惧がある。一方、軟弱な堆積岩の透水性はあまり小さくはないが、しかし、例えきれつが入ったとしても地圧の作用の下で自己癒着により閉じてしまい、透水性が安定していると考えられる。このように、岩石の透水性は岩種によりさまざまであるが、ここでは碎屑性堆積岩に限定して透水特性を調査することにした。

本研究の最終目的は碎屑性堆積岩中に設けられた空洞消滅に伴う諸現象の解明にあるが、それらの中の重要な一項目に透水特性の変化があり、これを今回取り上げたわけである。

しかし、同一の岩石でも、その置かれている力学的状態によつて透水性は非常に違ってくる。この影響を定量的に明らかにすることが必要である。本研究においては、これに関し次の3つを取り上げ、それぞれの要因が透水性に及ぼす影響の程度を調べることにした。

- ①封圧（静水圧）の効果
- ②間隙水圧の効果
- ③破壊に伴う透水性の変化

なお、③の研究に関しては、内外を見渡しても従来ほとんどなされておらず、本研究により貴重な資料が提供されるものと期待される。

次に、地下深部に廃棄物処分のための空洞を建設する際に、掘削に伴って生じる周辺岩盤の力学的挙動を把握するために、隣接する2つの空洞に関する大型縮尺地層模型試験をおこなった。

模型試験のハードウェアに関しては、以下に述べる点の開発・改良を本年度新たに実施した。

(1) 模型試験装置を今年度新たに製作した。従来蓄積した経験を基に種々の工夫を施したので、模型内に所期の応力分布に近いものを作り出せ、また、載荷状態で空洞の掘削と観察が可能になった。

(2) 模型内に埋設するセンサーについても種々の改良を加えた。特に、P波センサーについては電磁ハンマーによる発振子とその起振装置、および3種類の応答周波数特性を持つセンサーを内蔵した受振子を試作したが、これはジオトモグラフィーへ応用できる可能を持っている。

(3) 多数のセンサーからの情報を高速で収録するために、コンピューター制御による自動計測システムを開発した。

模型試験と並行して数値応力解析を実施し、互いの欠点を補うとともに、本研究で得られた情報の正確度を高める一助とした。空洞周辺に誘起される応力分布と破壊域の大きさ・位置・タイプを知ることを主目的としたため、高い解析精度の得られる8節点アイソパラメトリック有限要素法を用いて弾塑性解析を実施した。

第2章 碎屑性堆積岩の透水特性

2. 1 緒言

岩石の透水性には様々な要因が影響する。まず、地圧があれば、一般に、その大きさに比例して透水性が低くなる。岩石内の透水は分布する間隙を縫う水の運動の結果として起こるが、間隙水圧が高ければ透水性は良くなるとされている。また、岩石が破壊すれば、それによって形成される亀裂は導水の役目をするので透水性が高くなるであろう。しかし、岩石に地圧が付加されれば透水性が再び低くなるであろう。碎屑性堆積岩の場合、この傾向が顕著であると考えられる。

本研究においては、上述したような岩石の透水性に及ぼす諸影響の内で、次の3つを取り上げ、それぞれの要因が碎屑性堆積岩に及ぼす程度を調べることにした。

- ①封圧（静水圧）の効果
- ②間隙水圧の効果
- ③破壊に伴う透水性の変化

次に、実験方法であるが、所期の目的を達成するためには、所定の大きさの封圧、間隙水圧、軸圧を設定し、その下で岩石の変形・透水特性を調べられなければならない。このために、三軸圧縮試験法とトランジエント・パルス法 (Brace et al. 1968) を組み合わせた方法を開発・使用した。

2. 2 測定の原理と方法

供試体には所定の封圧、間隙水圧、軸圧をかけ、その状態で透水試験ができるようになっている。封圧、間隙水圧、軸圧は三軸試験

装置を用いて負荷する。透水係数の測定はBrace et al. (1968) らにより開発されたトランジエント・パルス法を使用する(図2.1参照)。

トランジエント・パルス法は次に述べるような幾つかの特徴を持っている。

- ①試験時に任意の大きさの封圧や間隙水圧を設定することができる
- ②難透水性の岩石に対しても適用できる
- ③本方法を三軸試験法と組み合わせて使用すれば、供試体は常に三軸試験用ベッセル内に収められているので、試験途中で供試体を破壊し、そのまま、透水試験を継続するといった操作ができる。

以上の特徴を持っているので、本研究の目的を叶えるには適した方法であるといえる。

本方法の測定原理は次のようになっている(図2.1参照)。一組の既知の容積(V_1 、 V_2)をもつ圧力容器(貯留槽)を岩石供試体の両端に密着して設置し、双方の容器内に水を満たした後、容器内の水圧を所定の大きさ、つまり間隙水圧(p_c)まで高め、平衡状態を維持する。次に、一方の容器の水圧を急激に Δp だけ上げる。これによって、高圧側の水が試料内を浸透していくが、それと共に高圧側の容器の水圧は減少し、ある時間の経過後には両容器内の水圧は再び平衡状態に達する。この間、容器内の圧力は時間に対し次式に従って指数関数的に変化する。

$$(p_i - p_f) / (p_c - p_f) = V_2 / (V_1 + V_2) \cdot \exp(-\alpha t)$$

$$\text{ただし、 } \alpha = k \cdot A / (\mu \beta L) \cdot (V_1 + V_2) / (V_1 \cdot V_2)$$

k = 透水係数

μ 、 β = 液体の粘性係数、圧縮率

A 、 L = 供試体の断面積、長さ

p_i = 圧力容器 V_1 側の水圧、

p_f = は新たな平衡状態に達したときの圧力

したがって、図2.2に示すように、圧力($p_i - p_f$)の対数を時

間 t に対しプロットすると、両者は直線に乗る。この傾きとして値 α が得られるので、これと上式から透水係数 k が容易に求められる。

2. 3 供試岩石と供試体の準備

使用した供試岩石は泥岩と砂岩の2種類である。泥岩は幌延・声問層（新第三紀中新世）の露頭より新鮮な部分を採集し試料とした。浸水崩壊試験から、浸水崩壊はほとんどしないという結果を得た。また、薄片による顕微鏡観察から泥岩中には多量の有孔虫等が含まれていることがわかった。砂岩は和歌山県・白浜において新第三紀の砂岩層より採取した。

試料はいずれも一辺が約 50 cm のブロックで、これから直径 30、長さ 60 mm の円柱形供試体を切り出し整形した。泥岩供試体は層理面に直交するものと平行するもの 2種類を用意したが、砂岩供試体は層理面に直交するもののみを用意した。表 2. 1 に両供試岩石の基本的な物性値を示したが、いずれも極めて均質であり、それが特徴といえる。

供試体は試験に供する前に次のような処理を施した。まず供試体の上下端面に穴の空いたスペーサーをはさみ、ステンレス製の円柱形のエンドピースを置き、この状態でエポキシ樹脂を供試体の周囲に接着した。スペーサーは隙間水が供試体端面に均一に入るようになるためである。次に、粘性の小さいシリコン KE-45-TS で試料表面を 2~3 mm の厚さに塗り、その上からさらに、シリコンシーランド 45 (クリア) を厚く塗った(図 2. 3 参照)。供試体をシリコンで十分にコーティングしたのは、1~2 週間の試験期間中、封圧媒体が供試体内部に入らないようにするためである。

なお、砂岩については体積ひずみも測定した。このために、供試体の表面にアラルダイト(24時間硬化型)を用いて、互いに 90° 離してクロス型の抵抗線ひずみゲージを計 4 枚張り付け、これらの

ゲージの値の平均値より体積ひずみを計算で求める方法を用いた。

2. 4 実験装置

供試体に封圧をかけるために圧力容器が使われているが、その耐圧能力は 1000 kgf/cm^2 であり、シリンダーの直径は 120 mm である。封圧媒体には油（日本石油のハイランドオイル）が使用されている。圧力容器の上蓋には、蒸留水を用いて間隙水圧をかける圧力系統の他に、ひずみや弾性波速度などのリード線を取り出すための取り出し口がついている。供試体を上蓋にセットした後、結線をし上蓋を圧力容器にはめ込むことにより実験の準備が整う。

間隙水圧をかけるための配管は、接続部を極力減らし、供試体両側の配管が同じ長さになるように配慮されている。なお、供試体の両端に接続している間隙水圧用の圧力容器 (V_1 、 V_2) の容積は共に 1000 cc であり、耐圧能力は 500 kgf/cm^2 である。

2. 5 実験方法

供試体をベッセルの上蓋に付け、圧力系統をつないでから約 12 時間ほどかけて、圧力ラインに残っている空気を真空ポンプで取り除く。それから、供試体に所定の封圧と間隙水圧をかけ、約一日ほど含水飽和させる。供試体両端の圧力が全く変化しなくなれば、含水飽和状態に達したことを意味するので、それから透水試験を開始する。

試験に際しては次に述べるような種々の工夫がなされている。

①供試体と被覆ジャケット部の間の水の流れの防止：透水係数の測定の際に、供試体側面と被覆ジャケット部の間を水が流れる事態が生じれば、供試体の真の透水係数を評価することができなくなる。このため、2. 3 節で述べたように、シリコンゴムを数回に分けて

塗り、供試体の被覆を完全にした。予備試験の結果、側面のもれはないことが確認された。

②真空処理：供試体内部に分布する間隙が完全に水で満たされてないと、測定された透水係数の値は真のものとは異なることになる。このため、真空処理法により、圧力ラインを結線した段階で高圧パイプ内部や岩石の空隙にわずかに残る空気を除去した後、供試体を蒸留水で飽和させる方法を探ることにした。

③温度の制御：トランジエント・パルス法では圧力を精密な測定する必要があるので、実験中、室温の変化があればそれが測定結果に影響する。このために、種々の工夫をして温度の影響が透水係数に現れないようにした。

2. 6 泥岩に関する実験結果

2. 6. 1 封圧 (P_c)、間隙水圧 (P_p) の内、一方を一定に保ち、他方を変化させた場合の結果

層理面に直交する供試体 H M V - 3 と層理面に平行する供試体 H M P - 3 に対し、間隙水圧を一定 ($P_p = 20 \text{ kgf/cm}^2$) に保ち、封圧だけを変化させたときの試験結果を図 2.4 に示す。また、これとは逆に、一定封圧 ($P_c = 70 \text{ kgf/cm}^2$) の下で間隙水圧を変化させたときに得られた結果を図 2.5 に示す。

いずれも、間隙水圧一定の下では封圧の増加とともに透水係数は減少し、封圧一定の下では間隙水圧の増加にしたがって増大する傾向が認められる。図 2.6 は両者の結果を基に、透水係数 (k) と有効封圧 ($P_c - P_p$) の関係を求めたもので、透水係数は有効封圧の増加と共に減少している。

2. 6. 2 封圧、間隙水圧を図 2.7、図 2.10 に示す負荷経路に従って変えた場合

層理面と直交する供試体 H M V - 4 - 70 について、予め破壊強度の 70 % の大きさの軸圧を加え、それから透水試験を行った。透水試験時の封圧と間隙水圧は図 2. 7 に示す経路に従ってかけた。A、C、Eにおいては、間隙水圧を一定にしたまま封圧を徐々に上げ、B、D、Fにおいては、間隙水圧を一定にしまま封圧を徐々に下げている。得られた透水係数を封圧 (P_c) と有効封圧 ($P_c - P_p$) に対してプロットしたのが図 2.8、図 2.9 である。透水係数は封圧の増加に対して直線的に減少する傾向を示している。しかし、有効封圧 ($P_c - P_p$) に対しては一定の傾向が認められない。これは、Kranz ら(1979)と Bernabe (1987)が指摘したように、透水係数への影響の度合が、封圧と間隙水圧とでは異なっているためかも知れない。

そこで、影響の度合に関する違いの有無をさらに調べるために、供試体 H M V - 5 (層理面と長軸が直交) と H M H - 5 (層理面と長軸が平行) を用い、図 2.10 に示すような負荷経路で実験を実施した。この経路では、間隙水圧を一定にし封圧を増加する過程 (A、C) と、封圧を一定にし間隙水圧を増加させる過程 (B、D)、封圧を一定にし間隙水圧を減少させる過程 (E)、間隙水圧を一定にし封圧を減少させる過程 (F) の 6 つからなっている。

図 2. 11 は過程 (A、C) において、封圧をそれぞれ 2 から 5、5 から 9 MPa まで変化させたときの透水係数の変化を示している。いずれの過程でも、封圧の増加とともに透水係数が減少している。また、過程 (B、D) においては、一定封圧下の透水係数は間隙水圧の増加と共に微増している。この傾向は供試体 H M V - 5 の場合にも認められた。

一方、透水係数への間隙水圧と封圧の寄与度を明らかにするために、次式で定義される量 α を求めてみた。

$$\alpha = X / Y$$

X = 間隙水圧を単位大きさだけ変えたときの透水係数の変化量

γ = 封圧を単位大きさだけ変えたときの透水係数の変化量

つまり、パラメータ α は間隙水圧と封圧の透水係数への寄与の大きさの比を表している。まず、HMH-5の場合、(A-B)段階では $\alpha=0.96$ で、透水係数に及ぼす封圧と間隙水圧との影響度合がほぼ等しいことを示している。しかし、より高い応力状態にある(C-D)段階では、 $\alpha=0.48$ となり、間隙水圧の影響は(A-B)段階の半分程度になっている。

一方、HMV-5の場合、(A-B)段階では $\alpha=0.25$ であるのに対し、(C-D)段階では $\alpha=0.53$ となり、HMH-5の場合とは逆に、より高い圧力状態においては間隙水圧による影響が2倍になっている。したがって、HMH-5とHMV-5とでは、(A-B)段階から(C-D)段階へ移行する過程で、透水係数に対する間隙水圧の影響の程度が違っている。

さて、(E-F)段階は封圧と間隙水圧が減少する過程であるが、両供試体とも α は2以上の大きな値となり、封圧よりも間隙水圧の方が透水係数により大きく影響することを示している。これは、応力状態が(A-B)、(C-D)と高くなるに従い、層理面の向きに関わりなく、透水経路が太くなることを示唆している。

ただし、いま述べた2つの実験結果だけでは断定的な結論を導くわけにはいかず、今後、追加試験をして上記の結論を確認する必要がある。

2. 6. 3 破断面の形成に伴う透水係数の変化

まず、あらかじめ単軸圧縮試験により破壊させた供試体MV-6と、何の処置もしないインタクトな供試体HMV-7を用意し、同一条件下で封圧を徐々に上げながら透水試験をおこなった。その結果を示した図2.12から、破面の有無が透水性に及ぼす影響に關し次の点が指摘できる。

- ① 破壊に伴い透水係数は数倍大きくなる。

② 破壊後は封圧が破壊時の値からわずかに増えても透水係数は急激に減少する。その程度はインタクトな場合に比べ著しい。

③ そして 8 MPa 以上の封圧に対しては、両者の透水係数の値が同じになる。これは透水性に及ぼす破断面の影響が消滅したことを意味している。

供試体 HMV-8 については封圧が 4 MPa になったときに透水試験を中断し、封圧を除いてから単軸圧縮条件下で供試体を破壊させた。その後、封圧を 4 MPa に戻し、ここから再び封圧の増大に伴う透水係数の変化を測定した。図 2. 1 3 に示した結果を見ると、破壊が透水係数に及ぼす影響はほとんど認められない。これは供試体を破壊させても、封圧を 4 MPa 上げた段階で破断面の影響はなくなってしまうことを示している。

このように、わずかの大きさの封圧を付加するだけで、透水性に及ぼす破断面の影響は急速に消えてしまうようである。

2. 7 砂岩に関する実験結果

2. 7. 1 間隙水圧または封圧が一定条件の下の透水係数の挙動

供試体 SS-1 については次のような負荷条件の下で透水係数を測定した。まず、間隙水圧を一定にしたまま (3 MPa) 封圧を上げる。次に、所定の封圧に達した後、封圧を 7 MPa に戻し、軸応力をかけて破壊させる。その後、再び封圧を上げる。得られた結果を示した図 2.1 4 からわかるように、透水係数は封圧の増大とともに減少している。

次に、供試体 SS-6 について、封圧を 30 MPa に保ち間隙水圧を 3 MPa から 17 MPa まで変化させたときに得られた結果が図 2.1 5 である。透水係数は間隙水圧の増加に伴い、わずかではあるが増大する傾向を示している。

以上、透水係数に対する封圧と間隙水圧の影響に関して、泥岩と

同様な傾向が認められた。

2. 7. 2 間隙水圧と封圧を交互に変えたときの透水係数の変化

封圧と間隙水圧が透水性に及ぼす影響をさらに詳しく検討するために、図 2.16 に示す負荷経路で透水係数を測定した。図 2.17 は供試体 SS-7 について得られた結果を示したものであるが、封圧の増加に対する透水係数の減少程度は 30 MPa を境に異なっている。つまり、封圧がこれよりも低い範囲では減少率が大きく、大きい範囲では封圧の増加とともに減少の程度が小さくなり、ある値に収束していく傾向が窺える。

供試体 SS-5 については、図 2.18 のような負荷経路で試験をおこない α 値（2.6.2 節参照）を求めたところ次のような結果が得られた： $\alpha(A)=1.05$ 、 $\alpha(B)=1.29$ 、 $\alpha(C)=1.55$ 、 $\alpha(D)=0.77$ $\alpha(E)=0.79$ 、 $\alpha(F)=0.72$ 。透水係数に対する影響は C 段階までは間隙水圧の方が、その後は逆に封圧の方が大きくなっている。その変換点の間隙水圧は 9 MPa、封圧は 11 MPa である。この条件下で供試体内部になんらかの変化が起きたのかも知れないが、これについては測定データを増やした上で検討する必要がある。

2. 7. 3 体積ひずみと透水係数の関係

体積ひずみは図 2.19 に示すように静水圧の増加に伴い単調に増加している。ただし、静水圧が 30 MPa になった付近で体積ひずみの増加に変化が現われている。すなわち、圧力-体積ひずみのデータにあてはめた直線の傾きが 30 MPa で変わっており、高圧側での直線の勾配は小さくなっている。これは供試体内部の割れ目やボアの多くが 30 MPa 付近で閉鎖したことを見唆していると考えられる。

透水係数も堆積ひずみと同様に静水圧の増加に伴い増加することは既に 2.7.1 節で述べた。ただし、体積ひずみの挙動と異なり、30 MPa の静水圧付近で透水係数には特に顕著な変化は認められない。

図 2.20 に示した透水係数と体積ひずみとの関係から、供試体 SS-9 の場合、体積ひずみ - 透水係数のデータは一つの直線に当てはまるが、供試体 SS-8 の場合、体積ひずみは静水圧が 30 MPa 付近までは直線的に減少し、その後はほぼ一定となることがわかる。両者の差異の原因に関する検討は今後に残された課題といえるが、静水圧が小さい領域での直線の傾斜は SS-9 と SS-8 でほぼ同じ値を示しているのは注目される。

2. 7. 4 破断面が透水係数に及ぼす影響

図 2.21 は供試体 SS-2 について、封圧 7 MPa、間隙水圧 3 MPa の条件下で、供試体が破壊するまで軸圧をかけたときの透水係数の変化を示している。透水係数は破壊するまでにあまり大きく変化せず、軸差応力あるいは偏差応力の影響を強く受けないことを示唆している。破壊とともに透水係数は元の値の数倍に増大している。これは形成された破面の内で少なくとも一部が透水経路の機能を果たしていることを意味しているよう。

供試体 SS-11 については間隙水圧 3 MPa の条件下で静水圧の増加に伴う透水係数の変化を測定したが、圧力が 50 MPa になったとき、一旦 10 MPa に戻し、軸応力をかけて破壊させた。その後、再び静水圧を増大させた。図 2.22 は得られた結果を示したものである。破壊に伴い透水係数は 1 衝程度増加していることがわかる。破壊後、圧力の増大に伴い透水係数は急激に減少しているが、この挙動は泥岩の場合と同様であり、破面の存在が透水性に及ぼす影響は静水圧を負荷することにより急速に失われることを示している。

静水圧がある値以上のとき、同じ大きさの静水圧下における破壊前後の透水係数の値を比べると、常に後者の方が小さくなっている。同様の現象は図 2.14 でも認められる。これは最初の負荷過程で受けた圧密作用の効果を表していると解釈される。

2. 8 考察

2. 8. 1 岩石の間隙と透水挙動の関係

岩石内部に分布するクラックやポアが互いに連結しあつた箇所は間隙水の通路となり得るので、岩石の内部亀裂の性状・分布状態と透水係数の間には密接な関係が存在する。

Paterson(1983)によると、この透水通路は等価チャンネルと呼ぶ一本あるいは数本の間隙水の通路によってモデル化することができる(equivalent channel model)。このような通路を幅の狭い溝で近似すると、供試体の透水係数は溝幅の3乗に、換言すれば、透水係数の $1/3$ 乗($k^{1/3}$)が等価チャンネルの幅に比例することになる。図2. 23は白浜砂岩に関し $k^{1/3}$ と体積ひずみの関係を示したものであるが、 $k^{1/3}$ は体積ひずみの増加に伴つてある傾斜をもつ直線に沿つて減少する傾向が認められる。したがつて、白浜砂岩の場合、透水通路の幅は体積ひずみに比例しているといえる。

封圧、間隙水圧に対する透水係数の依存性もこの透水通路モデルで説明される。すなわち、一定の間隙水圧下で封圧を増すと透水係数が小さくなるのは、間隙水の通路が圧力の作用で狭小化するためであろうし、また、同一封圧下で間隙水圧の増加に伴つて供試体の透水係数が大きくなるのは、間隙圧が通路を拡大するためであろう。

封圧と間隙水圧が透水係数に及ぼす寄与の程度が同じか否かについての詳細はまだ不明のようである。Kranz et al.(1979)は Barre Granite の透水係数に及ぼす封圧と間隙水圧の影響の度合が異なることを実験的に明らかにした。Bernabe (1987)は Pottsville Sandstone を用いて封圧と間隙水圧を一定値ずつ変化させながら透水係数を測定した結果に基づき、透水係数に及ぼす間隙水圧の影響の程度は、封圧のそれの約 0.6~0.7倍であるを見いだした。

本研究においては、幌延泥岩と白浜砂岩に関し、透水係数へ及ぼす封圧と間隙水圧の影響の度合についてパラメーター α (2. 6.

2 節参照) を用いて検討を加えた。その結果、パラメータ α は泥岩の場合には $0.25 \sim 2.90$ 、砂岩の場合には $0.72 \sim 1.55$ と大きくばらついており、かつ、ばらつきに一定の傾向がなかった。したがって、いまのところ、大きな誤差が伴うことを覚悟すれば両者の影響の程度は同じとみなして差し支えないといえよう。

2. 8. 2 破壊面の透水係数への影響について

泥岩、砂岩とともに、どのような条件で破壊させても、透水係数は破壊により数倍から 1 枠大きくなる。これは破壊により新たに生じた破面の少なくとも一部が間隙水の通路の機能を果たすことを示している。

しかし、この破面は静水圧がわずかでも増加すると速やかに閉じるので、透水係数は著しく減少する。静水圧がさらに増すと破面は癒着し実質的に消滅する。その結果、透水性はインタクトな場合とほとんど同じになる。

2. 8. 3 岩種による透水性の差異

高橋らの研究によると、花崗岩の透水性は軸差応力に対する依存性が大きく、軸差応力の増大とともに、その値が小さい間は透水係数が減少するが、ある値を境にして増大に転じる。載荷開始から破壊に至るまでの間に透水係数は 2 オーダ程度変化する。これは砂岩の場合(2. 7. 4 節参照)と全く異なる挙動といえる。透水係数は破壊に伴い $0.5 \sim 2$ オーダ増えるが、破壊後の状況に関する研究は残念ながらまだなされていない。

本研究で試みたような透水性に関する詳細な調査はまだほとんどされていないので、岩種による透水性の差異についての検討は今後に残された課題といえる。

表 2. 1 幌延・声間層泥岩と白浜砂岩の主要な物性値

	幌延泥岩	白浜砂岩
軸方向 V_p (km/sec)	0.85	2.82
単軸圧縮強度 (MPa)	3.5	60
弾性係数 (MPa)	240	9.8×10^3
真比重	2.13	2.62
見かけ比重	1.43	2.27
孔隙率 (%)	33	13

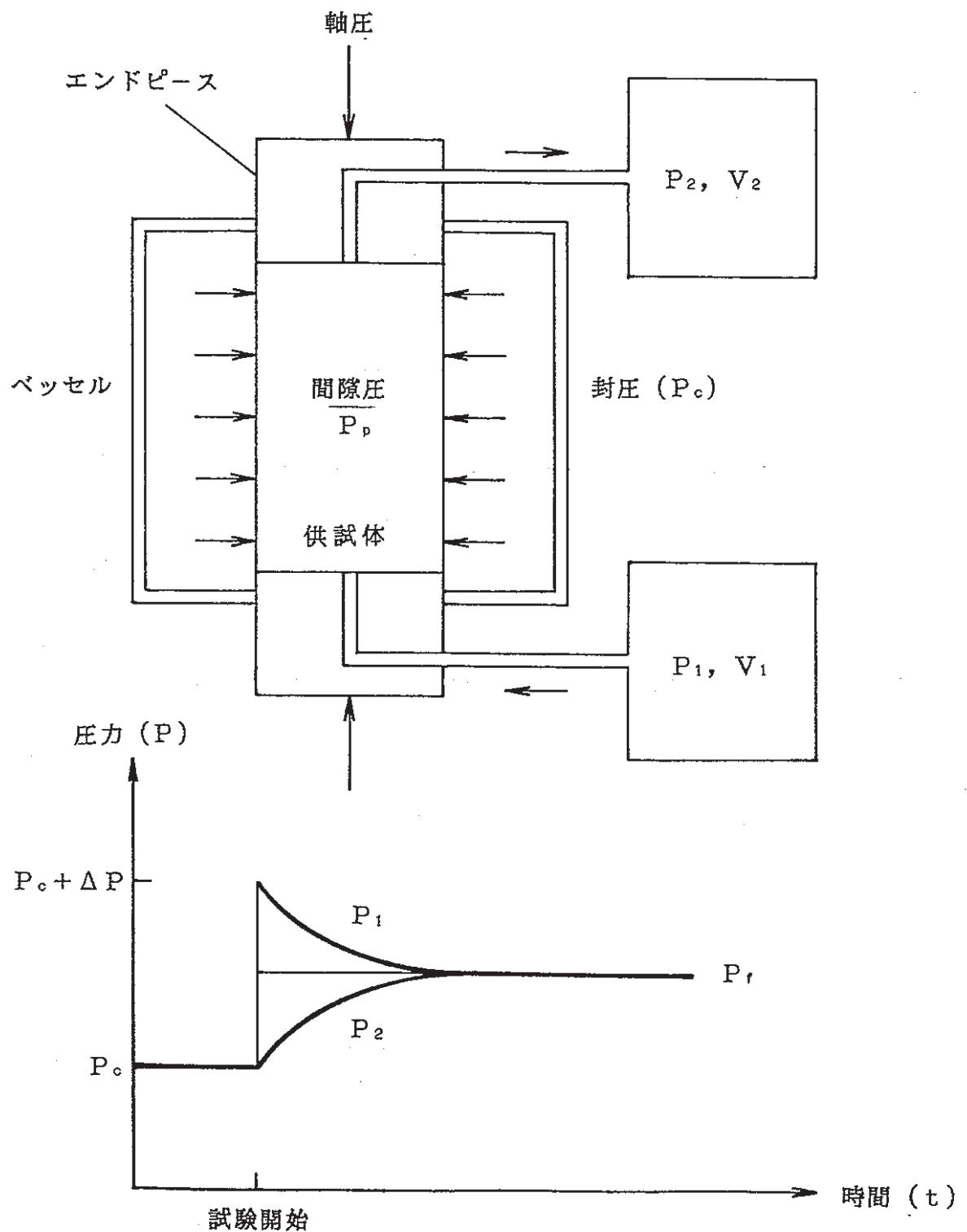


図 2. 1 トランジエントパルス法による岩石の透水係数の測定装置の概念図。所定の封圧、軸圧、間隙圧の下で測定できる

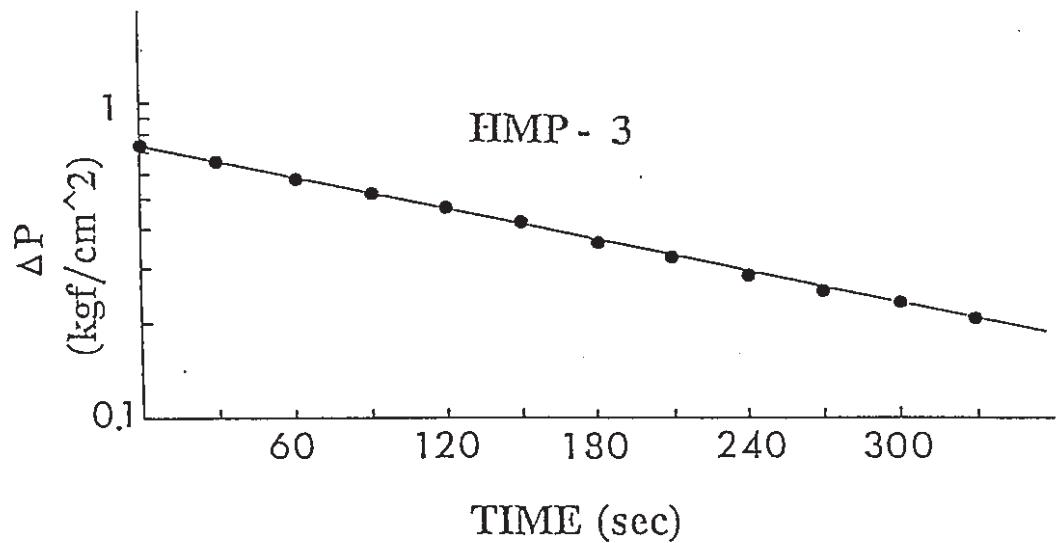


図2. 2 圧力差 ΔP (の対数) の時間的推移の例。トランジエン
トパルス法により得られた

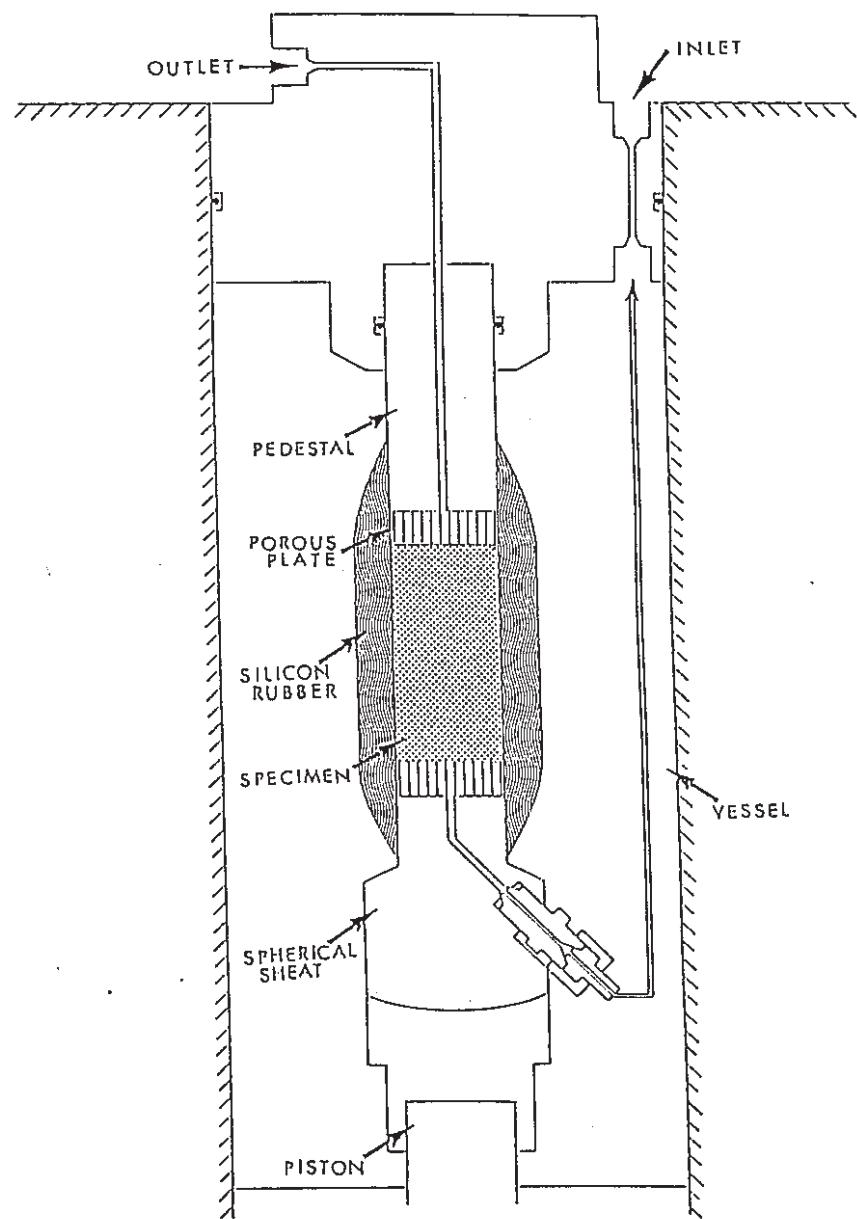


図2.3 シリコンゴムで被覆した岩石供試体をベッセル内にセッ
トした状況

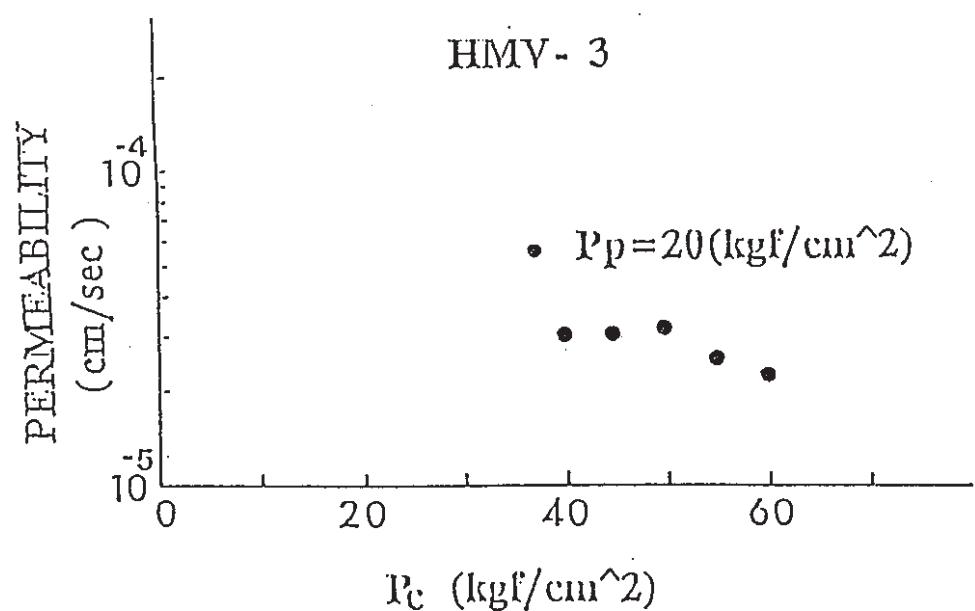
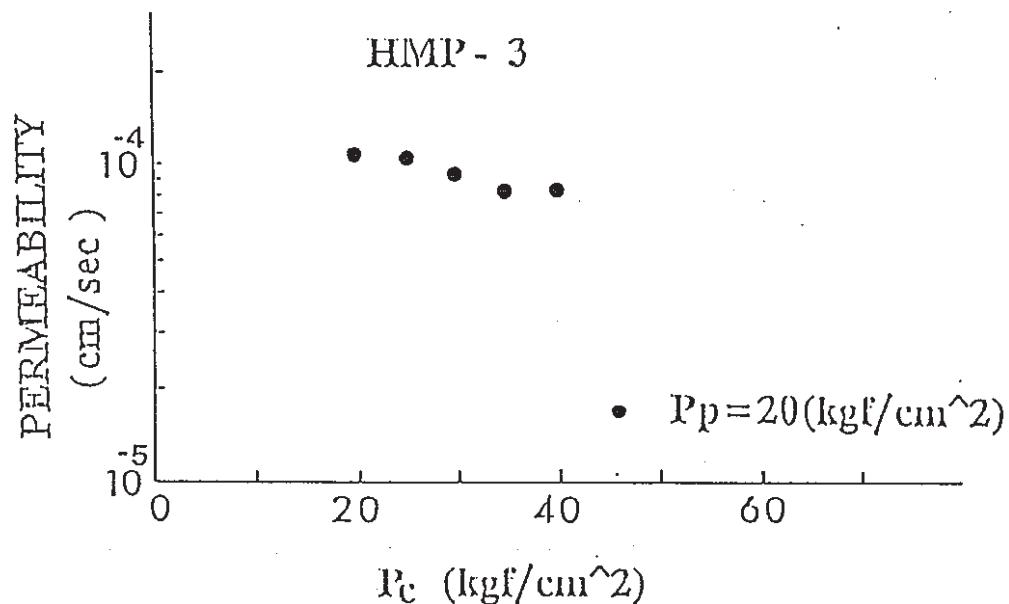


図 2. 4 透水係数に及ぼす封圧の影響（幌延泥岩）

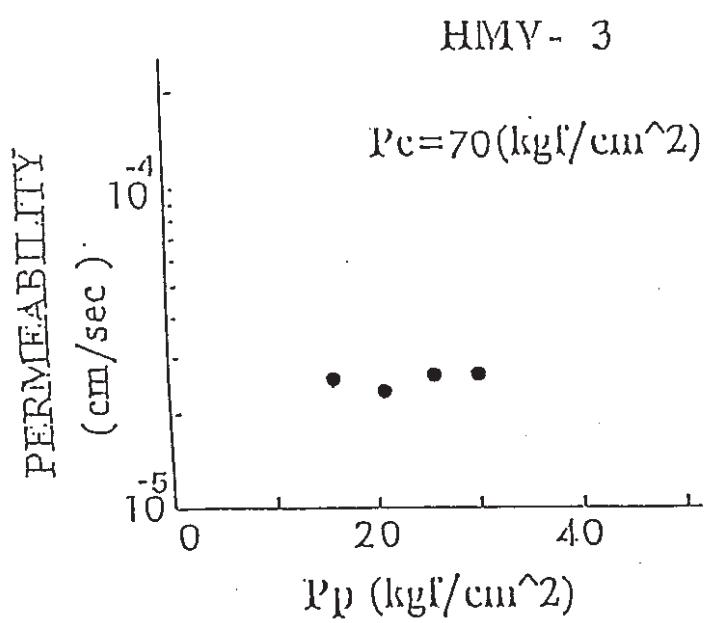
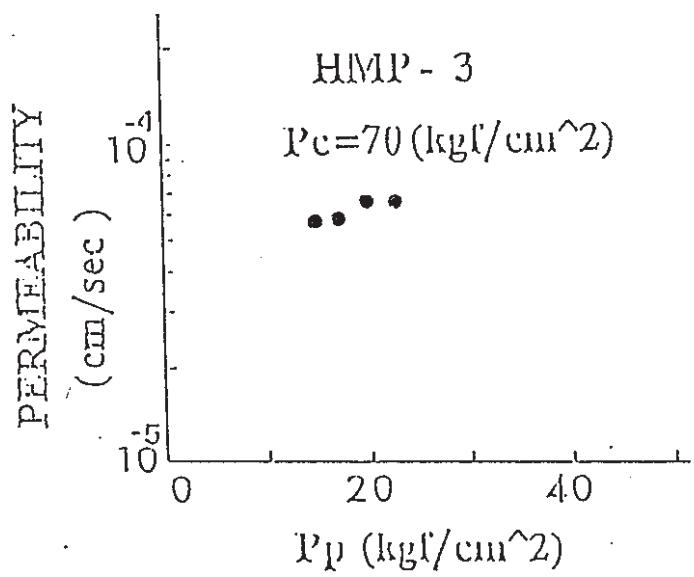


図 2. 5 間隙水圧が透水係数に及ぼす影響（幌延泥岩）

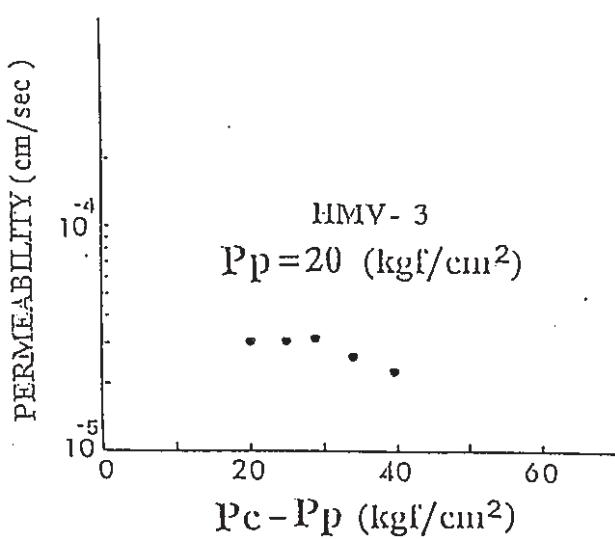
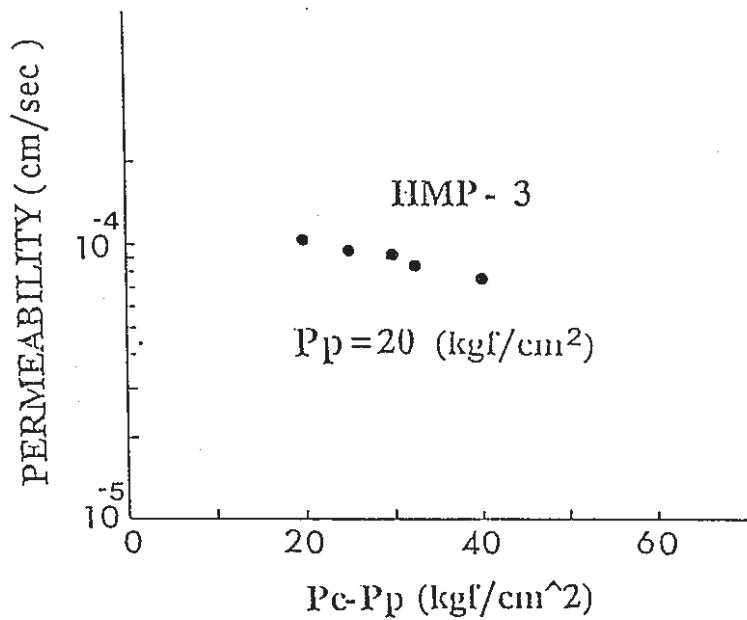


図 2. 6 有効封圧 ($P_c - P_p$) と透水係数の関係 (幌延泥岩)

HMV - 4 - 70

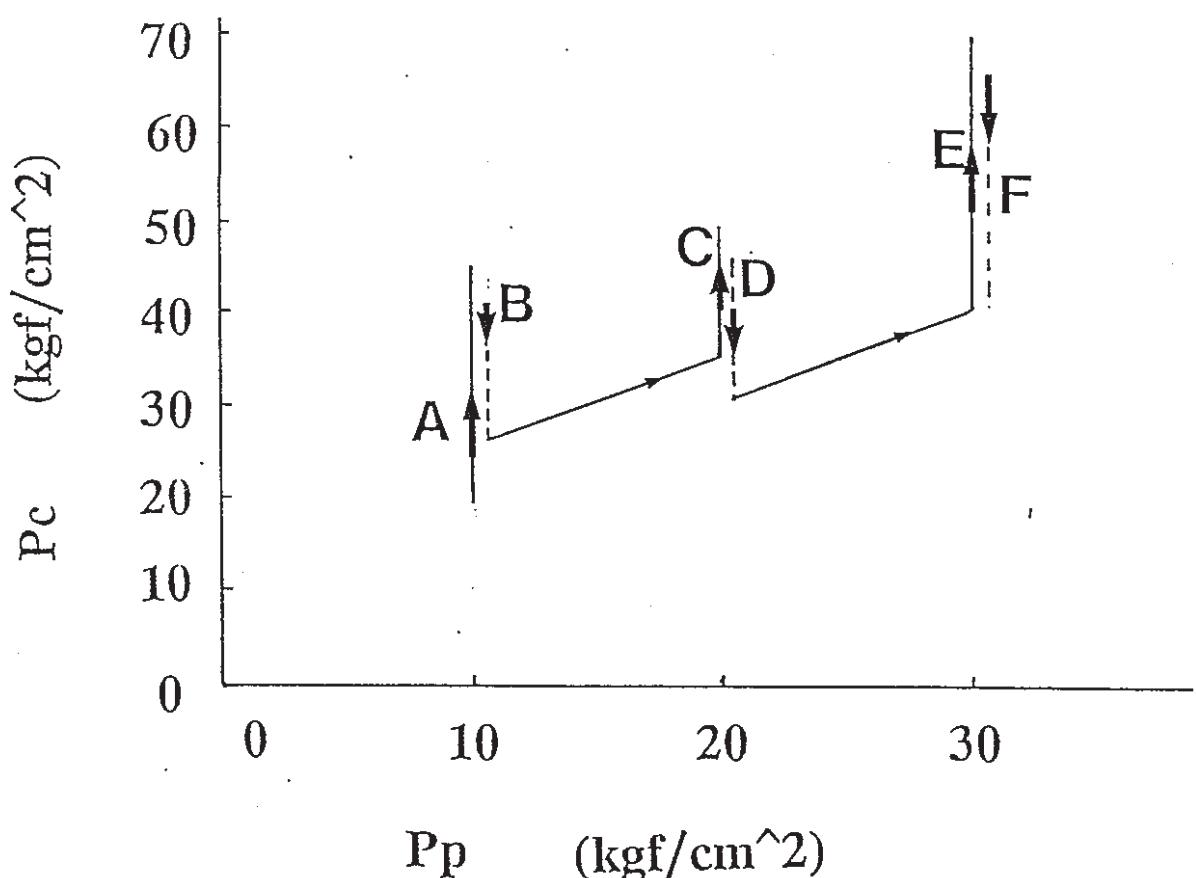


図 2. 7 供試体 H M V - 4 - 7 0 の負荷経路

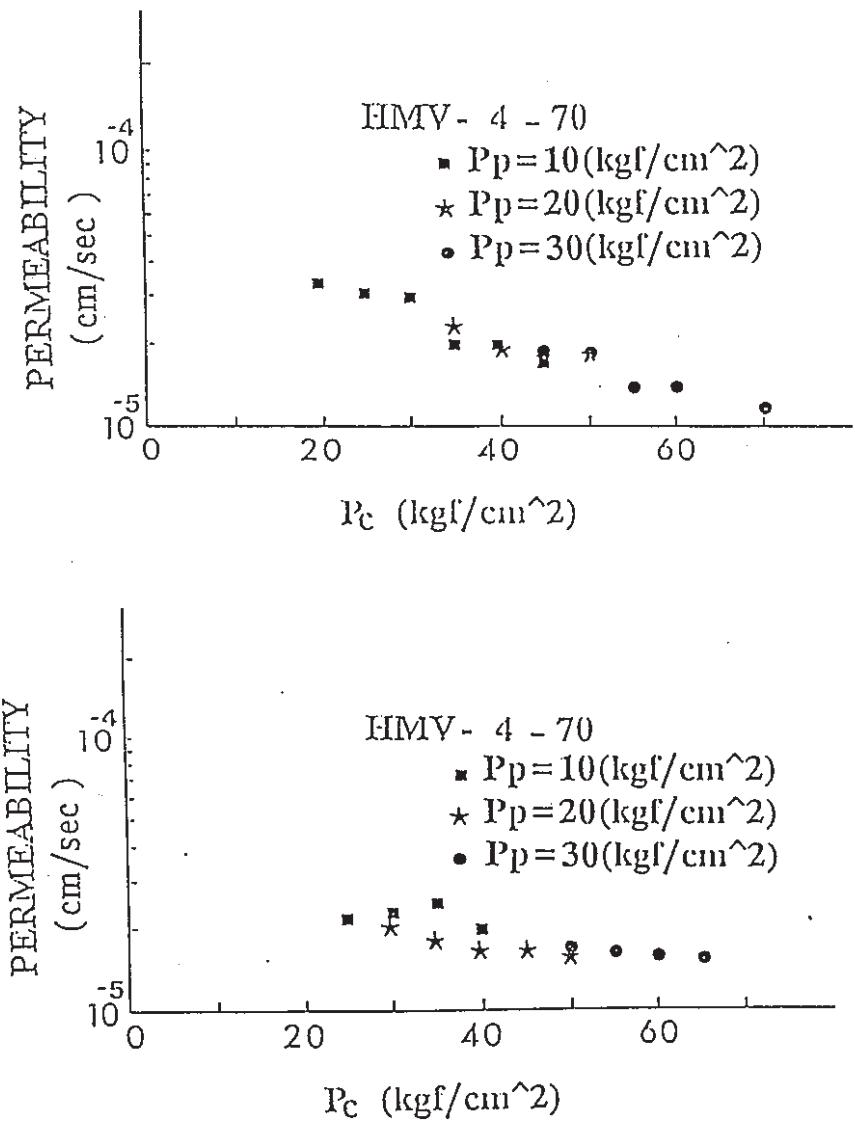


図 2. 8 間隙水圧が一定の条件下での封圧の透水係数への影響
(上: 封圧上昇時、下: 封圧下降時、幌延泥岩)

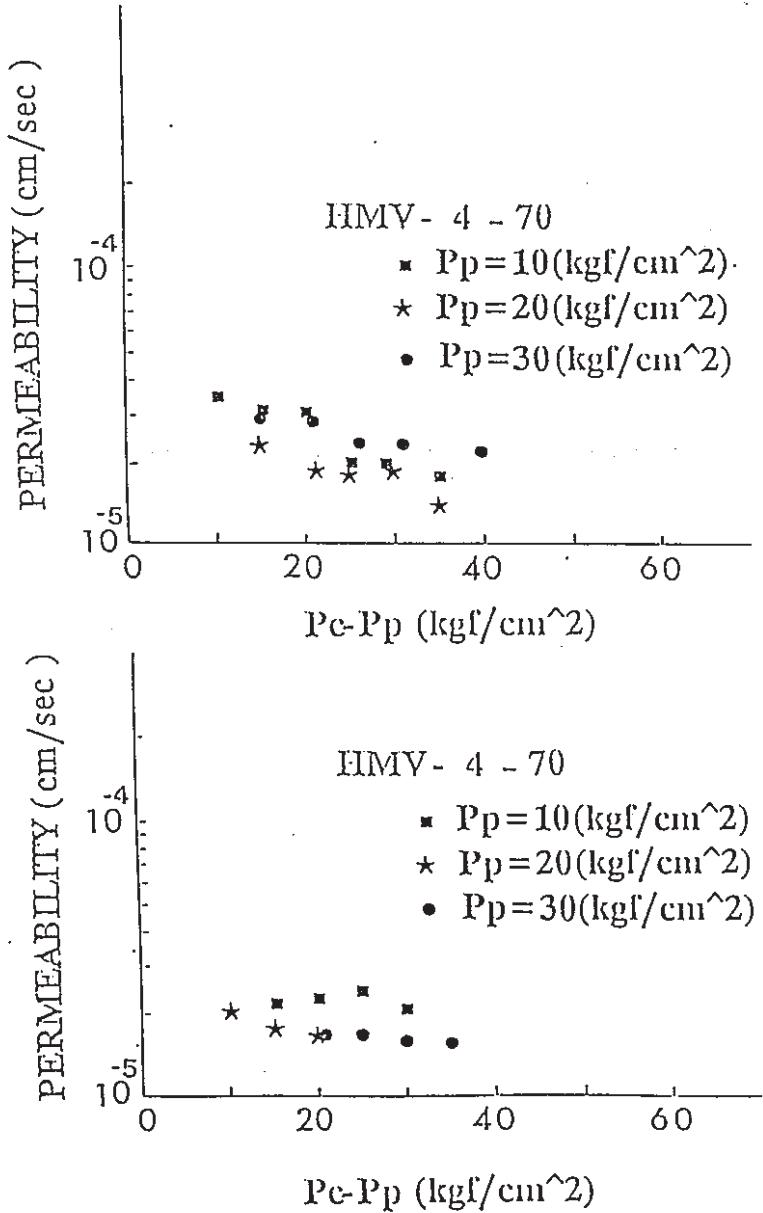


図 2. 9 有効封圧 ($P_c - P_p$) と透水係数の関係 (幌延泥岩)

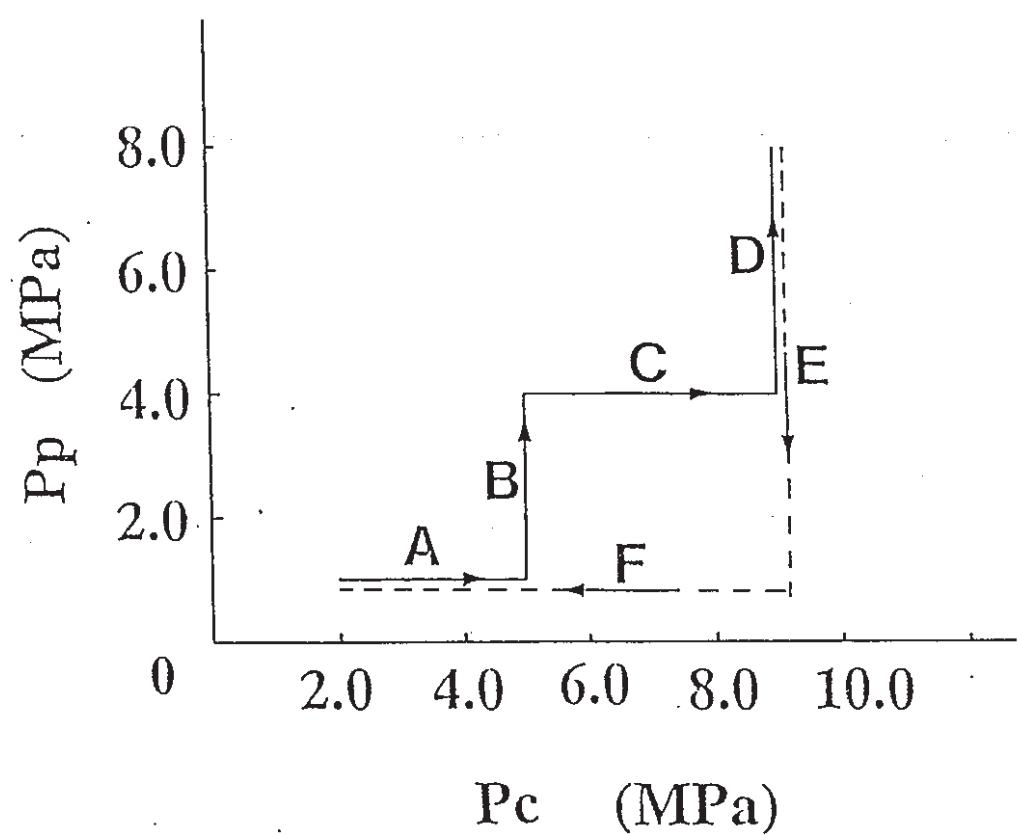


図 2. 10 供試体 H M H - 5 と H M V - 5 の負荷経路

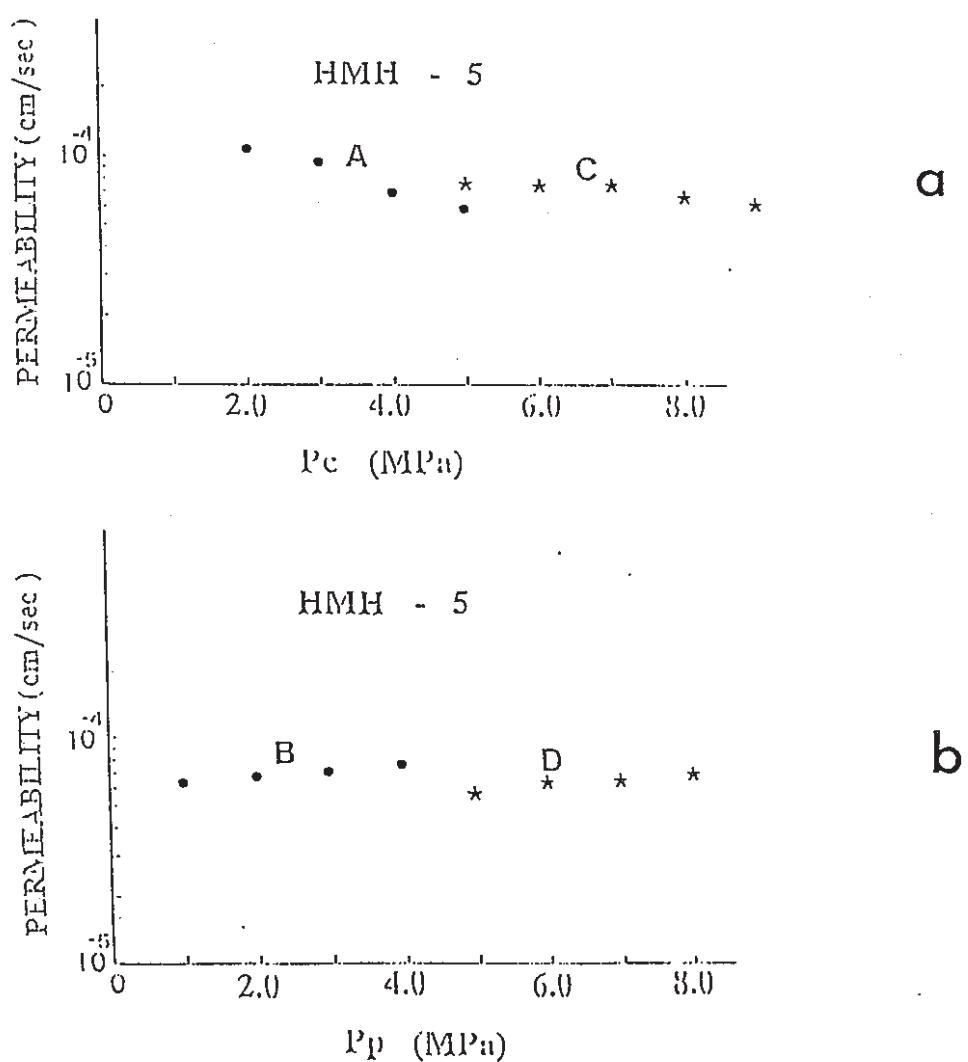


図 2. 1 1 透水係数に及ぼす封圧と間隙水圧の影響
(供試体: H M H - 5、幌延泥岩)

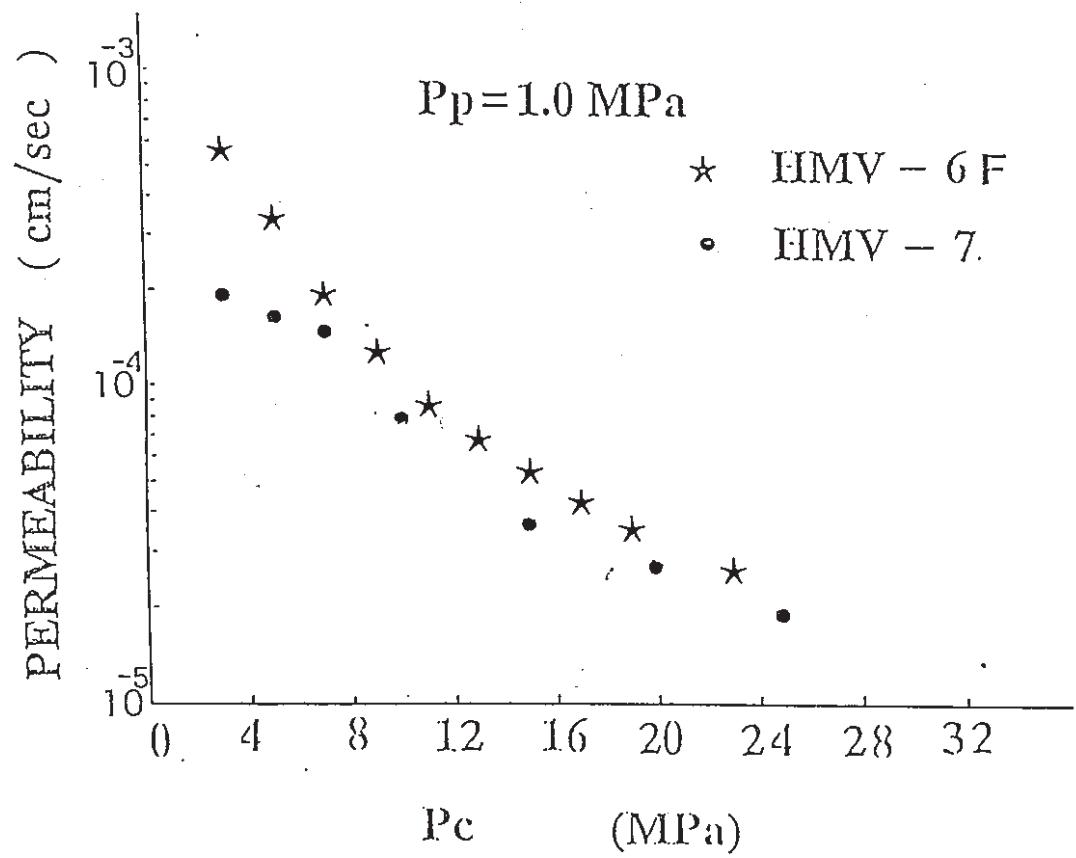


図 2. 12 透水係数と封圧との関係

(供試体: HMV - 6 F、HMV - 7、幌延泥岩)

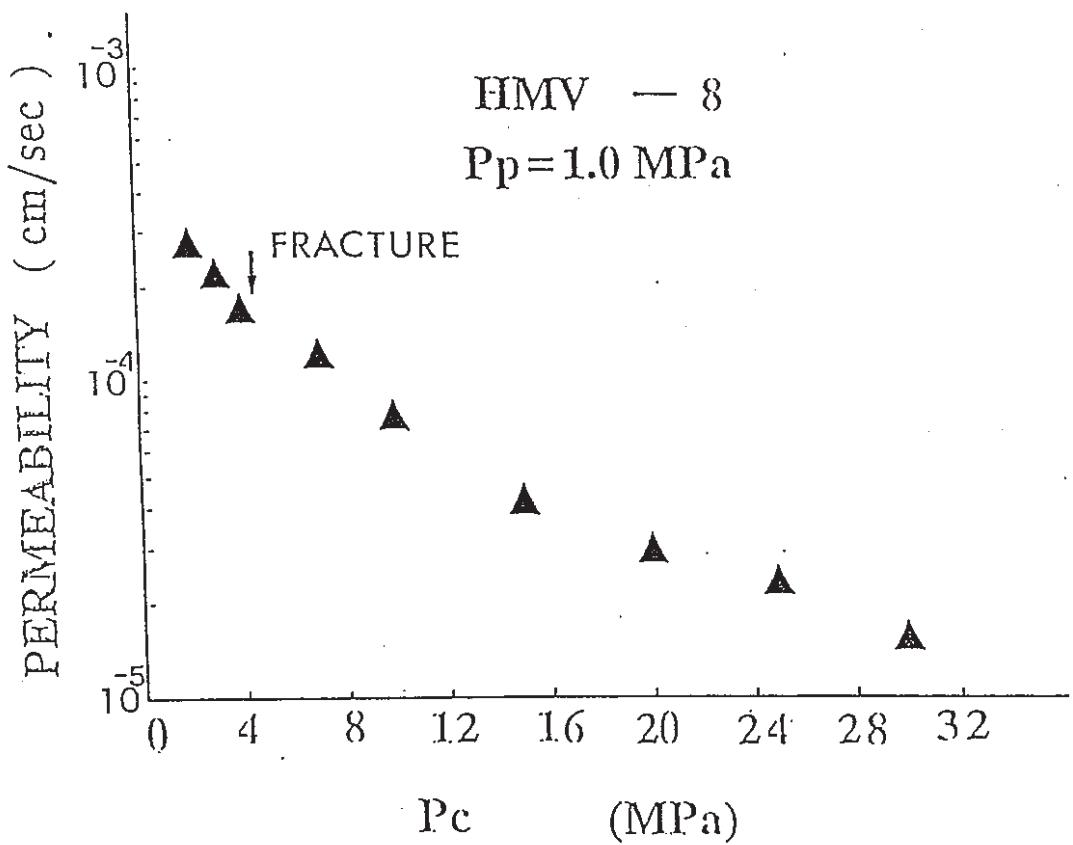


図 2. 13 一定の間隙水圧の下での透水係数に及ぼす封圧の影響
 (供試体: HMV-8、幌延泥岩)

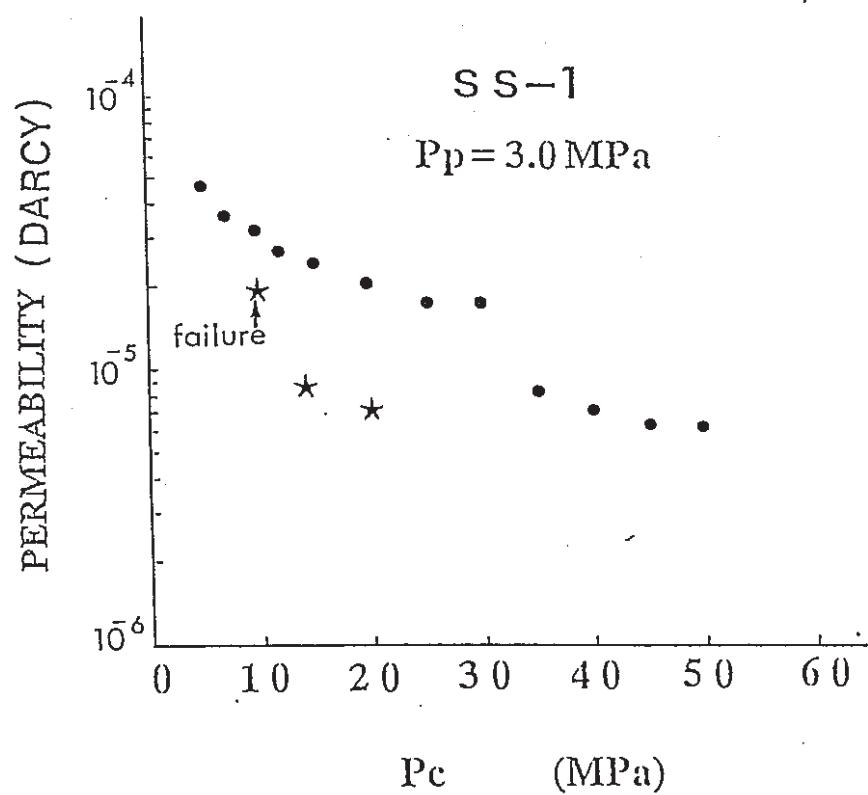


図 2. 14 一定の間隙水圧下での透水係数に及ぼす封圧の影響
(供試体: SS-1、白浜砂岩)

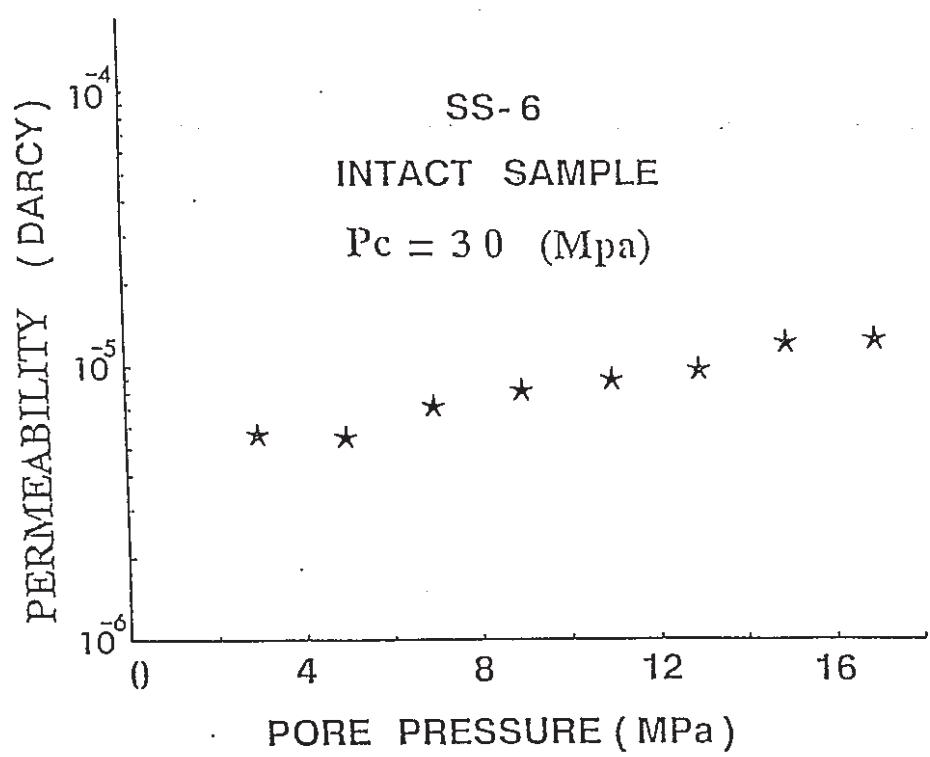


図 2. 15 一定封圧下での透水係数に及ぼす間隙水圧の影響
(供試体: SS-6、白浜砂岩)

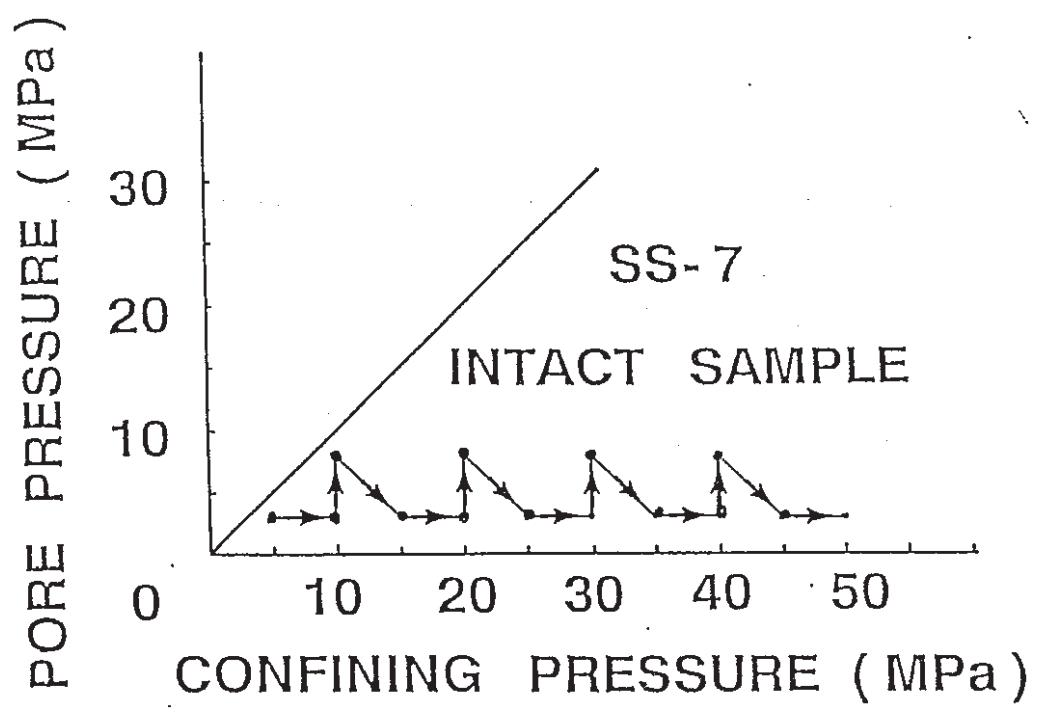


図2. 16 供試体SS-7の透水試験時の負荷経路
(図中の点に対応する条件下で測定を行っている)

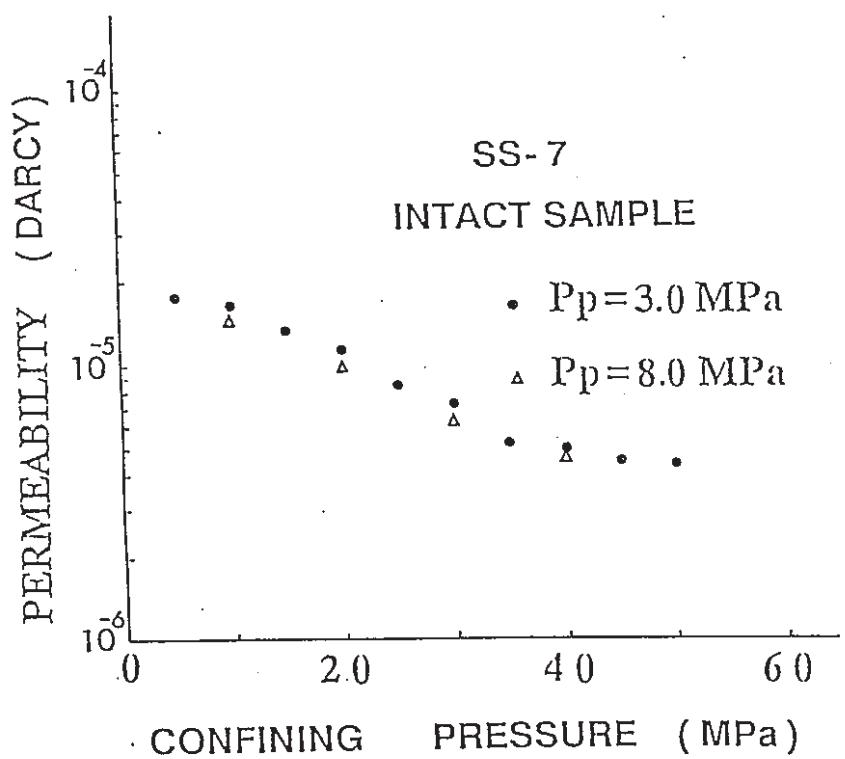


図 2. 17 透水係数に及ぼす封圧と間隙水圧の影響
(供試体: SS-7、白浜砂岩)

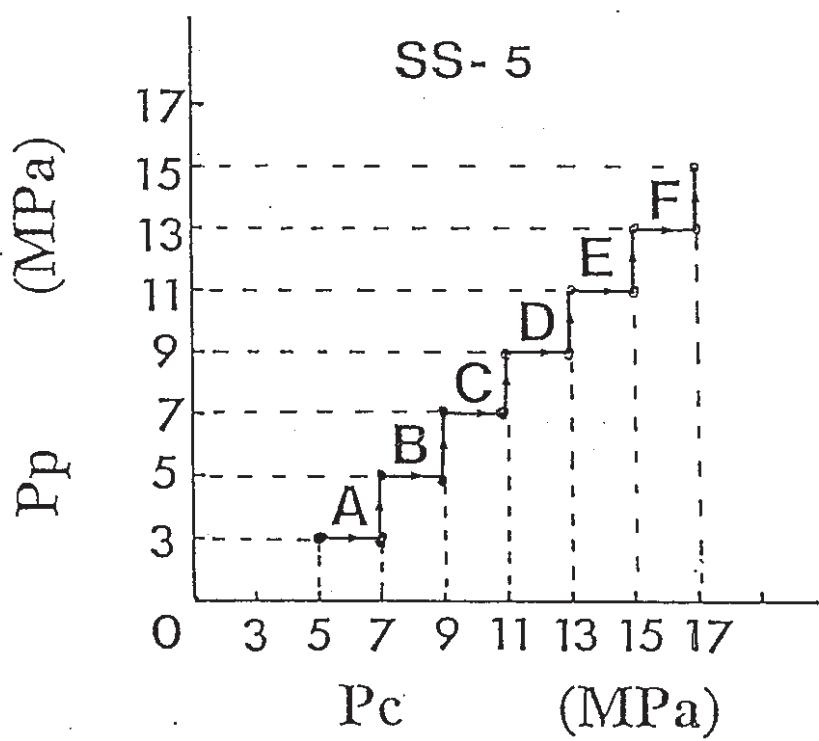


図2. 18 供試体SS-5の透水試験時の負荷経路
 (図中の点に対応する条件下で測定を行っている)

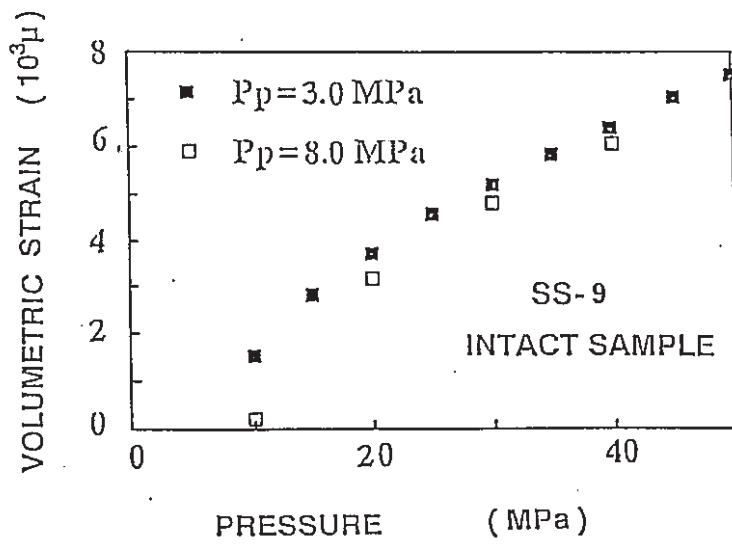
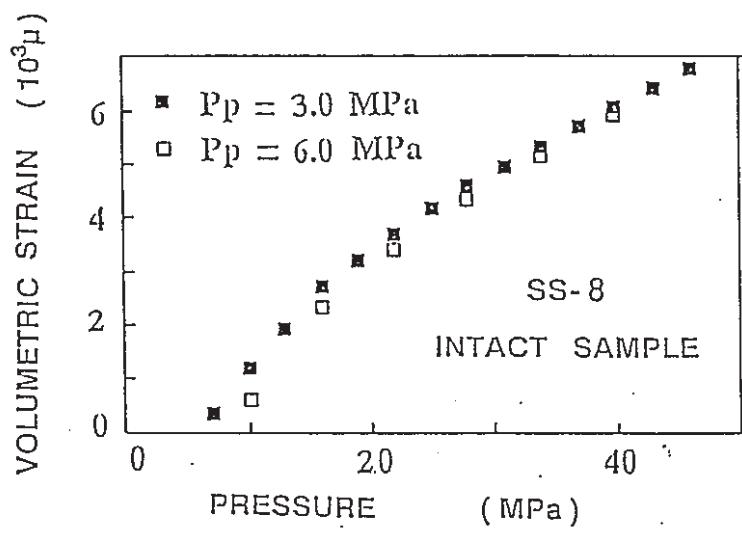


図2. 19 静水圧 - 体積ひずみの関係
(供試体: SS-8、SS-9、白浜砂岩)

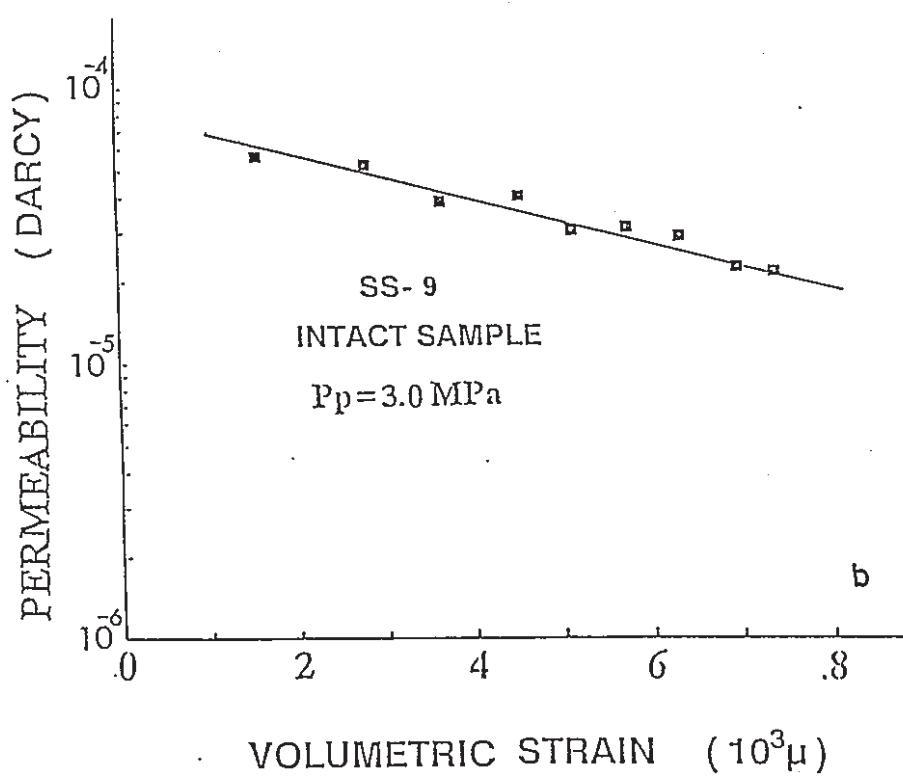
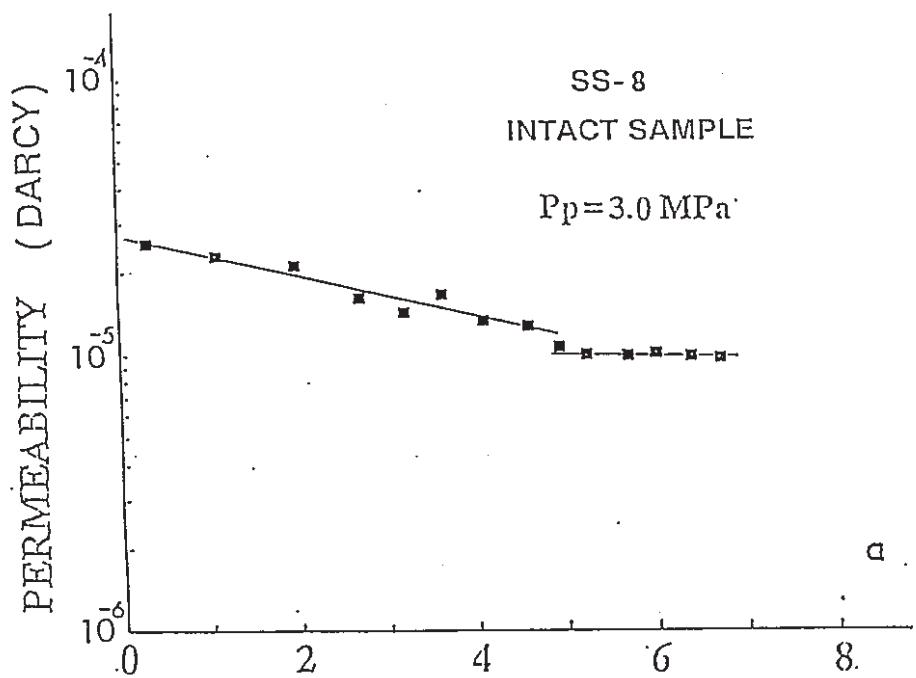


図2. 20 透水係数と体積ひずみの関係

(aは供試体: SS-8、bは供試体: SS-9、白浜砂岩)

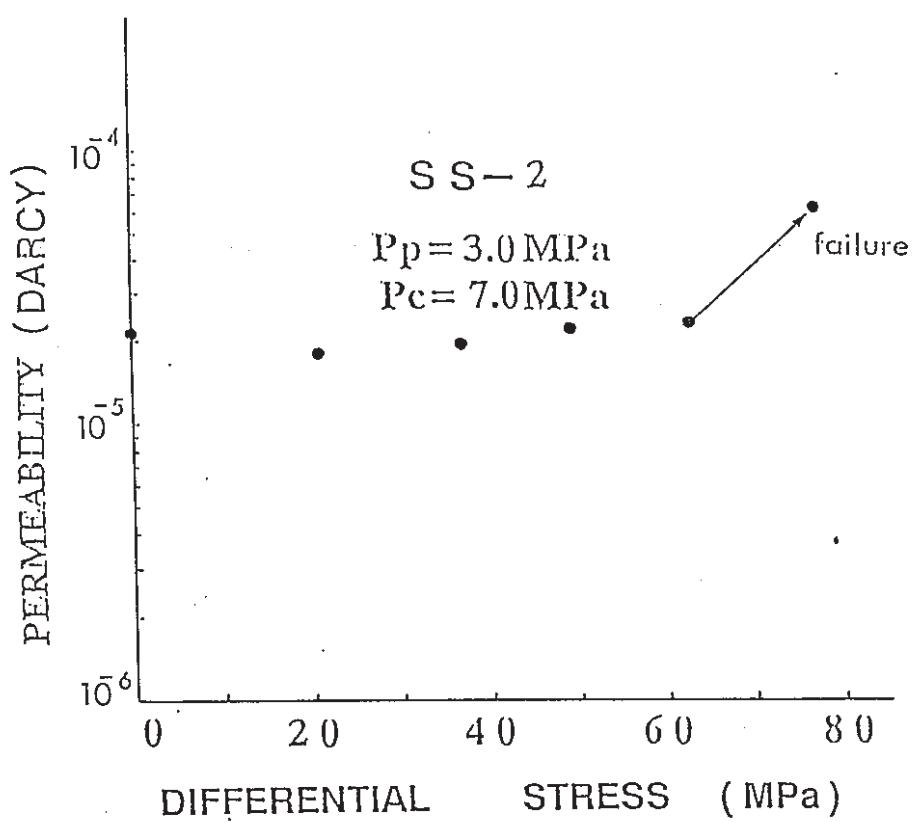


図 2. 21 軸圧の負荷に伴う透水係数の変化
 (供試体: SS-2、白浜砂岩)

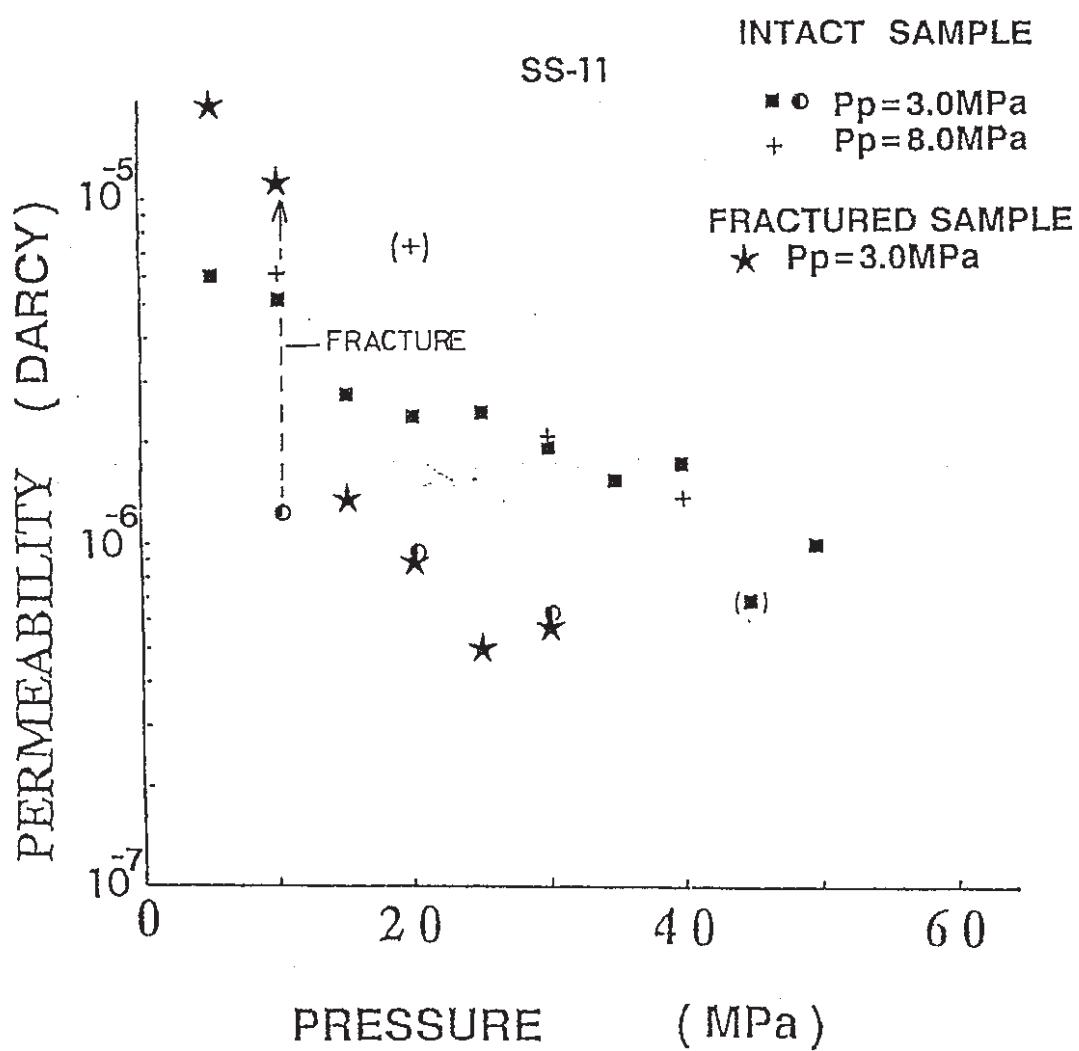


図2.22 静水圧の負荷に伴う透水係数の変化。破壊前と破壊後の2回負荷している
(供試体: SS-11、白浜砂岩)

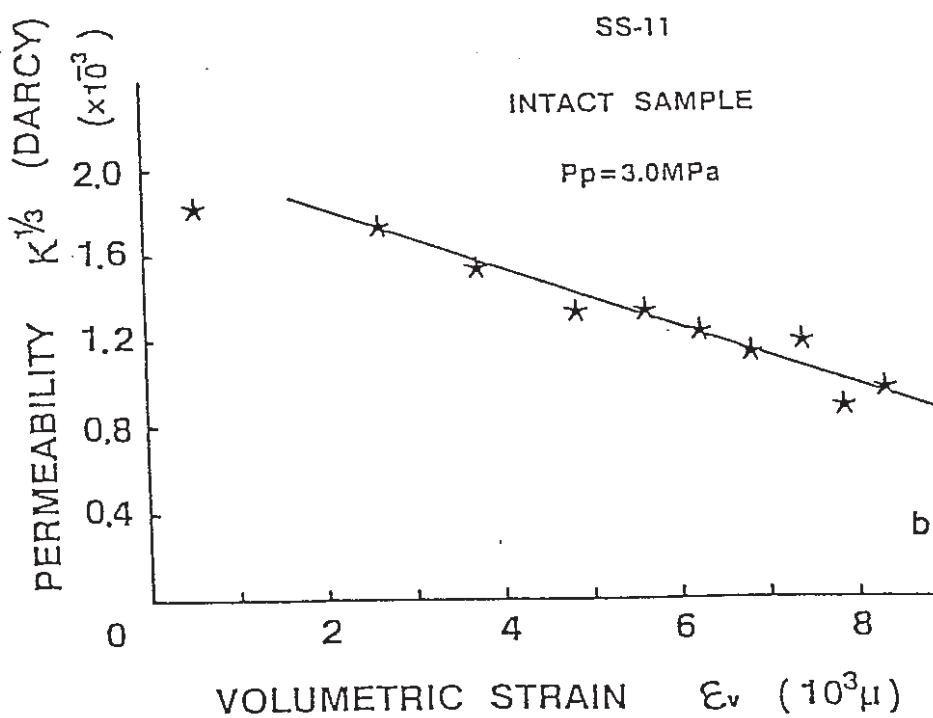
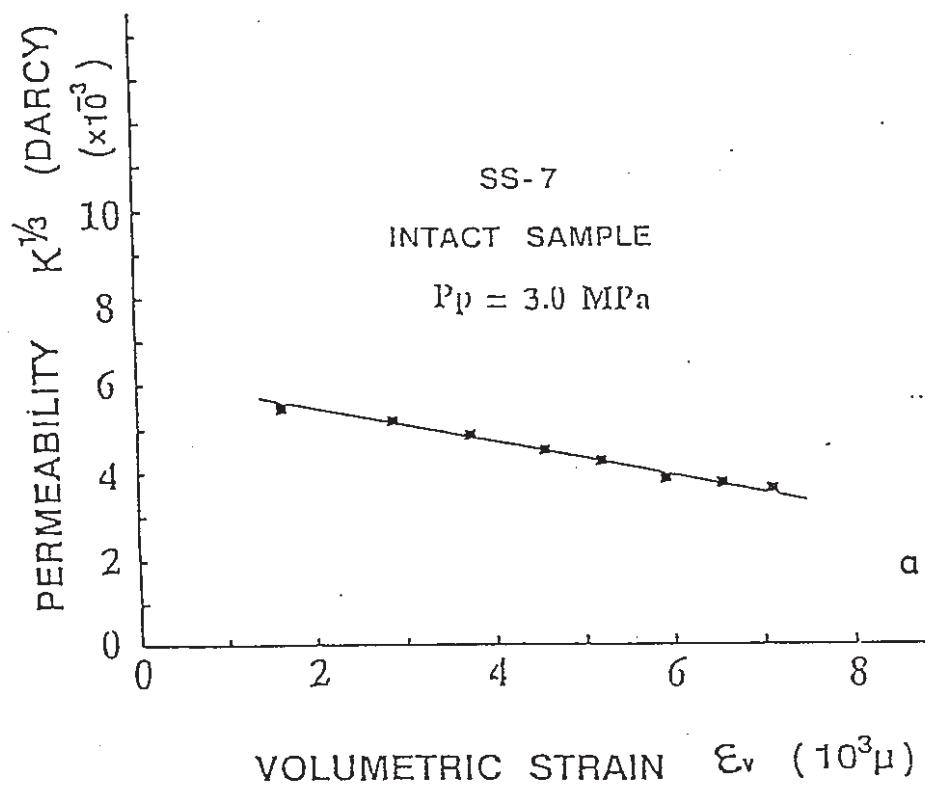


図2.23 透水係数の $1/3$ 乗 ($k^{1/3}$) と体積ひずみの関係。一定
間隙圧の下で得られた
(aは供試体: SS-7、bは供試体: SS-11
白浜砂岩)

第3章 縮尺地層模型試験による 双設空洞の解析

3. 1 緒言

地下深部に空洞を建設する際に掘削によって生じる周辺岩盤の力学的挙動を把握する一助として、縮尺地層模型試験をおこなった。このため、P波の伝播挙動を計測するセンサーと応力変化を検出するセンサーの2種類のセンサーを予め一定の間隔で模型内に埋設し、これから得た情報を力学的擾乱の解析に活用した。

今回は縮尺地層模型試験装置を新たに製作し、これを用いたので、試験に先立ち、その性能や特性について調べ、若干の改良をおこなった。また、計測量の多チャンネル化に対処するためにコンピューター制御による計測システムを開発・使用した。

3. 2 載荷装置と計測装置

3. 2. 1 載荷装置

本研究で用いた縮尺地層模型試験装置は本年度新たに設計・製作したもので、従来の経験を踏まえ次に述べるような幾つかの改良・工夫がなされている（図3. 1 a, b、写真3. 1 参照）。

① 平板状の模型に対し、水平方向については左右各4本、垂直方向については上下各5本のジャッキを用い、載荷板を介して2軸載荷する方法が採られている。予備的な試験結果をおこない、載荷中に模型が剛体変位をしないこと、模型内にはほぼ均一な応力状態が作り出されることなどを確認した。

また、各ジャッキは載荷板に対し剛には緊結されておらず、模型に強制変位を与えないようになっている。

② 試験中にバックリングなどの不安定な変位現象が発生しないように、模型の表・裏の全面を鋼製の拘束板で覆い、面に垂直な変位を拘束するようになっているが、拘束板には多数の透明アクリル板製の窓が設けられており、載荷された状態下の模型の破壊・変形の様子を目視できるようになっている（写真3. 1参照）。

③ 拘束板に設けられている窓は部分的に脱着可能になっている。これを利用し、載荷状態のままで模型の一部を掘削・加工することができる。

④ 反力棒の剛性を高め、また、模型に合わせて適切な寸法と形状を採用しているので、模型内にほぼ一様な応力状態を作り出すことができる。

3. 2. 2 計測システム

実験では膨大な量の計測データを処理しなくてはならない。このため、データの自動取り込み、転送、記録などの処理・解析を高速でおこなうシステムを開発した。この方式によると、模型内に埋設されたセンサーで受感した信号は G P - I B ケーブルを通り、 G P - I B (IEEE - 488) インターフェースボード (NEC PC - 9801 - 29n) を介してパソコン (NEC: PC - 9801 RX) に転送され、 40M ハードディスク (H.D.) に記憶される（図3. 2参照）。

データの取り込み・転送については次の 2 つ的方式が採用されている。 1 つは電気抵抗線ひずみゲージを使用したセンサー（応力センサー、ロードセル、および変位計）用で、センサーで拾われた信号はデータ・アクイジション・コントローラ (D.A.C.) を経由してパソコンに至る。もう 1 つは P 波の発振子、受振子用で、受振波形はデジタル・ストレージ・オシロスコープ (D.S.O.) を経由してパソコンに転送される。

なお、ノイズのない良質のデータを採取するために、装置にはノ

イズ対策も幾つか施されている。

3. 3 センサー

模型内に埋設するセンサーとして次の2種類を開発・製作した。

3. 3. 1 応力センサー

直径30、長さ60mmの円柱形モルタルに2枚のクロスゲージを貼り付けた構造をしている。軸方向をアクティブゲージ、横方向をダミーゲージとしてブリッジが組まれており、軸方向の応力（の変化）を受感するようになっている。モルタルは珪砂・ジェットセメント・水の混合材で、3.5:1.0:1.1の配合比を持っている。この材料特性は次のようにになっている：単軸圧縮強度＝約100kgf/cm²、ヤング率＝約 2.0×10^4 kgf/cm²、P波伝播速度＝約2.3km/s。

製作した全てのセンサーについて軸応力に対する出力感度を求めた。軸応力に対する出力値（ひずみ）の線形性が良好で、感度が $30 \pm 3 \mu / \text{kgf/cm}^2$ であるものだけを応力センサーとして採用した。

3. 3. 2 P波センサー

今回は前年度のものより長い伝播距離が得られるような方式のセンサーを開発・使用した。このため、発信子にはソレノイドを用いた電磁ハンマーによる起振方式を採用した（図3. 3a参照）。装置はステンレスケース内に納められ、AC100Vの電源がONになると、ケース内中心部に設置されているソレノイドが鉄芯の下部の金属部に打撃を与え発振し、OFFになると、鉄芯が上部のバネにより元の状態に戻るようになっている。この電源のON、OFFは起振制御装置（図3. 2参照）を介してパソコンで制御され、周期的に振動が発生するようになっている。発振子内部にはトリガーユ用圧電素子（共振周波数2MHz）が装着されている。

受振子は一つの真鍮製ケース内に共振周波数の異なる3種類の圧電素子（村田製作所 7D-5-1000BA, 7D-5-500BA, 7D-10-160BA、共振周波数はそれぞれ 1 MHz, 500 kHz, 160 kHz）が収められた構造をしている（図3. 3 b 参照）。一般にP波は模型材料のような脆弱な材料を長距離にわたって伝播するとその高周波成分はほとんど減衰・消滅してしまう。今回、どの程度の共振周波数を使用すべきか不明であったので、3種の素子を用いるという便法を採用したわけである。

発振子・受振子は向かい合わせて配置し使用する。

3. 4 供試模型と試験方法

3. 4. 1 供試模型

200 × 116 × 36 cm の寸法を持つ平板状の模型は、図3. 4、5に示すように、空洞掘削の予定箇所が厚い均一な層となっており、これを上下に配置したより剛性な層で挟んだ構造をしている。各層の単軸圧縮強度は中央部が 7.5、上下の層が 1.9 kgf/cm² となっている。

この模型の中央に一辺が 20 cm の正方形空洞を 2つ互いに 60 cm 離して掘削する。模型の長さの縮尺は 1/20 としたが、その他の諸量の縮尺は表3. 1 に示した。

試験は 2 回実施した。この内、最初の試験（供試体名：PMT-4）は試験装置の性能を確認することに主眼を置いた。その後で、多数のセンサーを埋設した模型（供試体名：PMT-5）を作り本格的な試験を実施した。

3. 4. 2 実験方法

供試模型を載荷装置にセットした後、模型を拘束板で挟みボルト締めしてから実験を開始する。まず、初期地圧に対応する設定応力

値になるまで、垂直・水平荷重を段階的に増加させる。次に、この応力状態を維持したままで空洞を掘削するが、掘削は6～8回のステップに区切り逐次的に進行させた。すなわち、一つ目の空洞については1、2ステップで上半を掘削し、3（～4）ステップで下半を掘削する。二つ目の空洞掘削も同様の手順に従って進める（図3.4、5参照）。各ステップ毎に以下の作業を実施した。

- ①拘束板の窓をはずして掘削する（写真3.2参照）。
- ②掘削終了後、窓を取り付ける。
- ③掘削中および掘削終了後に、写真の撮影と、計測をおこなう。

3. 5 試験結果

3. 5. 1 模型：PMT-4による予備試験の結果

本実験ではPMT-4と名付けた供試体を製作し、掘削方法の確立、および試験装置の基本特性について調べることなどを目的としたため、センサーは使用しなかった。模型の中央部の製作にあたっては、ここが均一で厚い岩盤層となるように、使用したミキサーの処理可能容量に換算して約十回分に相当する量のモルタルを一気に型枠内に流し込んだ。

初期地圧状態は垂直応力を約10、水平応力を 11 kgf/cm^2 とし、空洞の掘削を8ステップに分けておこなった。掘削時にはいずれのステップにおいても亀裂の出現など変状の発生は認められなかった。しかし、実験終了後に拘束板を取り除き、改めて供試体を観察したところ、両空洞周辺に大きな亀裂の生じていることがわかった。

各ジャッキの荷重、拘束板締め付けの各ボルトの引っ張り荷重などは、空洞掘削のステップの進行に対して変化が小さく、載荷装置全体が安定的に機能していることを確認した。

3. 5. 2 模型：PMT-5による本試験

本実験ではPMT-5と名付けた供試体を用いたが、供試体の製作時に2種類のセンサーを予定にしたがって多数埋設した（図3.5参照）。

垂直応力が約10、水平応力が 11 kgf/cm^2 の初期地圧の下で、空洞を6ステップに分けて掘削した。空洞が切り広げられるに従つて、周辺岩盤の空洞に向かう変位が顕著になった。掘削が完了した後、最初の初期地圧状態を約30時間維持し、変状の進行を観察した。それから、垂直応力を 10.7 kgf/cm^2 に維持したままで水平応力を7.2（除荷ステップA）、3.0（ステップB）、2.9（ステップC） kgf/cm^2 と段階的に減らしていった。次に、垂直応力を10.7、水平応力を 0.4 kgf/cm^2 の状態（除荷ステップD）にしてから全ての荷重を完全に除き試験を終了した。

3. 5. 3 破壊の様子

設定した地山強度比（＝一軸圧縮強度／被り圧）は0.75なので、空洞周囲は局部的に破壊しているはずであるが、空洞掘削時には目視できるような亀裂の形成は認められなかった。しかし、除荷後に拘束板をはずしたところ、両空洞ともその周辺に亀裂が発生していることがわかった（写真3.3参照）。これらの亀裂はちょうど拘束板に設けた透明アクリル窓の外に位置していたため、載荷中は観察できなかった。したがって、いつ形成されたのかは不明であるが、少なくとも除荷の過程で亀裂が拡大したことは疑いないと思われる。

亀裂の状況であるが、まず、両空洞とも左右の側壁部に破壊域が半円状に拡大している。これは亀裂の様相などからせん断破壊によって誘起されたものと判断される。また、両空洞の天井と下盤を結ぶ線に沿って貫通する亀裂も認められるが、亀裂の開口状況などから引張破壊によって生じたものと考えられる。

3. 5. 4 応力・ひずみの挙動

図3. 6は掘削による空洞周囲岩盤内の応力変化を示したものである。両空洞の中心を通る水平線上ではいずれの測点においても、空洞の拡張とともに応力が上昇している。特に両空洞間のピラー部の応力の増大が顕著である。空洞から離れた上下の領域では、掘削の進行に伴う応力の変化がほとんどどちらかといえば下降気味である。

掘削終了後、荷重を約40時間同一状態を維持したが、そのときにセンサーの示した経時変化を図3. 7に示す。いずれの箇所でも、時間経過に伴い、速度に換算して $1.5 \sim 2.2 \mu/h$ の大きさで（圧縮）ひずみが増加しており、クリープ現象を呈している。特に、ピラー部ではひずみ速度の大きいことが注目される。

除荷の過程における応力変化を図3. 8に示す。垂直荷重を維持したままで水平応力だけを減少させる過程（除荷ステップA～C）では、両空洞の中心を通る水平線上の測点の応力はいずれも上昇している。これ以外の測点では、半分程度が微増、残りが微減している。

完全に除荷した段階で、各センサーには応力に換算して $5 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ のひずみが残留しているが、この大部分はクリープ過程で生じた残留ひずみであると考えられる。

3. 5. 5 弾性波（P波）の挙動

模型の中央部に配置された発信子T3から出た弾性波を、受信子R3に内臓されている応答周波数160kHzのセンサーで受振したときの波形を図3. 9に示した。これを見ると掘削の進行に伴い、伝播時間はわずかではあるが、次第に短くなり、伝播速度が大きくなっている。受感された波は2つの空洞間のピラーの中央を鉛直方向に直線的に伝播していると考えられる。

この波については振幅わずかながら増加しているのが注目される。

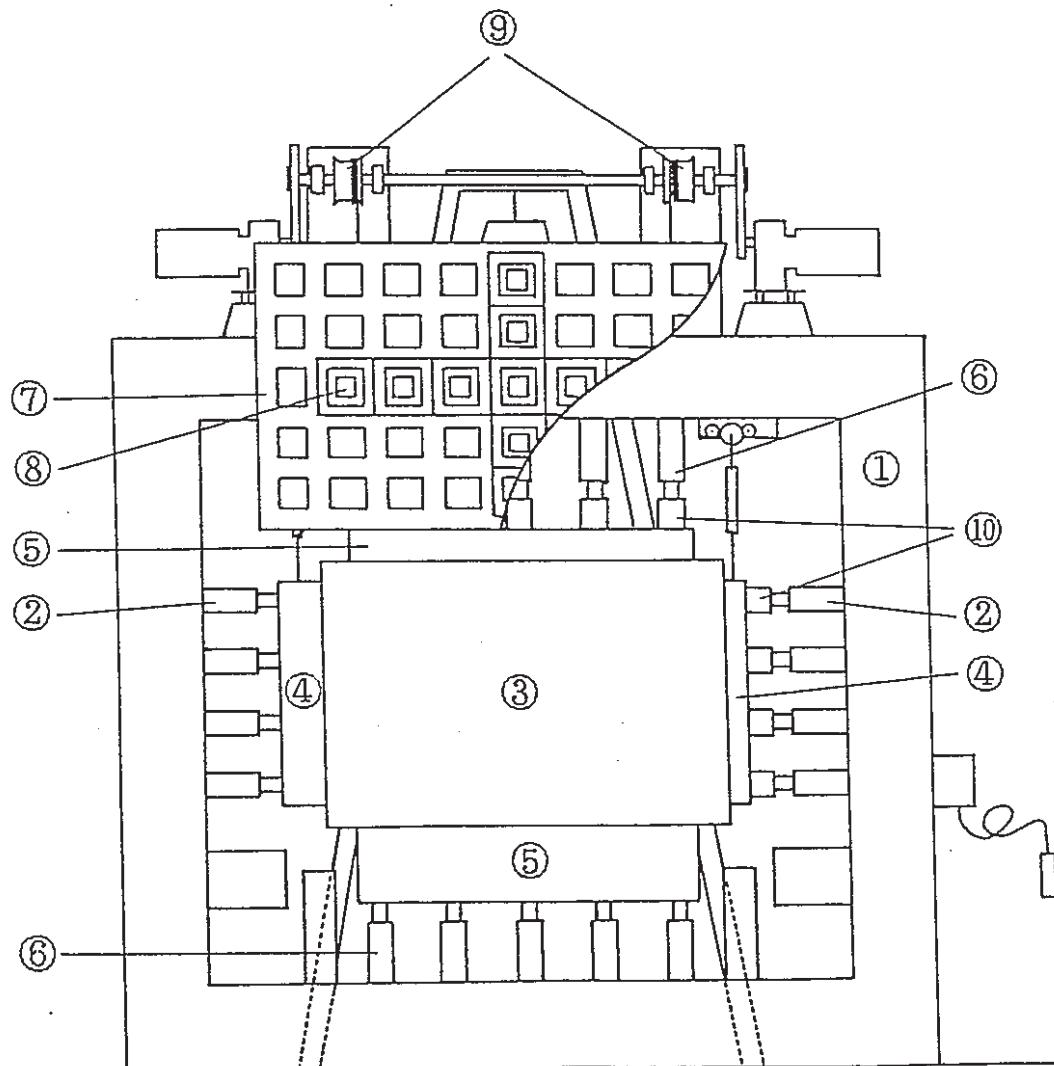
T 3 から R 3 に伝播した P 波の中で、応答周波数 500 kHz、1 MHz のセンサーで受振した波形をそれぞれ図 3. 10、11 に示す。振幅は 2 つめの空洞の掘削を開始した後、わずかではあるが増大している。

発信子と受信子を結ぶ直線（伝播経路）を空洞が切るときに生じる弾性波の挙動に関する事例を図 3. 12 に示す。掘削ステップ 1 が終了した段階で伝播経路は空洞の側壁に接する状態になるが、これに伴い波形は大きく乱れる。掘削ステップ 2 で伝播経路は空洞で完全に切られた状態になるが、波の到達時間が最初に比べ大幅に遅くなり、かつ、最初に到達する波の形も変わっている。これは直線的に伝播する透過波が消え、屈曲波が伝播することを示唆している。

弾性波は材料中を伝播する際、一般に周波数の高い成分ほど大きく減衰するが、この特性は図 3. 9（応答周波数 160 kHz）、3. 10（応答周波数 500 kHz）、3. 11（応答周波数 1 MHz）を比較すればわかるように、T 3 - R 3 間のデータにおいても明瞭に認められる。

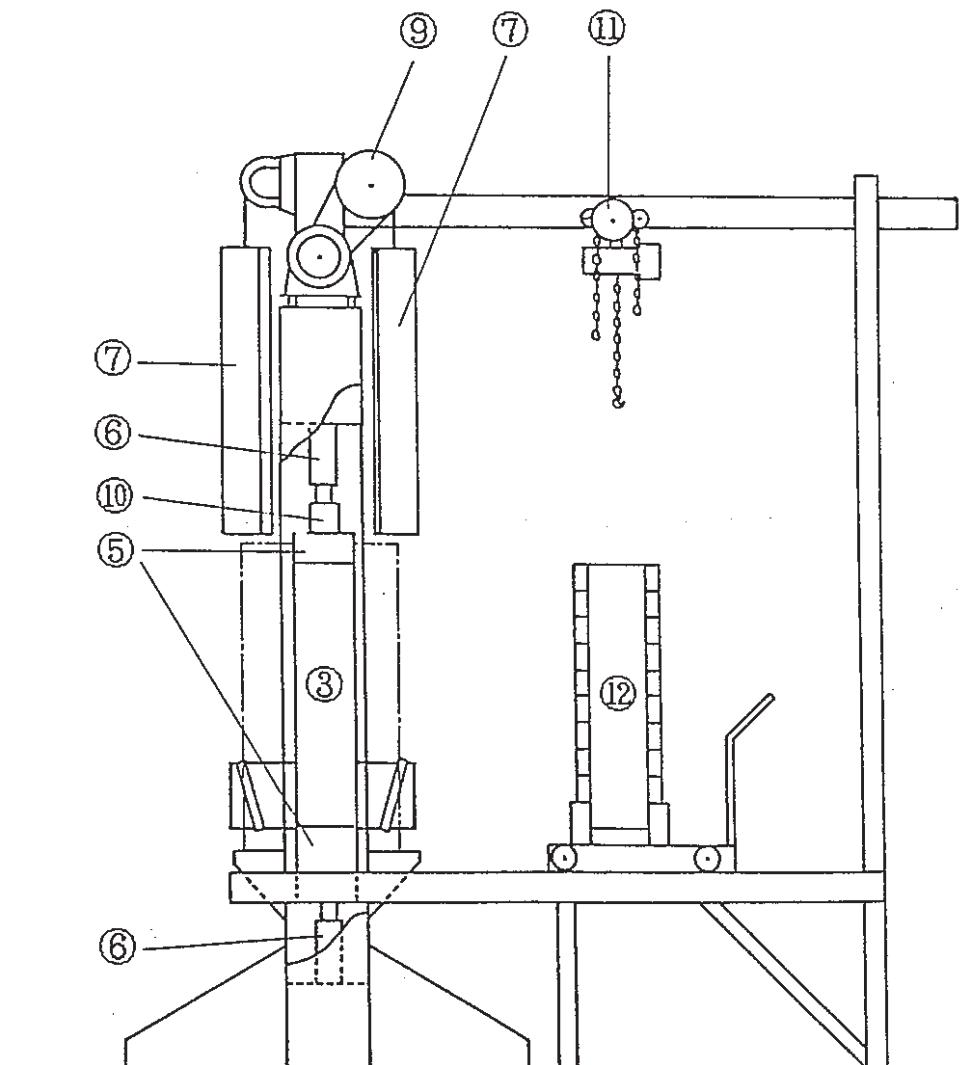
表 3. 1 各物理量の縮尺

	縮尺 記号	長壁式切羽の進行 を想定した場合	大深度地下空洞の建設 を想定した場合
長さ	a ₁	1/30	1/20
密度	a _ρ	3/5	3/5
時間	a _t	30 ^{-1/2}	20 ^{-1/2}
質量	a _m	4/5×10 ⁻³	3/80×10 ⁻³
加速度	a _g	1	1
応力	a _σ	1/50	3/100
強度	a _S	1/50	3/100
弾性率	a _E	1/50	3/100
粘着力	a _{C。}	1/50	3/100
角度	a _φ	1	1
ボアン比	a _ν	1	1



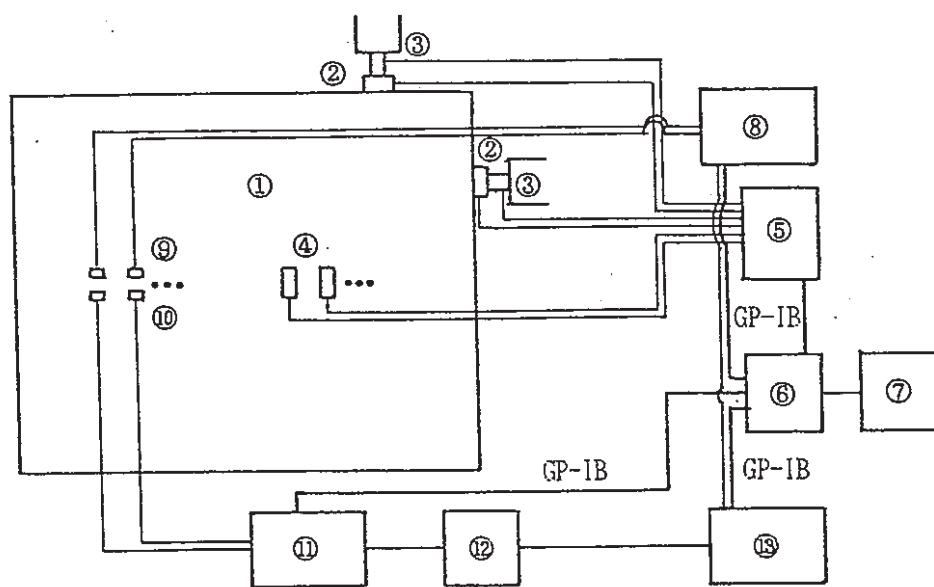
- ① 反力枠
- ② 水平方向用載荷ジャッキ
- ③ 供試模型
- ④ 水平方向用載荷板
- ⑤ 垂直方向用載荷板
- ⑥ 垂直方向用載荷ジャッキ
- ⑦ 約束板
- ⑧ 着脱式観察窓
- ⑨ 約束板着脱式電動ウィンチ
- ⑩ ロードセル

図3. 1 a 縮尺地層模型試験装置（正面図）



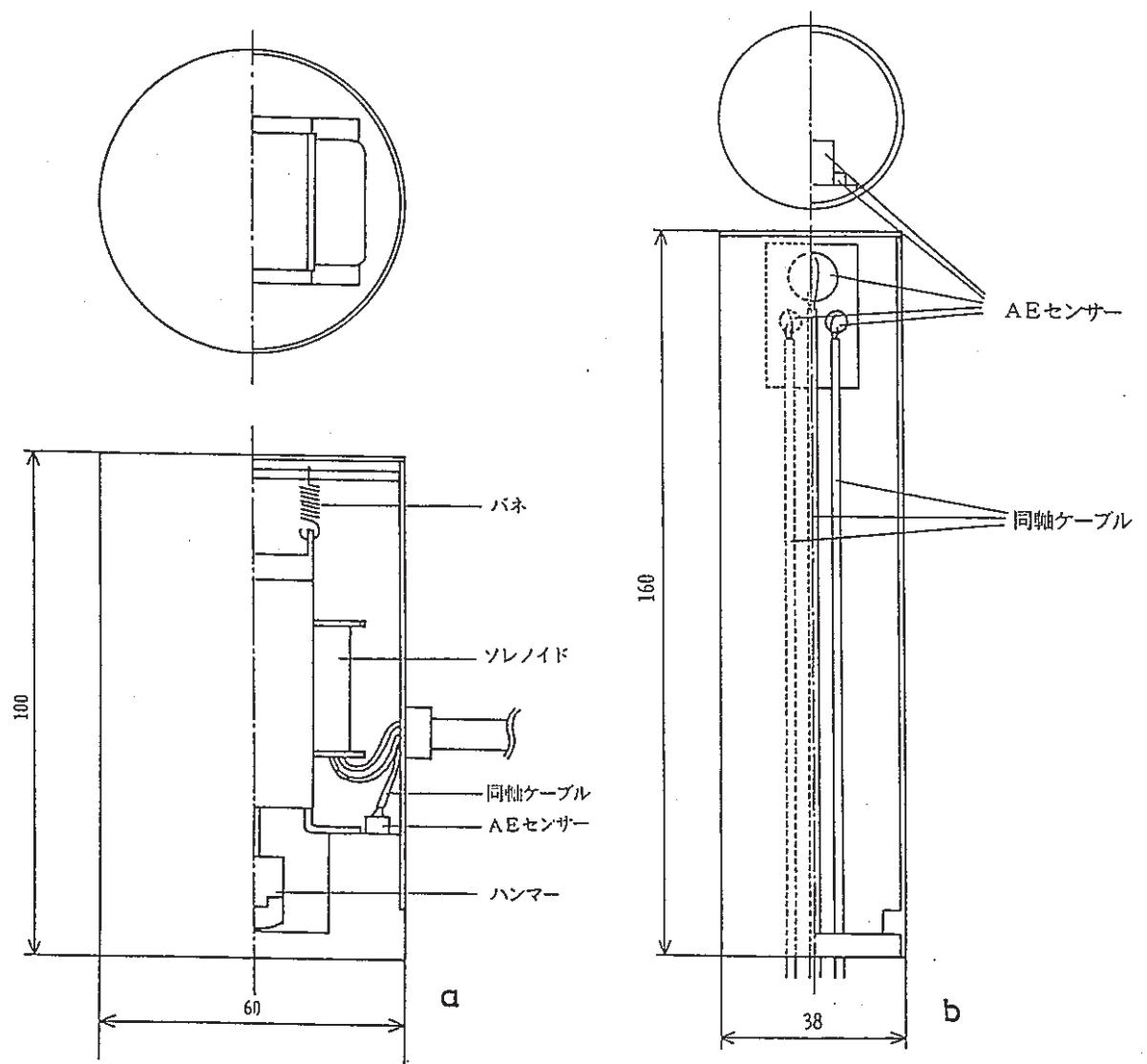
- ③供試模型
- ⑤垂直方向用載荷板
- ⑥垂直方向用載荷ジャッキ
- ⑦拘束板
- ⑨拘束板着脱式電動ウインチ
- ⑩ロードセル
- ⑪電動式チェーンブロック
- ⑫台車付模型作成方舟

図 3. 1 b 縮尺地層模型試験装置（側面図）



- | | |
|-------------|--------------------------|
| ①供試模型 | ⑧発振制御装置
(含ス위ッチコントローラ) |
| ②ロードセル | ⑨発振子 |
| ③変位計 | ⑩受振子 |
| ④応力センサー | ⑪同軸用ス위ッチコントローラ |
| ⑤D. A. C. | ⑫ローノイズアリアンプ |
| ⑥パソコン | ⑬デジタルストレージオシロ |
| ⑦40Mハードディスク | |

図3. 2 計測システムブロック図



垂直応力 10.5 (350) kgf/cm²
水平応力 8.5 (283) kgf/cm²

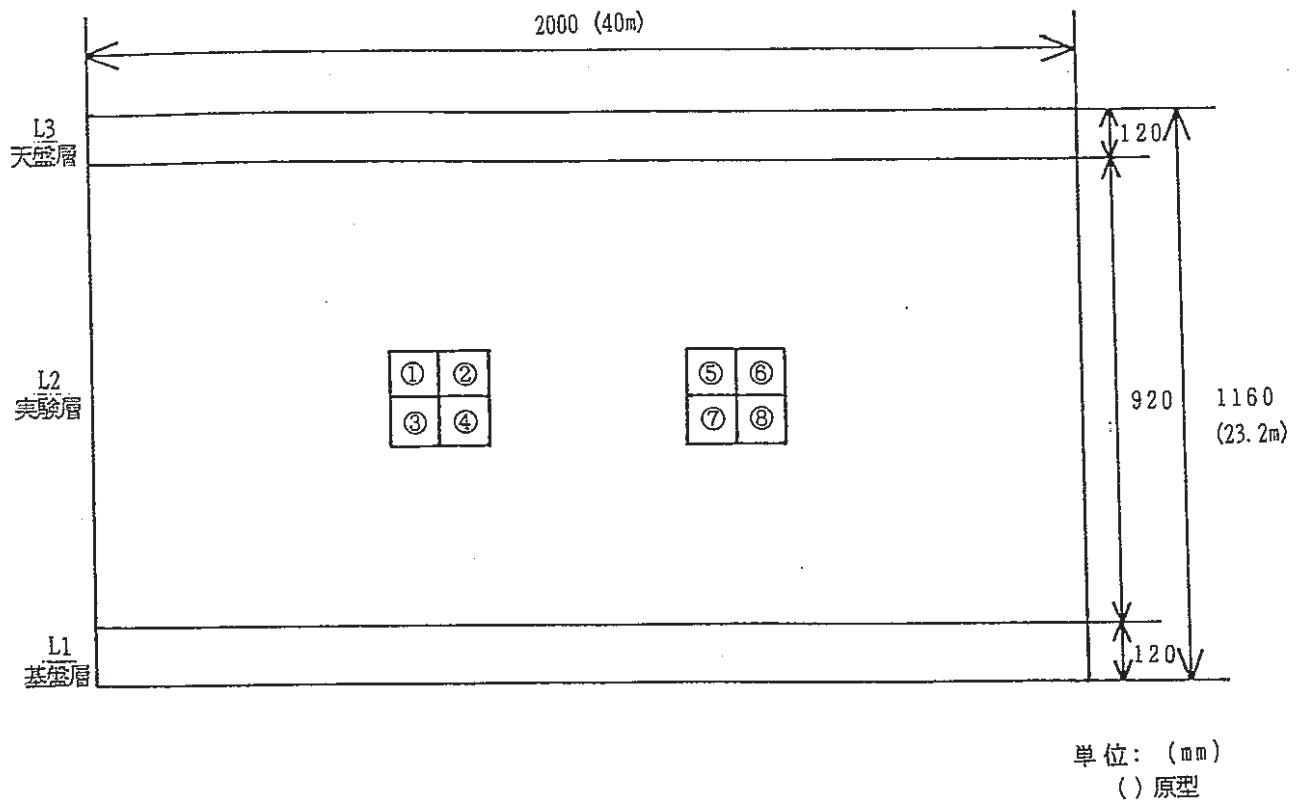


図 3. 4 供試模型: P M T - 4

2つの空洞内の ①、②. . は掘削の順序を示す

垂直応力 10 (333) kgf/cm²
水平応力 11 (367) kgf/cm²

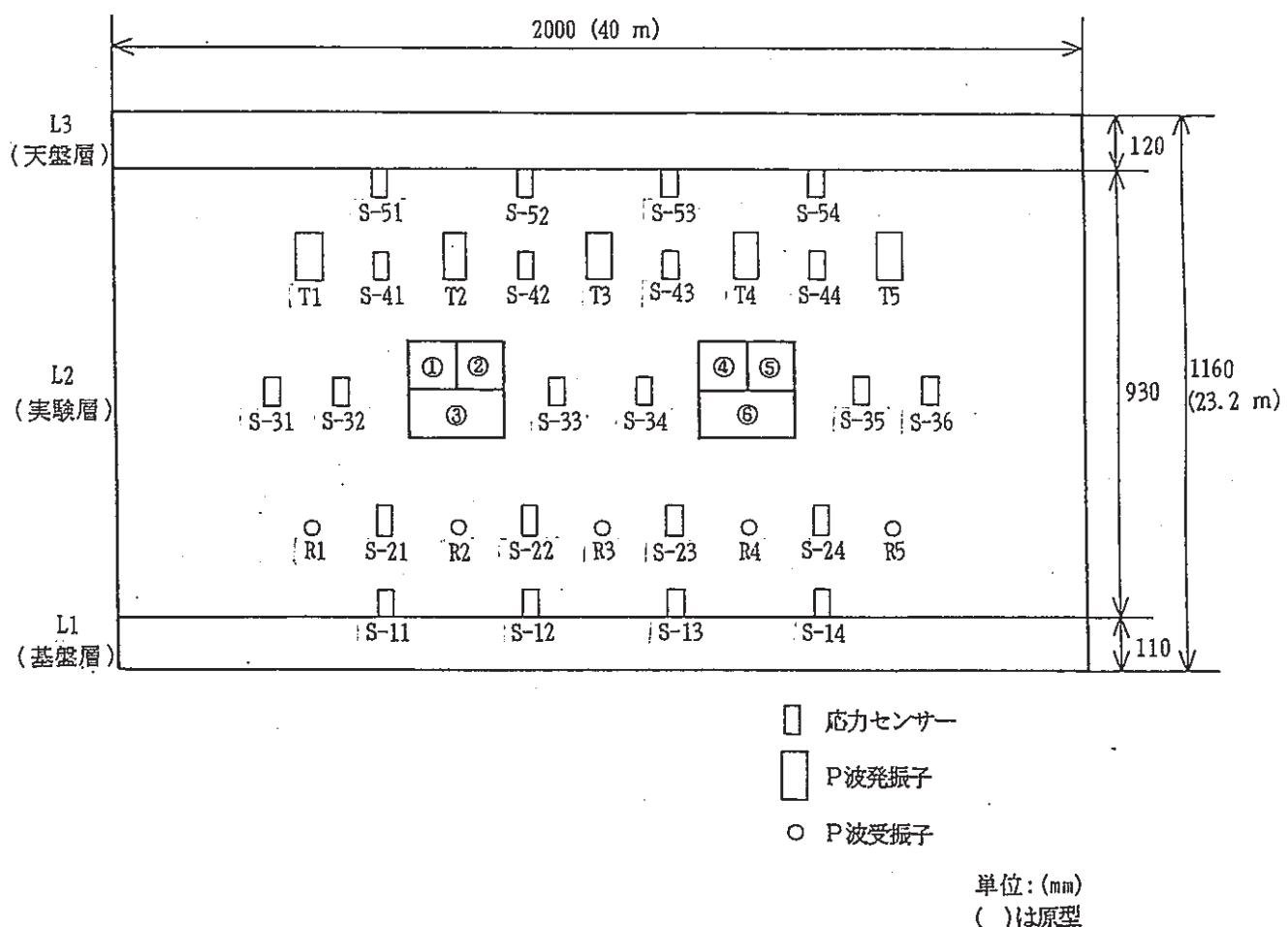


図 3. 5 供試模型: P M T - 5

2つの空洞内の ①、②. . . は掘削の順序を示す

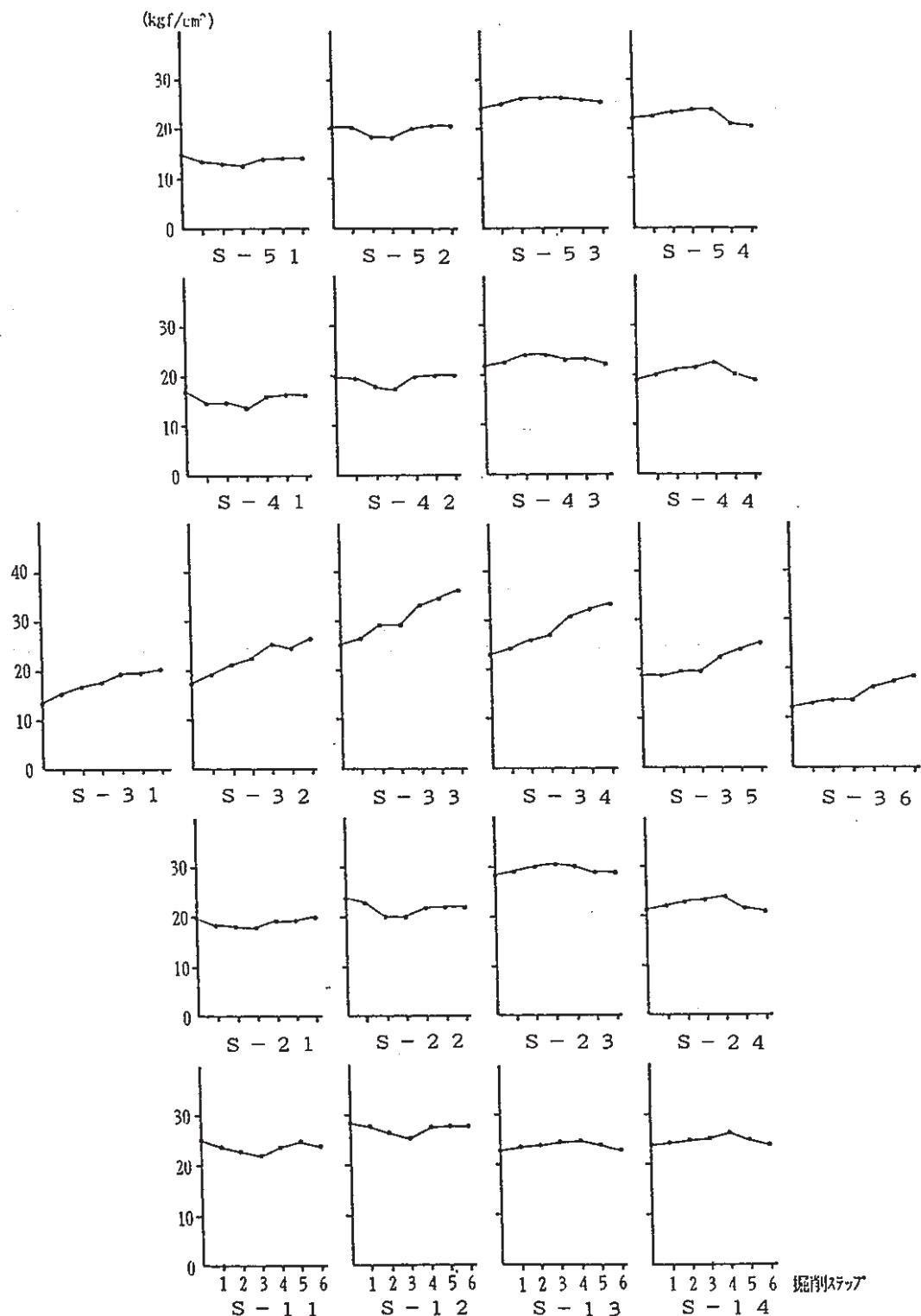


図3. 6 空洞掘削に伴う応力変化 (PMT-5)

グラフの各点は掘削順序に対応している

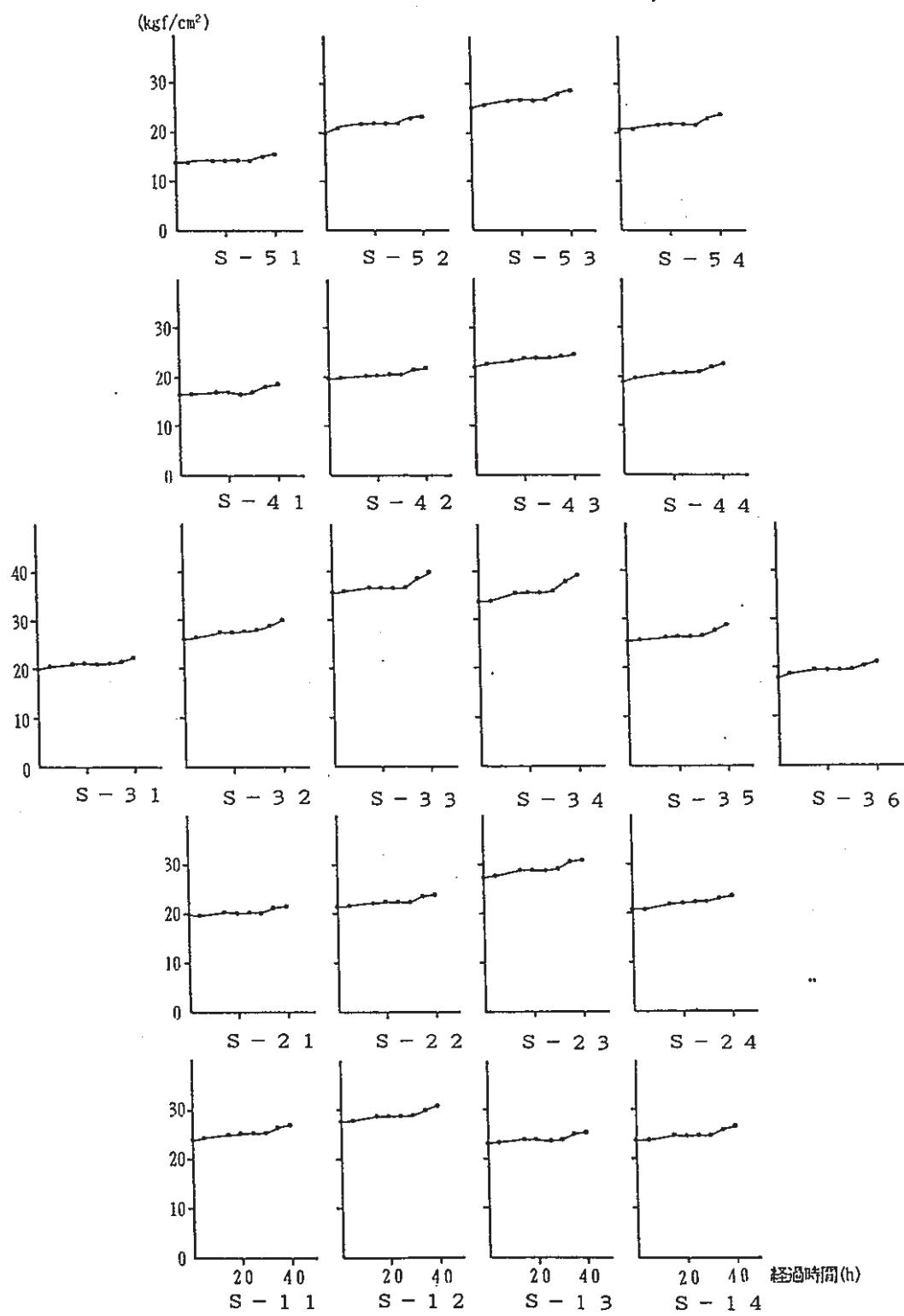


図 3. 8 経時変化に伴うひずみ変化 (PMT-5)
40時間の間、荷重状態は一定に保っている

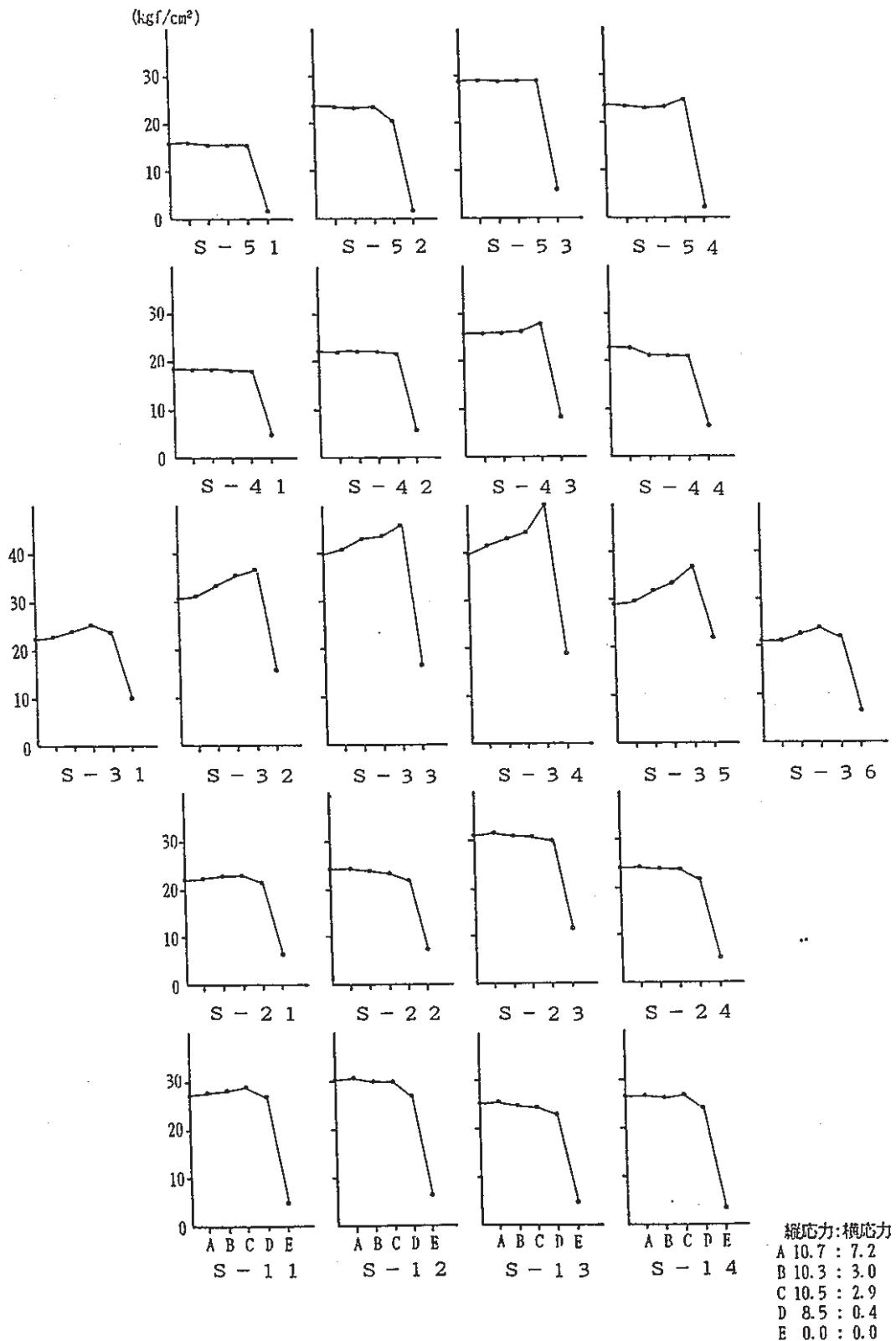


図3.8 除荷に伴う応力変化 (PMT-5)
 グラフの各点は除荷過程に対応している

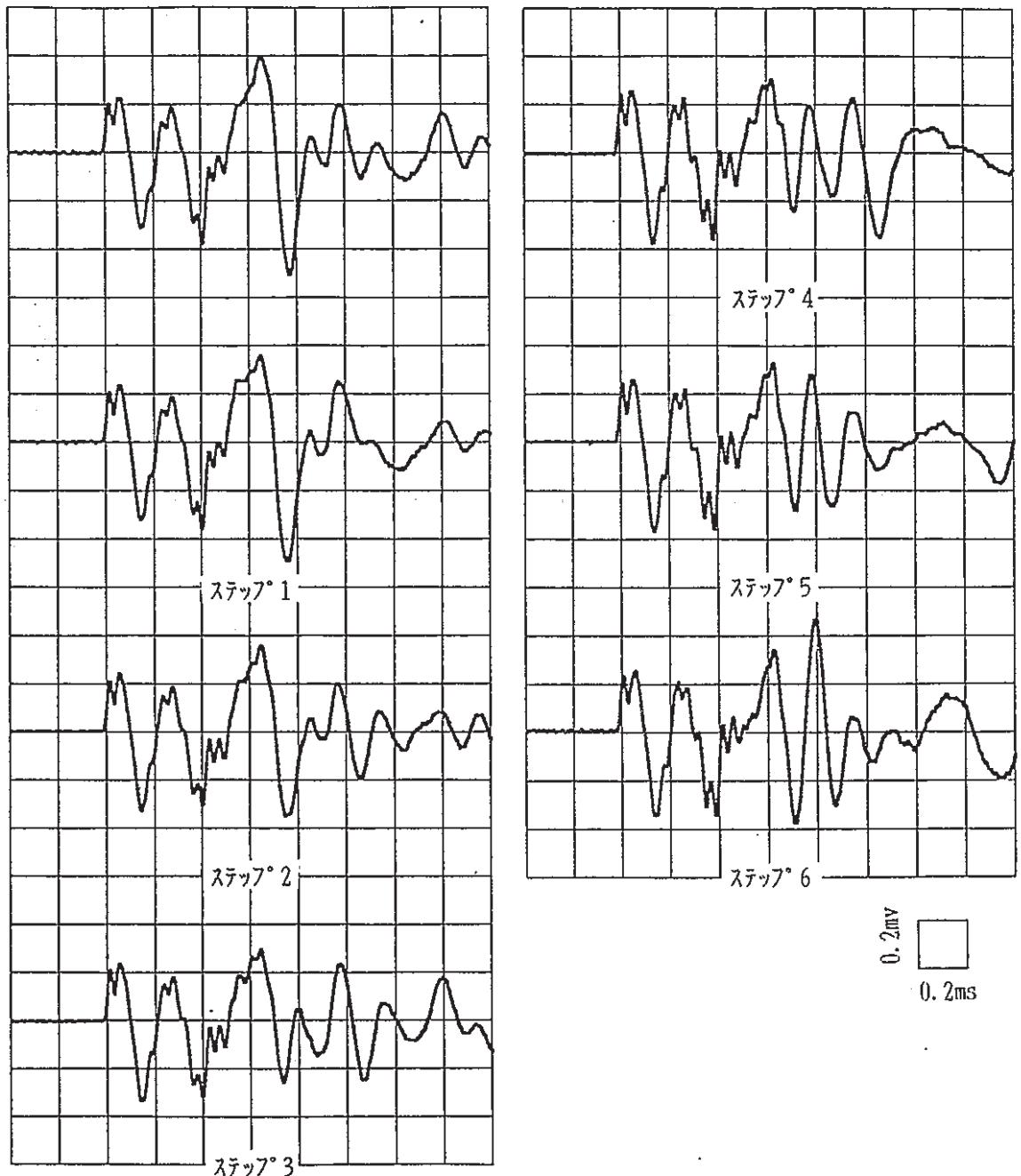


図 3. 9 挖削に伴う T 3 - R 3 間を伝播する波形の変化。
(P M T - 5)、共振周波数 1 6 0 kHz の受振子を使用

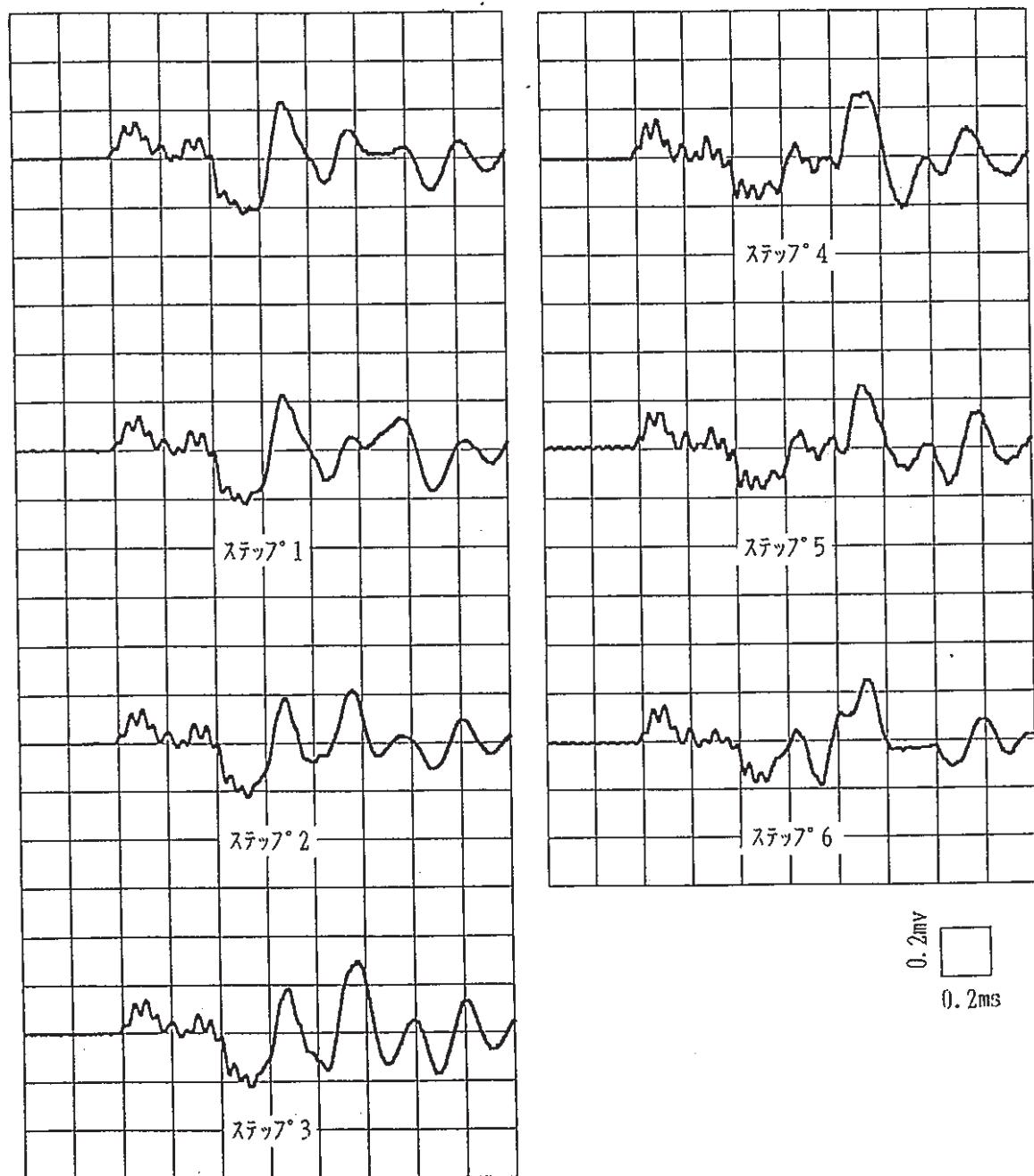


図 3. 10 挖削に伴う T 3 - R 3 間を伝播する波形の変化。
 (PMT-5)、共振周波数 500 kHz の受振子を使用

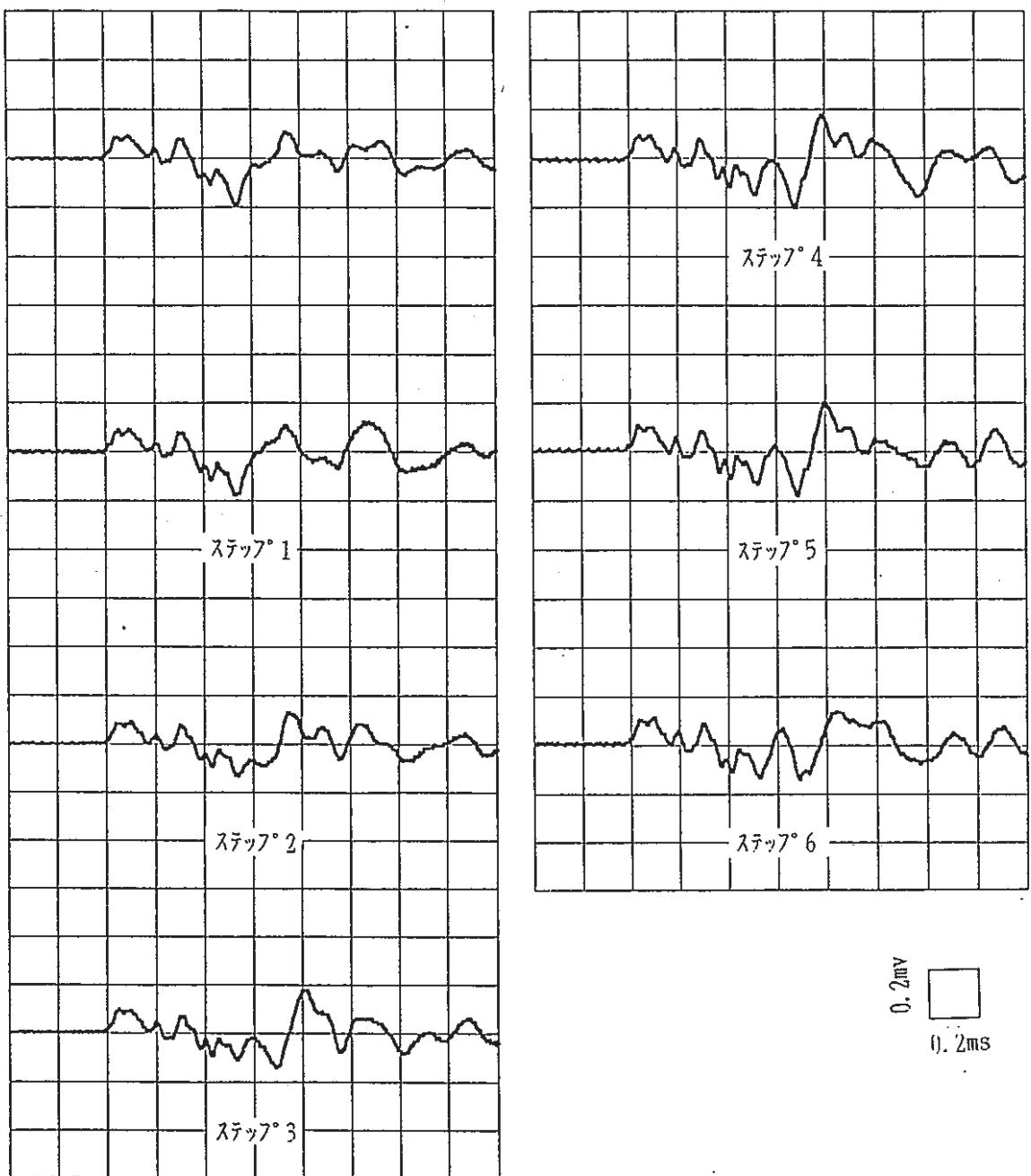


図3. 11 挖削に伴うT3-R3間に伝播する波形の変化。

(PMT-5)、共振周波数1MHzの受振子を使用

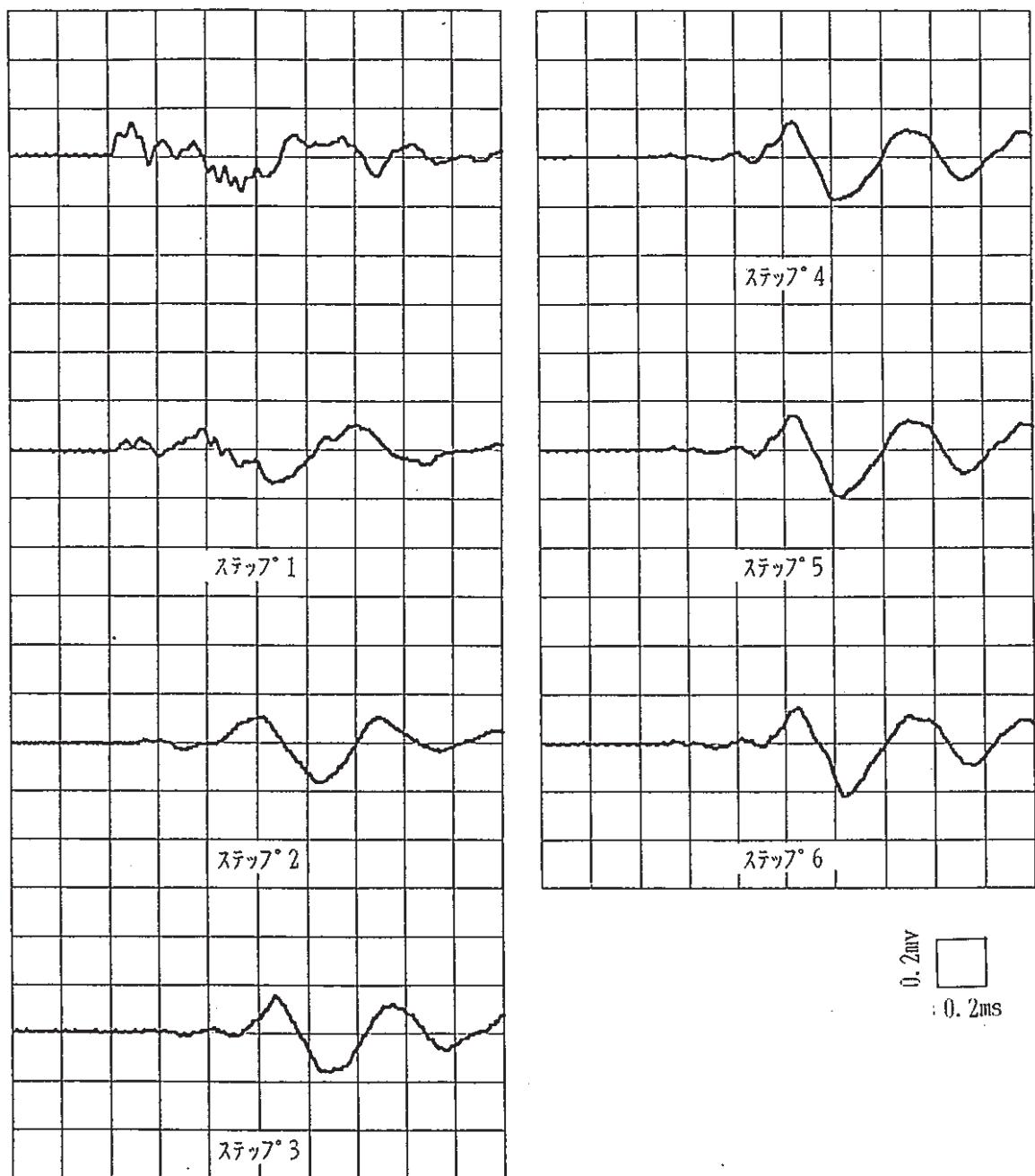


図 3. 12 掘削に伴う T 2 - R 2 間を伝播する波形の変化。
(P M T - 5)、共振周波数 5 0 0 kHz の受振子を使用

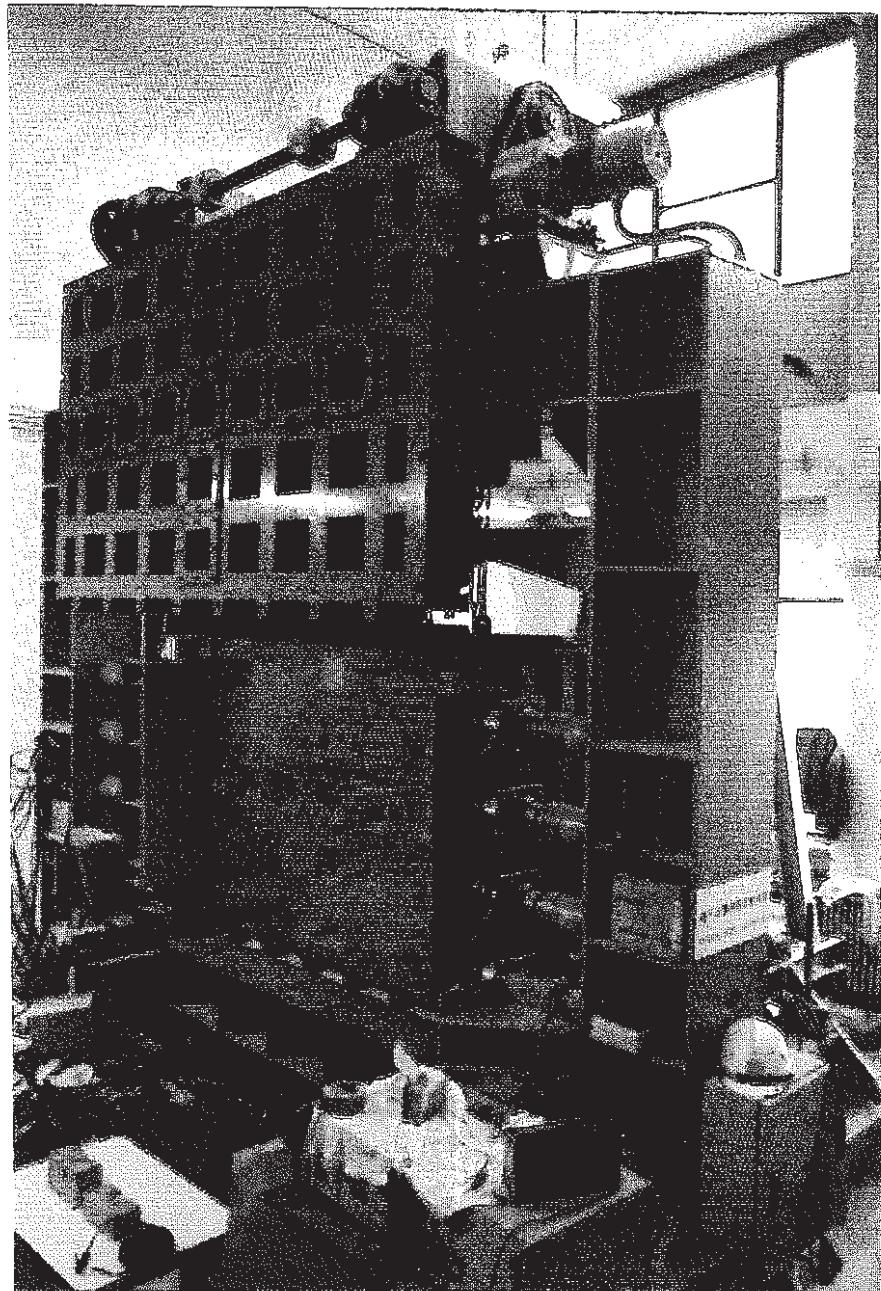


写真3. 1 縮尺地層模型試験装置の全景

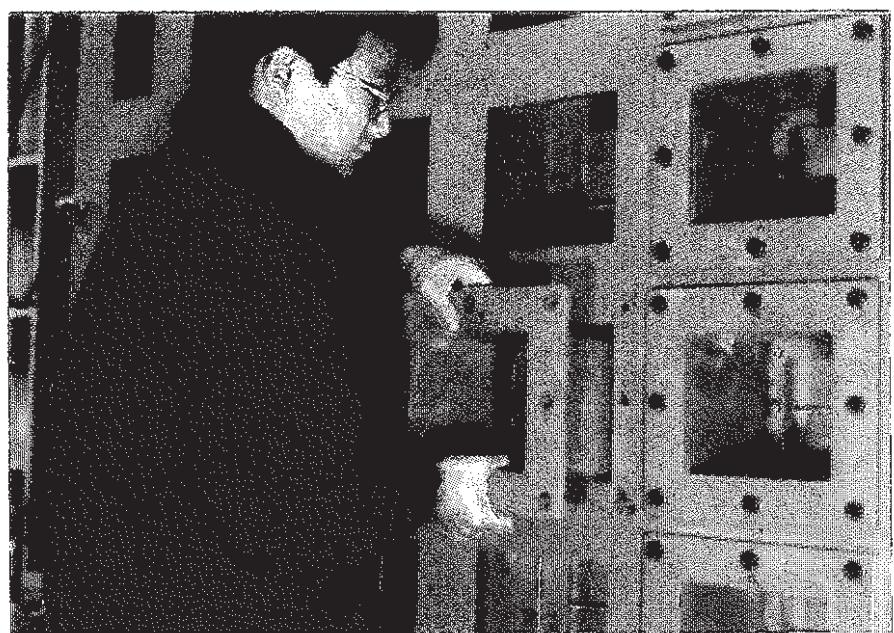


写真3. 2 拘束板に設けられた透明アクリル製の窓を取り外している状況（上）、窓を取り外した後で模型を掘削している様子（下、荷重は作用した状態になっている）

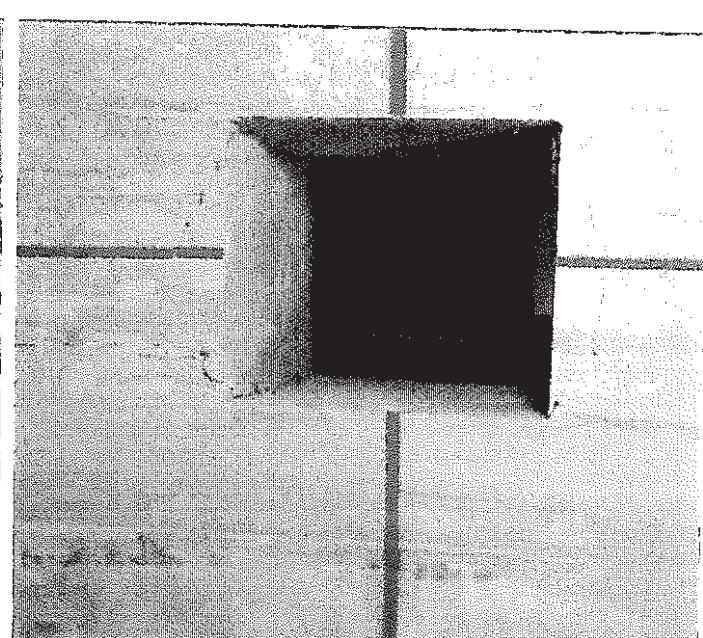
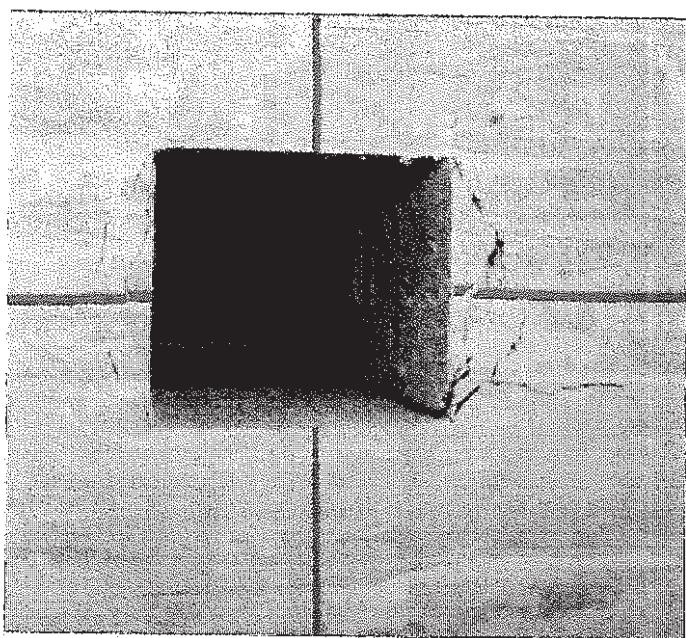
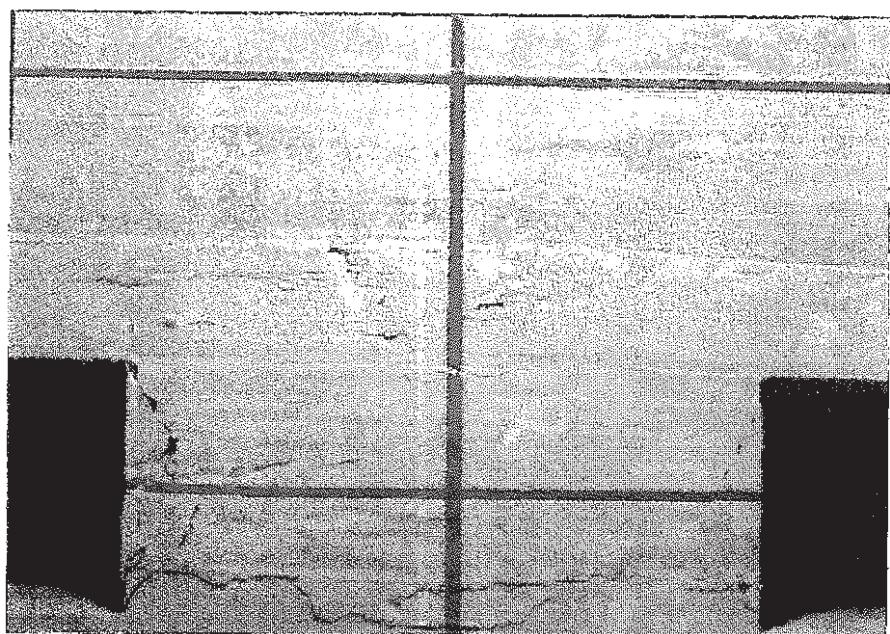


写真3. 3 両空洞間に発生した亀裂（上）、左・右の空洞周囲に
発生した亀裂（下の左・右）、観察は荷重を完全に除
荷した後おこなった（PMT-5）

第4章 弹塑性応力解析

4. 1 緒言

模型試験においては埋設可能なセンサー数に制限があるため、模型の全領域に対し有限の点の情報しか得ることができない。また、模型内に発生している現象の全てを観察できるわけではない。例えば、模型内に局部的な破壊が起こっても、その規模が小さければ圧縮応力場の下では目視できるような亀裂などは生じないため、これを見逃してしまう可能性がある。

こういった模型試験の欠点を補う一助として数値応力解析を実行することにした。ここでは、8節点アイソパラメトリック要素を用いた有限要素法による2次元弾塑性応力解析を実施した。このために岩盤は均質・等方であり破壊前は弾性的に挙動し破壊以降は直ちに残留強度状態に移行するものとする。つまり、岩盤を弾塑的にふるまうひずみ軟化材として近似するわけである（図4. 1 a 参照）。

岩盤の破壊は応力 (σ_1, σ_2) が次式を満たすと起きるものとする（図4. 1 b 参照）。なお、この式は引張り破壊を考慮したMohr-Coulombの破壊条件式と呼ばれるものである。

(i) 最小主応力 σ_2 が $\sigma_2 > -\sigma_t$ かつ、

$$\sigma_n \sin \phi \geq c \cos \phi \quad (1)$$

ここに、
$$\sigma_d = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \quad \sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

σ_1, σ_2 最大、最小主応力

ϕ, c : 内部摩擦角, せん断強度

(i i) $\sigma^t \leq -\sigma_t \quad (2)$

ここに、 σ_t は引張破壊強度

破壊が（1）、（2）式に従うときはそれぞれせん断破壊、引張破壊と呼ばれる。

4. 2 弹塑性応力解析方法

破壊後の応力・ひずみの状態を決めるために、塑性ひずみ増分が破壊条件に基づく降伏曲面に垂直になるという、いわゆる、流れ則を仮定し、塑性状態下で応力増分－ひずみ増分間に成立する関係式を陽な形で導いた。そして、これを基に有限要素法の定式化をおこない剛性方程式を導いた。

弾塑性解析は次のようにして実施する。いま、弾性状態にある微小要素が破壊条件を満たしたものとする。新しい応力状態は降伏曲面の上に乗っていなければならない。しかし、どの場所であるかは最初は不明なので、流れ則に基づき試行錯誤的に決める。この作業はNewton-Raphson法により実行し、誤差が許容値以下になれば近似解が得られたものとし、反復計算を止めるという方法を用いた。

4. 3 有限要素モデルと解析条件

岩盤材料は縮尺地層モデルに合わせて次のように仮定した。

（1）空洞が掘削された地層

ヤング率	0. 6×10^3 kgf/cm ²
ボアソン比	0. 3
せん断強度 (C)	2. 0 kgf/cm ²
内部摩擦角 (ϕ)	30°
引張強度	0. 3 kgf/cm ²
残留せん断強度 (C')	0. 2 kgf/cm ²
残留引張強度	0. 0 kgf/cm ²
残留内部摩擦角 (ϕ')	30°

（2）上記地層を挟む上下の地層

ヤング率 $6.0 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 0.3

強度は上記地層に比べ十分強く、ここでは破壊しないものとする。

初期応力状態については次の2つを仮定した。

(a) 垂直応力成分 $\sigma_v = 10$ 、水平応力成分 $\sigma_h = 10 \text{ kgf/cm}^2$

(b) 垂直応力成分 $\sigma_v = 10$ 、水平応力成分 $\sigma_h = 5 \text{ kgf/cm}^2$

(a) はPMT-5のモデル試験における空洞掘削時の状態に、

(b) は除荷ステップのAからBの状態に対応している。

対称性から考えて、縮尺地層模型の1/4を解析領域とした。

4. 4 計算結果

図4. 2から塑性(破壊)域は2箇所に分かれて分布している。

空洞側壁の両側に半円状に発達している破壊域はせん断タイプに属す。破壊域の大きさは(a)、(b)の2つの初期応力についてほとんど同じである。空洞の天井(並びに下盤)に接し円弧状に生じている破壊域は引張破壊タイプに属す。この場合には、破壊域の大きさは初期応力により異なり、水平応力の大きい(a)の方が(b)よりもかなり狭くなっている。なお、水平方向の初期応力成分を状態(b)よりも小さくしたところ、両空洞を塑性域が貫通し、収束した解が得られなかった。

空洞の中心を通る水平線上の鉛直応力成分 σ_z の分布を示した図4. 3から、空洞の両側壁で応力集中が生じており、特に、ピラー部の応力が大きいことがわかる。初期応力状態に対する依存性に関しては、(a)よりも、水平応力成分の小さい(b)の方が空洞周囲の応力が大きい。これは塑性域の大きさと良い対応を示している。空洞から離れた所では(a)、(b)の差異はほとんどない。

なお図に示すように、応力の極大値を取る位置が空洞壁に一致しておらず、それよりも奥になっているのは、空洞周囲に破壊域が生

じているためである。

4. 5 模型試験結果と計算結果の比較

破壊域の大きさ、位置、破壊のタイプとも両結果は良い一致を示している。この結果から、モデルで観察された破壊（の少なくとも一部）は掘削過程で既に形成されていたこと、除荷過程で成長したことが推測される。

また、模型で観察された応力分布と除荷過程における応力の変化も応力解析の予想と符合している。

以上から弾塑性応力解析はある程度有効であると考えられる。

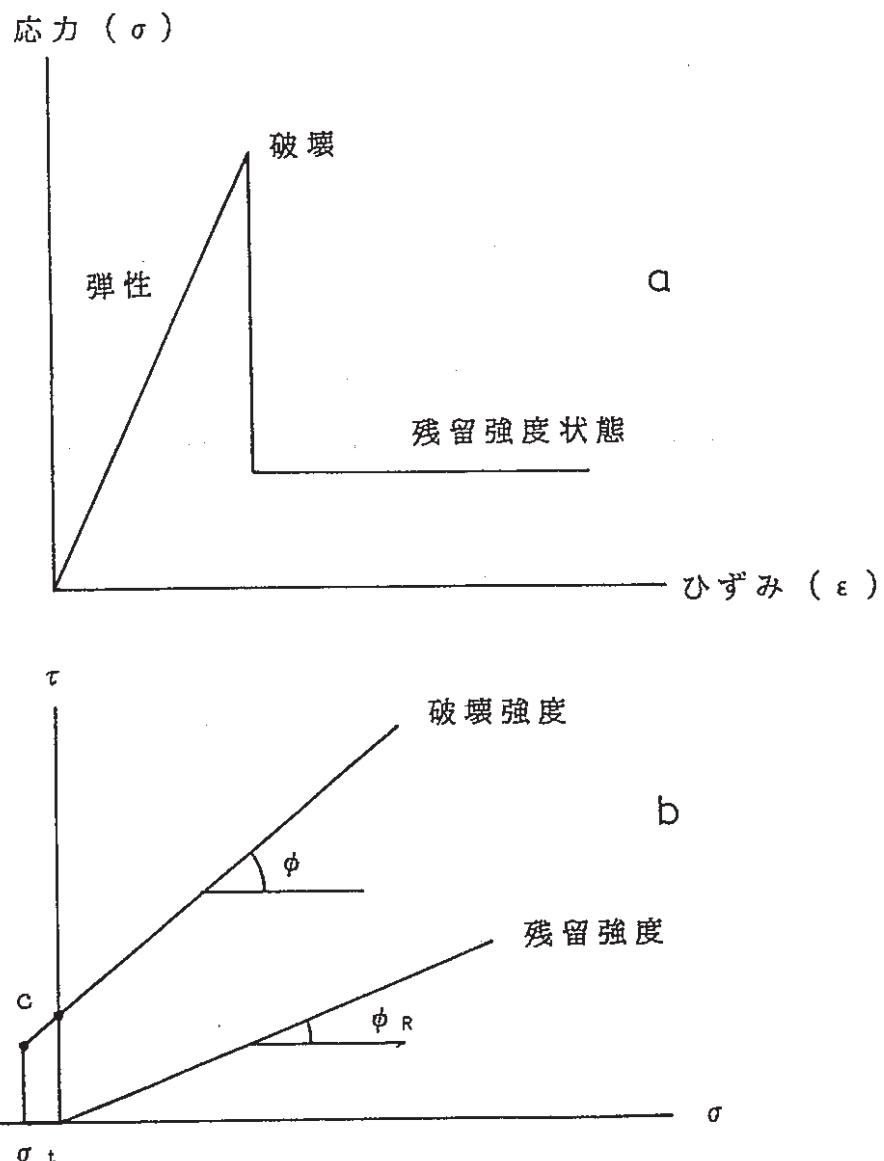
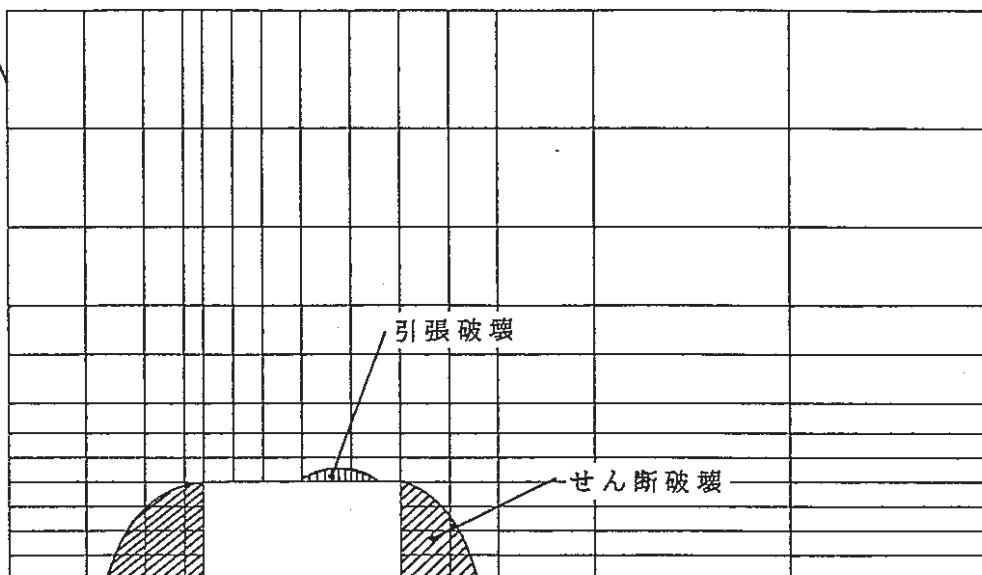


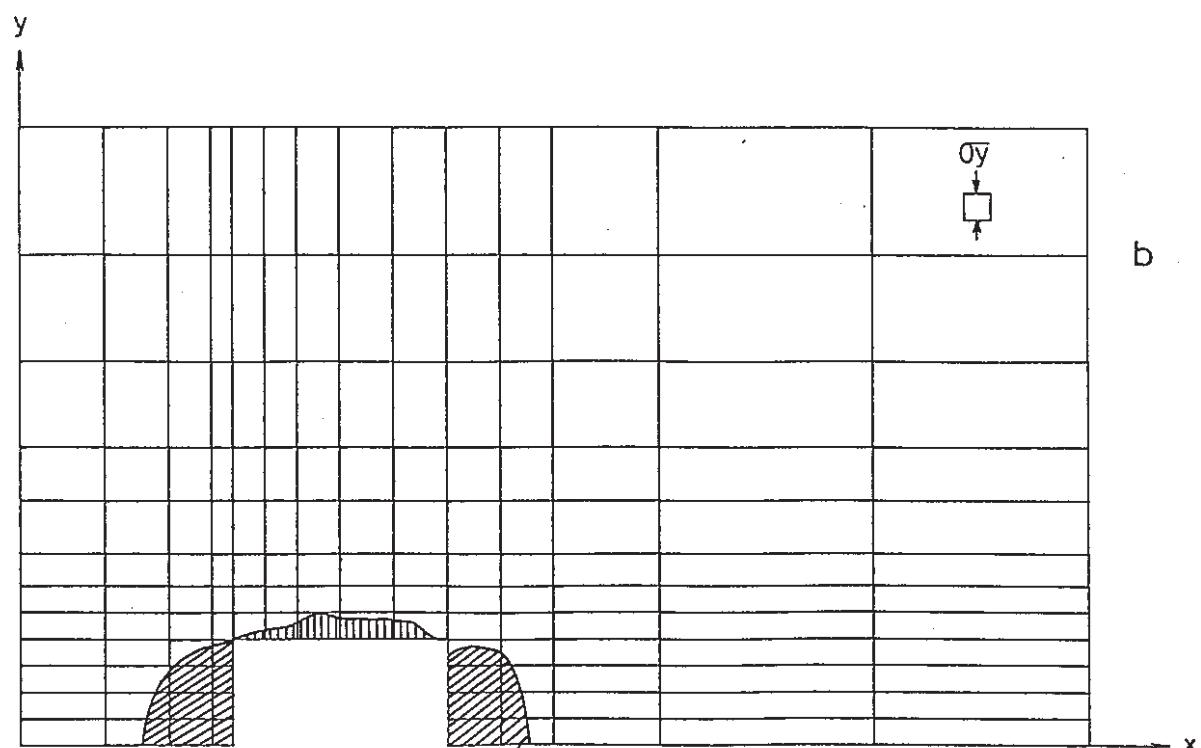
図 4. 1 岩盤の応力－ひずみ関係 (a) と破壊限界線 (b)

対称軸



空洞（上端）

a

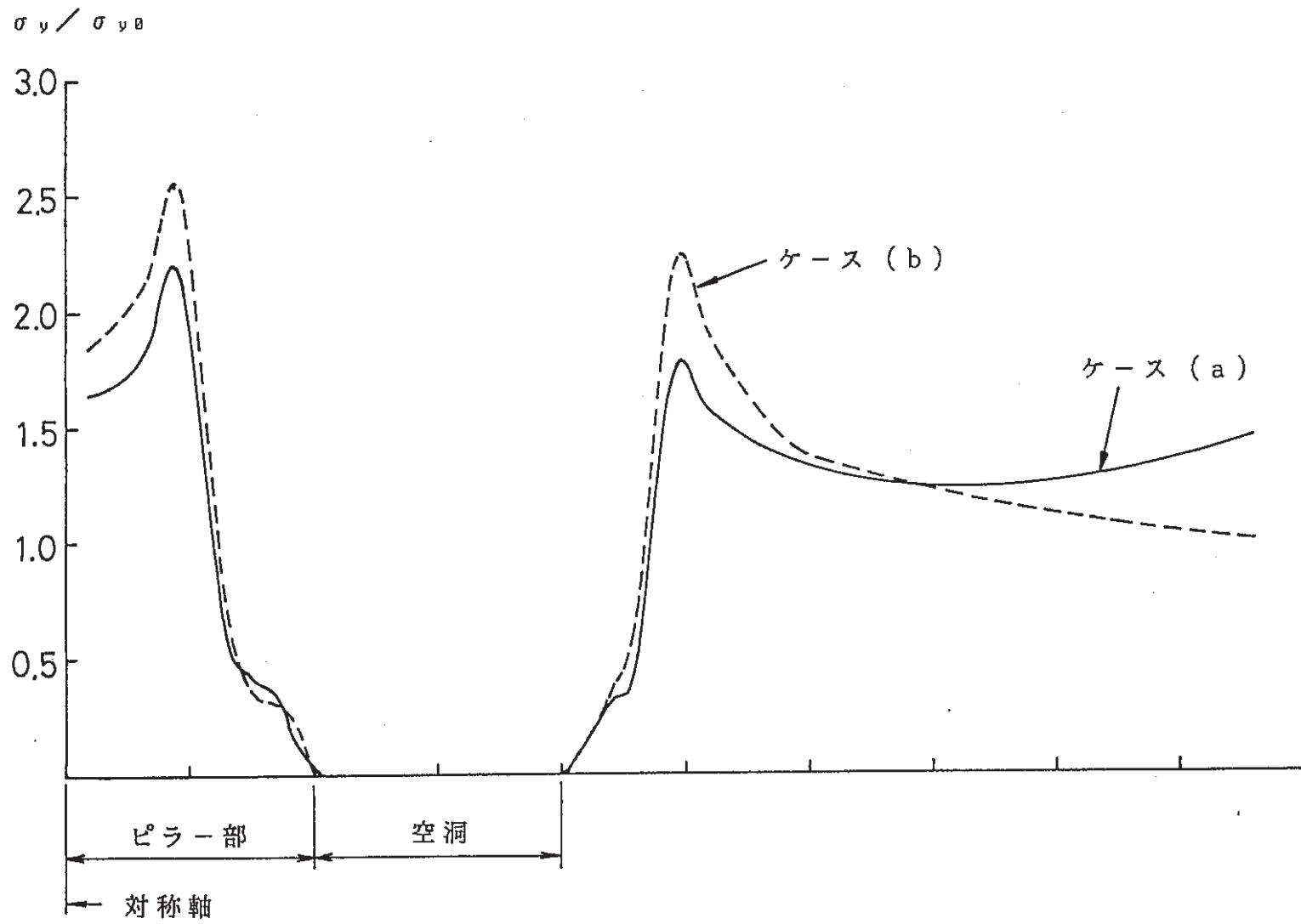


b

図4. 2 空洞周囲に形成された破壊域。a = 初期応力が(a)の場合、b = 初期応力が(b)の場合

図 4・3 両空洞の中心を結ぶ水平線上の応力成分 σ_y の分布
 σ_{y0} は初期地圧の鉛直応力成分 ($\sigma_{y0} = 10 \text{ kgf/cm}^2$)

-70-



第5章 参考文献

1. Brace,W.F., Walsh J.B., Frangos W.T., Permeability of Granite Under High Pressure, J.G.R. Vol.73, No.6, 1968
2. Yves Bernabe, The Effective Pressure Law for Permeability During Pore Pressure and Confining Pressure Cycling of Several Crystalline Rocks, J.G.R. Vol.92, No 81, 1987
3. R.L.Kranz, A.D.Frankel, T.Engelder, C.H.Sholz, The Permeability of Whole and Jointed Barre Granite, Int. J. Rock Mech.Min Sci.& Geomech. Abstr, Vol.16, 1979
4. Brace,W.F., Permeability of Crystalline and Argilaceous Rocks, Int.J.Rock Mech.Min.Sci.&Geomech.Abstr. Vol.17, 1980
5. Hsieh P.A., Tracy J.V., Neuzil C.E., A Transient Laboratory Method for Determining the Hydraulic Properties of 'Tight Rocks', I--Theory, II--Applications , Int.J. Rock Mech.Min. Sci.&Geomech. Abstr. Vol.18, 1981
6. Caruso L., Simmons G., Wilkens R., The Physical Properties of A Set of Sandstones Part I, Int.J.Rock Mech.Min Sci.&Geo Mech. Abstr. Vol.22, 1985
7. 高橋、平田: トランジエント・パルス法を用いた稻田花崗岩の透水係数について、資源・素材学会春季大会、1989
8. 高橋、平田: 稲田花崗岩の透水係数に及ぼす有効封圧及び軸圧の影響について、資源・素材学会春季大会、1989
9. 高橋、平田: 稲田花崗岩における透水係数の異方性について、平成元年度岩盤シンポジウム
10. 高橋 学他: 透水係数の測定に関する二、三の問題点について

て、地質ニュース、1989

- 1 1. Y.Bernabe, Pore Volume and Transport Properties Changes During Pressure Cycling of Several Crystalline Rocks, Mechanics of Materials, 1986
- 1 2. Y.Bernabe, The Effective Pressure Law for Permeability in Chelmosford Granite and Barre Granite, Int.J.Rock Mech.Min.Sci.&Geomech.Abstr. Vol.23, 1986
- 1 3. J.B.Walsh, Effect of Pore Pressure and Confining Pressure on Fracture Permeability, Int.J.Rock Mech. Min.Sci.&Geomech.Abstr. Vol.18, 1981
- 1 4. J.B.Walsh and W.F.Brace, The Effect of Pressure on Porosity and The Transport Properties of rocks J.G.R. Vol.89, No.B11, 1984
- 1 5. 大友秀夫：ジオトモグラフィ技術の現況，物理探査，No.39, Vol.6, 1986
- 1 6. Saito,H. and H.Ohtomo : Seismic Ray Tomography Using the Method of Damped Least Squares, ASEG/SEG Conference Adelaide, 1988 1165, pp.139-144, 1985
- 1 7. 出口剛太：縮尺地層模型試験による深部坑道維持対策の検討，博士論文，北海道大学，1982
- 1 8. 外尾善次郎 伊志善：炭鉱における坑道盤膨れに関する実験研究，日本鉱業会誌，No.90, Vol.1040, pp.635-640, 1974
- 1 9. 外尾善次郎 伊志善：坑道の深度が盤ぶくれに及ぼす影響について－炭鉱坑道盤ぶくれの実験的研究（第1報）－，日本鉱業会誌，No.92, Vol.1064, pp.663-668, 1976
- 2 0. 外尾善次郎, 伊志善：上部炭層と坑道との距離, および下盤軟弱層の厚さが盤ぶくれに及ぼす影響について－炭鉱坑道盤ぶくれの実験的研究（第2報）－, 日本鉱業会誌, No.92, Vol.1065, pp.707-711, 1976

21. 杉浦高広：岩石のP波伝播速度特性に関する基礎的研究及びその応用、修士論文、北海道大学、1988