

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究 (平成3年度)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

1992年3月



社団法人 システム総合研究所

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、限られた関係者だけに配布するものです。従って、その取扱には十分注意を払って下さい。なお、この資料の供覧、複製、転載、引用等には事業団の承認が必要です。また今回の配布目的以外のことには使用しないよう注意して下さい。

This document is not intended for publication. No public reference nor disclosure to the third party should be made without prior written consent of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

本資料についての問合せは下記に願います。

〒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

53/2

限 定 資 料
PNC ZJ1559 92-002
1992 年 3 月

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究（平成3年度）

社団法人 システム総合研究所
理事長 楢木義一

要 旨

本研究は、岩盤物性と地殻応力に関する研究の一環として、結晶質岩系の花崗岩についての岩盤工学の基礎的研究、すなわち岩盤応力、岩盤の長期安定性および岩盤割れ目の透水性の変化に関する、原位置（釜石原位置試験場）や室内での試験に基づく、基礎的・理論的研究を行うものである。

初年度である本年度は、原位置および室内での諸試験に基づき、以下のような研究成果を得た。

「岩盤割れ目の透水性の変化に関する研究」では、釜石原位置試験場に分布する割れ目に対してグラウト試験を行い、割れ目湧水の止水に有効なグラウト材を選定し、割れ目内水みちへのグラウト材の伝播様式を検討した。

「岩盤の長期安定性に関する力学的物性試験」では、釜石原位置試験場から採取したサンプルを用いて岩石試験を行い、強度の寸法効果やクリープ特性のばらつきを明らかにした。

「坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査」では、釜石原位置試験場の坑道周辺での地圧測定や弾性波速度測定を行い、坑道とその周辺岩盤内の地圧分布を明らかにするとともに割れ目の存在による弾性波速度の異方性の程度を明らかにした。

「単一不連続面のShear-Flow Coupling 特性試験」では、人工割れ目と釜石原位置試験場から採取した自然割れ目の、せん断変位と透水性の関係について、室内試験により明らかにした。

最後に「ボーリングコアを用いた高信頼性三次元地圧計測法の開発」では、釜石原位置試験場から採取したボーリングコアを用いて、4つの方法による地圧計測を行い、それぞれの方法の理論的検討等を行った。

本報告書は、社団法人 システム総合研究所が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号 : 030D0146

事業団担当部課室および担当者 : 環境技術開発推進本部 地質科学研究グループ
主幹 山川 稔

目 次

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究（平成3年度）

まえがき	iv
1. 岩盤割れ目の透水性の変化に関する研究	1
1. 1 はじめに	1
1. 2 研究の方法	1
1. 3 試験結果及びその考察	3
1. 3. 1 試験岩盤の割れ目について	3
1. 3. 2 注入試験孔の掘削	5
1. 3. 3 注入装置	6
1. 3. 4 グラウト材の選定	6
1. 3. 5 透水試験	6
1. 3. 6 グラウト注入結果	6
1. 4 試験結果のまとめ	7
2. 岩盤の長期安定性に関する力学的物性試験	9
2. 1 はじめに	9
2. 2 試験片の作製方法	9
2. 3 岩石の基礎試験	9
2. 3. 1 試験方法	10
2. 3. 2 試験結果	12
2. 4 一軸圧縮クリープ試験	14
2. 4. 1 試験装置ならびに試験方法	14
2. 4. 2 試験結果	15
2. 5 強度のばらつきに関する検討	16
2. 5. 1 ワイブル分布	16
2. 5. 2 試験結果	16
2. 6 結論	17
3. 坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査	39
3. 1 緒言	39
3. 2 地下空洞周辺の地圧分布の測定	39
3. 2. 1 測定方法	39

3. 2. 2 実技的な問題点	40
3. 2. 3 解析方法	41
3. 2. 4 測定結果	41
3. 3 弹性波速度の測定	42
3. 3. 1 測定方法	42
3. 3. 2 測定結果	42
3. 4 文献	43
4. 単一不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験	55
4. 1 概説	55
4. 2 Shear-Flow Coupling 特性試験装置概要	57
4. 2. 1 直接せん断装置	57
4. 2. 2 透水加圧装置および計測・制御装置	57
4. 2. 3 不連続面作成装置	60
4. 3 透水係数の計算	60
4. 3. 1 差分法の導入と透水係数の計算	62
4. 4 人工的な不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験	65
4. 4. 1 試験体	65
4. 4. 2 実験方法	65
4. 4. 3 実験結果および考察	65
4. 4. 4 Bartonらのモデルとの比較	75
4. 5 自然の不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験	75
4. 5. 1 試験体	75
4. 5. 2 実験結果および考察	78
4. 6 参考文献	80
5. ボーリングコアを用いた高信頼性三次元地圧計測法の開発	83
5. 1 はじめに	83
5. 2 基礎的研究	83
5. 2. 1 A S R 法による三次元地圧計測法の開発	83
5. 2. 2 A E のカイザー効果に関する基礎的研究	86
5. 2. 3 D R A に関する基礎的研究	92
5. 2. 4 D S A 法に関する基礎的研究	97
5. 3 釜石鉱山における原位置試験	105
5. 4 おわりに	105

まえがき

本研究は、岩盤物性と地殻応力に関する研究の一環として、結晶質岩系の花崗岩についての岩盤工学の基礎的研究、すなわち岩盤応力、岩盤の長期安定性および岩盤割れ目の透水性の変化に関する、原位置（釜石原位置試験場）や室内での試験に基づく、基礎的・理論的研究をおこなうものである。

本研究は委員会形式により実施された。委員会の構成は以下の通りである。

委員長 岩手大学 工学部資源開発工学科 教授 関本 善則

委員 秋田大学 鉱山学部資源・素材工学科 教授 山下 秀

委員 北海道大学 工学部資源開発工学科 教授 石島 洋二

委員 九州大学 工学部環境システム工学
研究センター 教授 江崎 哲郎

委員 東北大学 工学部資源工学科 助教授 松木 浩二

(順不同、敬称略)

1. 岩盤割れ目の透水性の変化に関する研究

1. 1 はじめに

岩盤内に発達する節理などのいわゆる岩盤割れ目は、地下水の湧出を伴うため、例えばダムの基礎岩盤止水対策のように、従前から大きな関心が払われてきた。その結果は、グラウト技術として完成されて今日に至っている。しかし、その一方において、近年、地下空間の利用の機運が高まるにつれて、岩盤割れ目と地下水の問題も、改めて対応を求められる問題が出てきている。即ち、岩盤グラウトに比較して、深部に展開する地下空間では、注入されたグラウト材は、高い水圧と地圧に対抗できるよう、より透水性が低く、より強度の高い性質が要求されるとともに、長期間に亘って耐久性を有するものが望まれている。また、施工面でも、地下水の流動を阻害しないよう、できるだけ狭い範囲で固結し、周囲の岩盤から剥離しない性質も求められている。さらに、石油地下備蓄の水封式岩盤タンクの場合のように、目的に適合するように岩盤の透水性を変化させる技術も要望されてきている。

したがって、本研究では、前述の課題のうち、岩盤の割れ目の透水性を目的に応じて制御し、完全な止水が可能であるとともに使用するグラウト材料が長期に亘って安定でしかも耐久性があることを確立することを最終的目的とする。

1. 2 研究の方法

今回は、研究の第一段階として、岩盤割れ目の透水（湧水）を止めることを目的とするその過程で、不透水ゾーンの大きさを任意に設定できる方法、即ち設計通りにグラウト材を注入し設計範囲内に固結させる方法の確立を図ることを目的とする。

そのためには、まず目的に合致したグラウト材の選定と注入方法について文献調査を行い、選定した方法を用いて現地実験を実施し、その結果から妥当性を検討する。現地実験は、図-1-1に示すように、釜石鉱山 大峰 550 ML NW 坑道内の花崗岩体の割れ目を選択し、この割れ目の走向に直角に貫通するよう坑道壁から 65 mm のボーリングを行って試験孔として実施する。この試験孔に対して図-1-2 の概念図のように試験孔に注入管を挿入し、流量計及び圧力計付き注

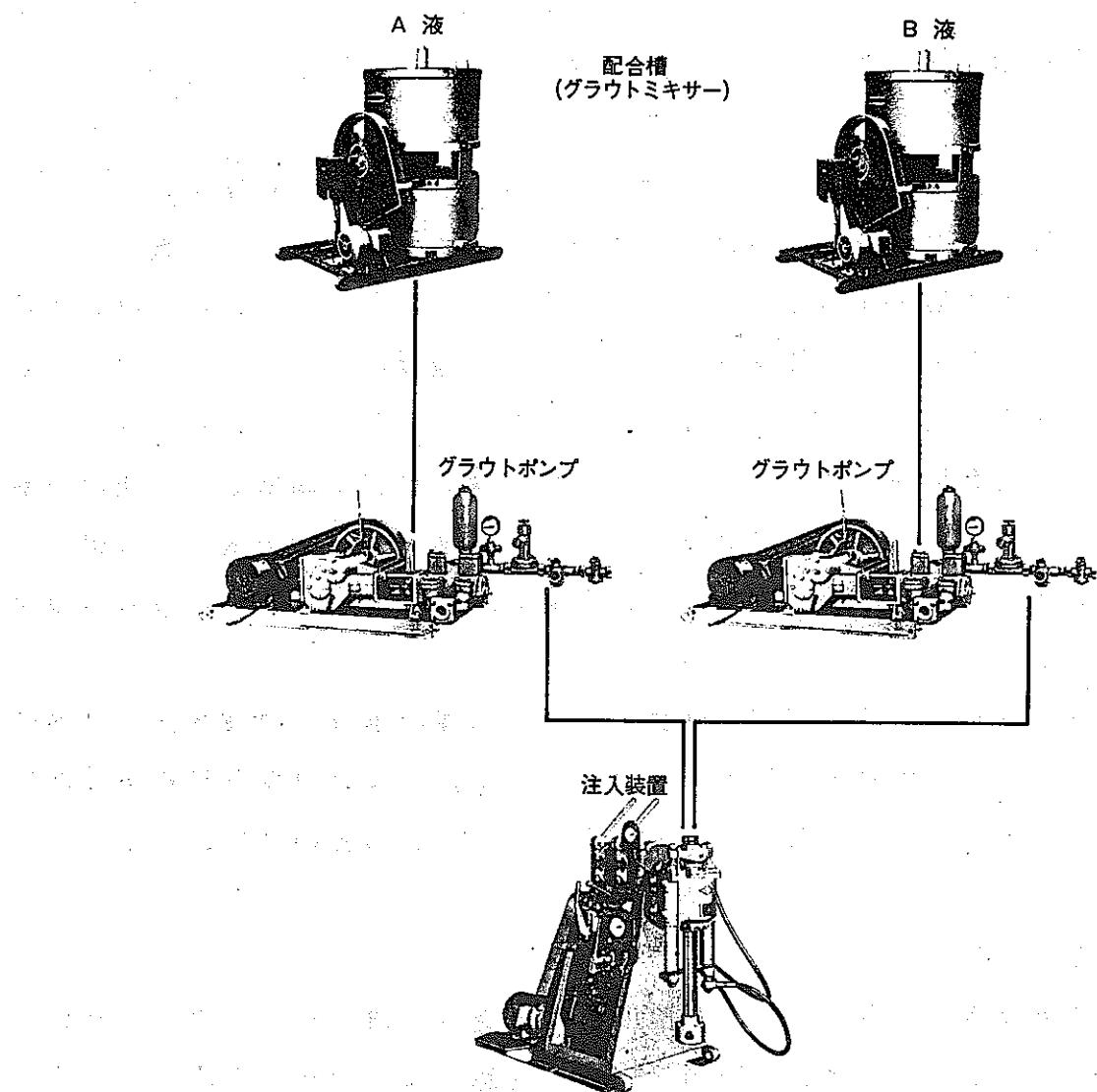


図-1-2 注入装置概念図

入ポンプ、攪拌機付き混合槽を連結して、グラウト材を混合攪拌の上注入する。次に、注入材料の固結を待って、注入孔に平行して孔の周辺にボーリングを行い採取コアの検査から注入材料の広がりを確認する。注入試験の前後には透水試験を実施しグラウトによる岩盤の不透水性の向上の確認を行う。

1. 3 試験結果及びその考察

1. 3. 1 試験岩盤の割れ目について

(a) 割れ目の性状と地質背景

実験の対象となる岩盤は、比較的多数の割れ目が発達し、図-1-3に示したように、割れ目間隔は 50 cm 程度とさほど広くない。また、割れ目の連續性はかなり良好でほとんどのものは密着している。これらの事実は、当岩体がかってかなりの横圧力を受けたことを意味する。これらの割れ目について注目すべきことは、充填物を含む割れ目と含まずに密着している割れ目がかなり存在することである。前者は、岩体貫入直後の鉱化変質の時期に形成されたものであり、後者は鉱化変質終了後と考えられる。つまり、割れ目の形成時期にある程度の幅があり、岩体に作用した横圧力はかなり継続したことを見出す。つぎに、割れ目の走向傾斜であるが、図-1-1より走向は NE-SW を示し、傾斜はほぼ直角である。田中ら(1973)によると、当地方のリニエーションを調べた結果、断裂系は NE-SW 系のほか NW-SE 系が認められると報告している。

岩石の三軸圧縮試験による脆性破壊に関する既往の結果では、水平方法からの横圧力を受けると、最大主応力の方向にクロスするように NE 系と NW 系の剪断節理が発達し、その一部は圧力がかかる方向に平行に伸張節理が発生する。釜石鉱山付近の地表のホトリエーションは NE 系、 NW 系、 EW 系を示している。

(田中、野納：岩手県釜石鉱山付近の地質構造、鉱山地質、1976)

これは、東西方向の横圧力が働いて形成されたことを表している。坑内の試験岩盤割れ目（伸張節理）の方向も NE 方向、 NW 方向であるので、東西方向の横圧力が働いて形成されたものと考えられる。

(b) 割れ目充填物

当岩盤に発達する割れ目のうち、先に述べた鉱化変質の時期に形成されたものは、弱い変質を受けて、若干の粘土化あるいは方解石化している。これは割れ目

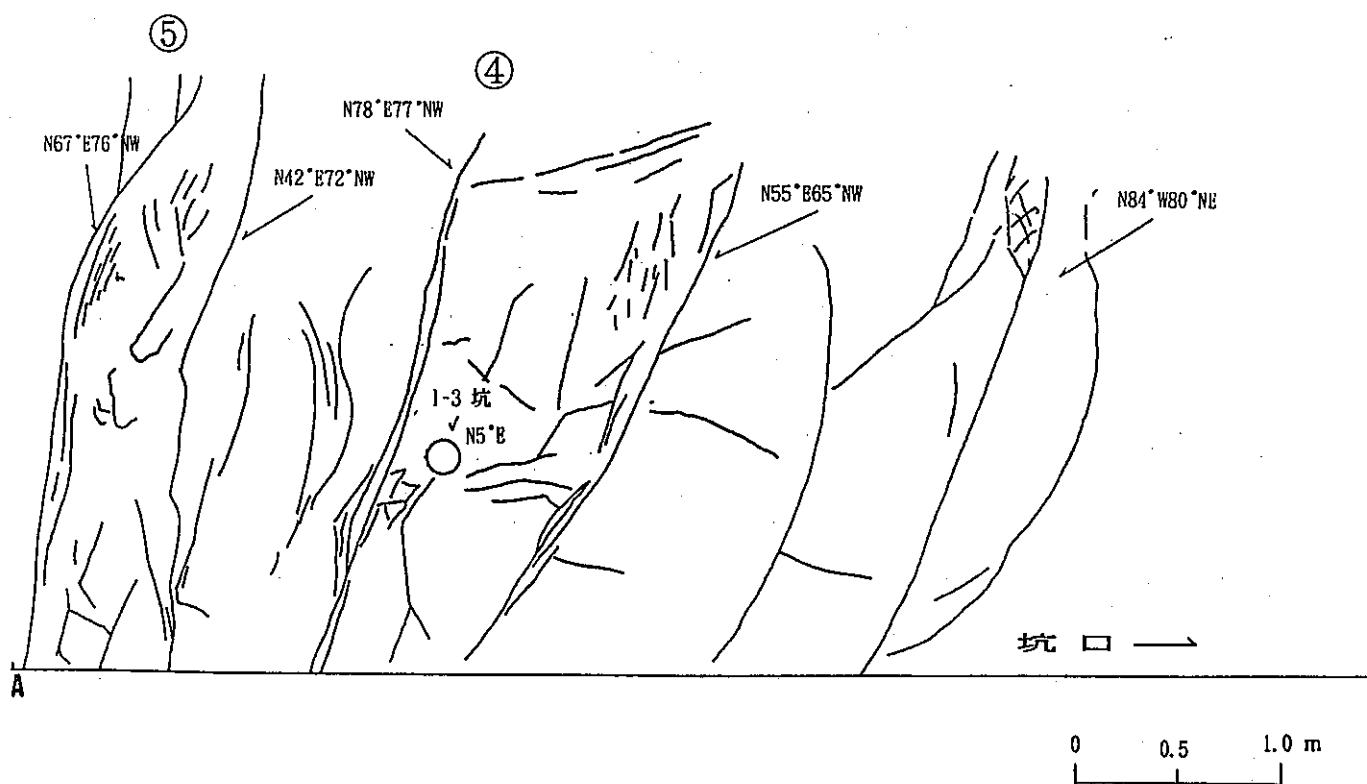
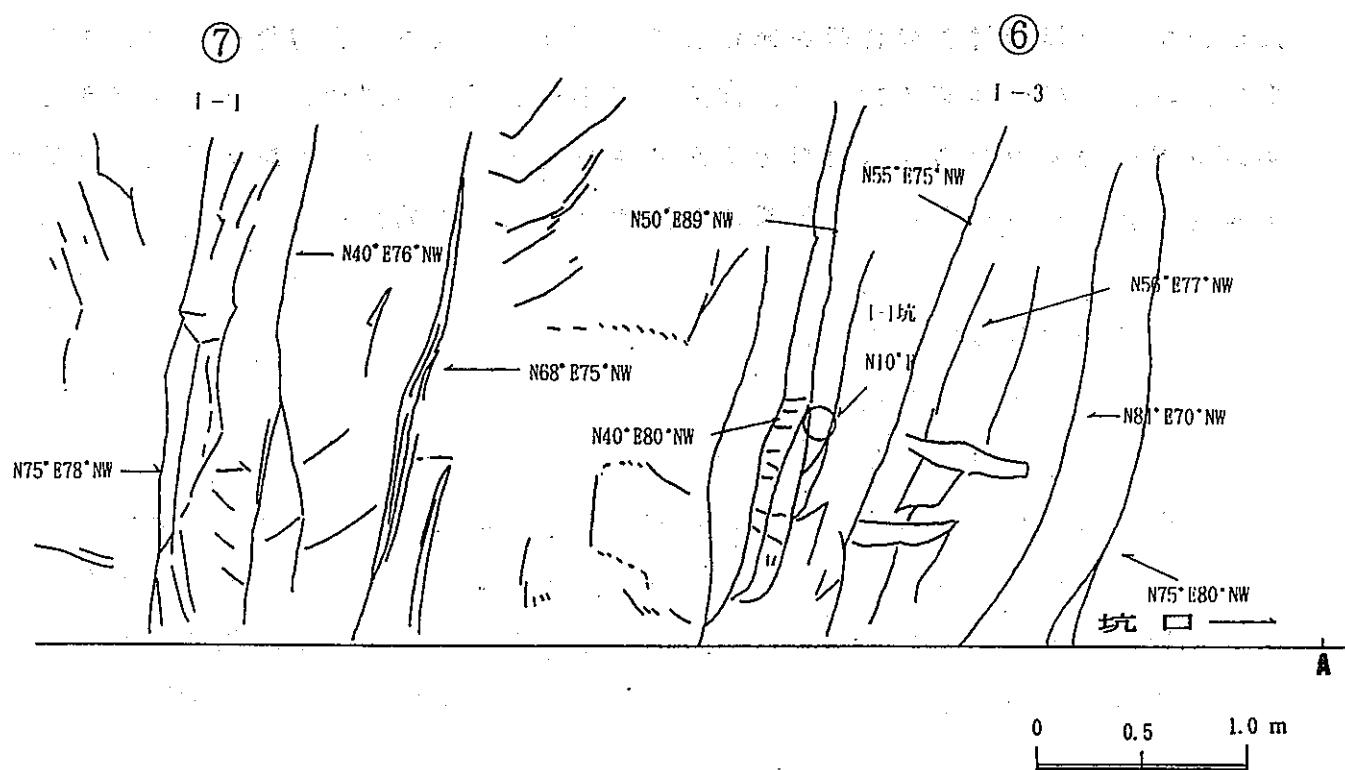


図-1-3 坑道壁の岩盤割れ目分布図

に熱水が侵入してできたもので、割れ目を脈状に充填している。これらの充填物のX線回折結果を表-1-1に示す。なお、回折線が重なり同定の難しい場合は、EG処理、HCl処理、加熱処理、(060)回折線などの判定を行った。

X線回折結果より、割れ目の充填物は、石英、長石（カリ長石・斜長石）のほか、緑泥石、モンモリロナイト、絹雲母、カオリンなどの粘土鉱物、また濁沸石、方解石、緑簾石などからなっており、新鮮な岩盤中にみられる角閃石や輝石などマフィック鉱物はみられなかった。

表-1-1 X線回折結果

試料番号	Quz	Fel	Chl	Mo	Se	Kao	La	Cal	Ep
1	◎	○	△	▲	▲				
2		△	△	▲	△			○	
3	◎		▲					△	
4	◎	○	▲		▲	▲	▲	▲	▲
5	◎	○	△	▲	▲				

凡 例

Quz : 石英 Mo : モンモリロナイト La : 濁沸石

Fel : 長石 Se : 絹雲母 Cal : 方解石

Chl : 緑泥石 Kao : カオリン Ep : 緑簾石

◎ 多量 ○ 中量 △ 少量 ▲ 微量

1. 3. 2 注入試験孔の掘削

試験孔として、図-1-3に示す位置に65mmφのものを2本掘削した。No.1は、孔長が3.5mで、割れ目に直交し、掘削後に孔奥部から15ℓ/min程度のかなりの湧水がみられた。No.2は、孔長が3.5mで割れ目に直交しているが、湧水量は少なく5ℓ/minであった。掘削前はどちらも、坑道壁の湧水は殆どなく、No.1の方に、僅かに湧水がみられた程度であった。

なお、この割れ目は、このレベルに発達する割れ目と相互に連絡していることが、15mほど奥部の休憩室前の飲料水用蛇口の開閉が、No.1の水量に密接に影響を与える（水量が蛇口の開放によって半減する）ことから確認できた。今後、ト

レーザーとして岩盤内の地下水に影響を及ぼさない適当な物質が得られれば、この区域の割れ目相互の関連を明らかにする試験を行う計画である。

1. 3. 3 注入装置

グラウト材の注入は、現場の都合で二液混合型の専用機が準備できなかったので、応急処置として、注入管には30mmφの鉄管をY字に溶接し、挿入側の鉄管内に鉄線をスパイラル状に巻き付けて混合管とし、Y字管の外側に出る2本にはバルブ及び圧力計を取り付け、口元部分にシールテープを巻いて挿入し、さらにその上を速乾セメントで固定した。注入ポンプも、ボーリング用を転用し、A液とB液用に2台用意した。しかし、注入計画からみると流量調節が十分でなく、止むをえず最低吐出量の9.5ℓ/min、9.2ℓ/minで使用した。混合槽はドラム缶を半切りしたもの用い、グラウト材の攪拌は手持ちのもので行った。

1. 3. 4 グラウト材の選定

岩盤の割れ目を充填し恒常的に止水するために、グラウト材に要求される特性は、充填物の止水性が高いこと、安定性（耐久性）に優れていること、施工性あるいは制御が用意されることなどである。

これらの要求を満たすグラウト材として、現在使用されているものの中から、瞬結タイプのため地下水の影響を受ける時間が少なく固結が期待でき、施工においても混合比を変えることで固結範囲を制御可能であり、また、無機質で変質せず耐久性が望める懸濁型セメントを最初の試験材料に選択した。

このグラウト材は、平均粒子径が4μmの超微粒子セメント系の注入材（A液）とシリカを主成分とするB液を混合注入するもので、数秒～1分程度までゲルタイムの調整が可能である。

1. 3. 5 透水試験

グラウト材注入に先立ち、No.1試験孔で、注入装置を使用して透水試験の実施を試みたが、送水開始直後から口元付近の割れ目から注入水のリークが甚だしく、試験は不可能であった。これは、パッカーが不適当で使用できなかったことが原因である。

1. 3. 6 グラウト注入結果

注入材は、A液が微粒子セメント64kg、補助剤0.4ℓ、水66.4ℓ、B液がアルカリ化剤40kg、調整剤1.6kg、水44ℓとした。（ゲルタイム30sec）

No.1試験孔に注入を開始したが、リークがみられたため注入を中止、速乾セメントで割れ目を塞ぎ注入を再開したところ、約10分で 2 kg/cm^2 まで圧力の上昇がみられた。しかし、その後は再びリークが生じたので、セメントで固めたがリークは止まらず30分後停止した。

その後、10分程度放置の後口元バルブを解放したところ、水の流出はみられず完全に割れ目が閉塞したことが確認された。

No.2試験孔については、最初に濃度の薄いグラウトで割れ目の奥まで注入を計り、最後に濃度の高いグラウトによって充填の完全を期す方法を探った。したがって、最初に微粒子セメント 20 kg、補助剤 0.2 l、水 93 l の混合比のものをA液とし、B液は前述の混合比のもので注入を開始した。その結果、注入圧力は 0.8 kg/cm^2 から 2.0 kg/cm^2 に上昇した。そこで、A液の混合を微粒子セメント 40 kg、補助剤 0.4 l、水 83 l に変更し、注入を続行したところ、2分程度で圧力は 10 kg/cm^2 に急増した。そのまま約 10 分間注入を続けたが 15 kg/cm^2 に達したので注入を停止した。その間、微粒子セメントの注入量は概算で 60 kg に達した。

1. 4 試験結果のまとめ

今回行ってきたグラウト注入試験は、現在注入効果を判定するためのコアボーリングが終了していないので、結論を述べる段階ではないが、およそ次のようなことがわかった。

- ①この材料は、水セメント比の加減によって流動性に幅を持たすことができ、湧水など注入条件に広く対応できる。また、ゲルタイムの設計が容易で、この調整によって材料が割れ目に沿って広がり固化する範囲を注入時間によって制御できるなど、この試験の目的に合致している。
- ②最も重要な止水性については、 15 kg/cm^2 に達する結果を得ていることから、十分に評価できる。これは、後日に予定している透水試験で定量化する計画である。
- ③No.1試験孔の注入では、材料が口元割れ目からリークし止水ができなかった。この原因は、ゲルタイムを30秒に設計してあったために、注入孔から出た材料が固化する以前に口元割れ目に達してしまうためと考えられる。普通の工事で

あれば、パッカーで口元付近の割れ目は完全に閉塞されているべきものが、速乾コンクリートだけで覆われていたため密閉不完全となり、溢出したものである。

④グラウト材は、湧水状況、割れ目の充填物などの状況から、いわゆる「水みち」を伝わって樹枝状に注入され、固化していると想定される。

2. 岩盤の長期安定性に関する力学的物性試験

2. 1 はじめに

岩盤内、あるいは岩盤上に構築される構造物が大規模となる傾向があり、これらの構造物を長期間にわたり、安定に維持・管理するためには、岩盤の時間依存性を考慮した変形・強度特性を把握する必要がある。

本研究では、室内試験において花崗岩の基礎的な力学的性質などを調べるために、一軸、三軸圧縮試験、圧裂引張試験を行い、時間依存的挙動を調べるために、一軸圧縮クリープ試験を行った。

また、花崗岩試料の強度に大きなばらつきが予想されたので、それらを調べるため、寸法効果に関する実験および検討を行った。

2. 2 試験片の作製方法

岩石試料から、所定の口径のピット装着したボーリング・マシーンによりコアを採取する。採取したコアをダイヤモンドカッター（秋田科学製）により基準寸法に切断する。次に、試験片の端面をダイヤモンドホイール（直径125mm、幅10mm、粒度240番）を装着した湿式平面研削盤（三和機械製作所製）を用いて研削し、両端が軸に直角になるよう、また両端面が0.02mm以下の範囲で平行になるように整形する。

なお、本研究で用いた岩石試料は釜石鉱山575.55mにおいて採取されたボーリング・コア（KS-3）である。

2. 3 岩石の基礎試験

岩石の基礎的な物理的性質と力学的性質を把握するために以下の試験を行った。

- ① 比重試験
- ② 弾性波速度試験
- ③ 圧裂引張試験
- ④ 一軸圧縮試験
- ⑤ 三軸圧縮試験

2. 3. 1 試験方法

(1) 比重試験

比重試験では、まず、岩石試料を空気中において精秤し、その後、約96時間(重量変化がなくなるまで)水中に放置した後、水中および空気中において精秤する。次に、105°Cに温度設定した乾器中で約24時間(重量変化がなくなるまで)乾燥させてから、デシケータに入れ、室温まで温度を低下させた後、空气中で再び精秤する。なお、測定では、0.001gまで秤量し、四捨五入し、0.01gまで記録した。

これらの測定結果から強制乾燥、飽和含水、自然含水状態における各比重および吸水率、含水率、間隙率を求めた。

(2) 弾性波速度試験

弾性波の測定には超音波測定器(K.K応用地質製, Sonic Viewer; Model 5210)を用い、P波(縦波)伝播速度およびS波(横波)伝播速度の測定を行った。これらの結果から動的ボアソン比および動的ヤング率を求めた。

なお、測定において発信子および受信子と試験片の両端面を密着させるために、試験片端面にワセリンを塗布した。

(3) 圧裂引張試験

圧裂引張試験における載荷は、アムスラー型材料試験機(森試験機製作所製)の小シリンドーを用いて行った。

(4) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験の軸載荷には、アムスラー型材料試験機(森試験機製作所製)を用いた。本試験機の最大載荷能力は100tonである。

圧縮試験における縦ひずみおよび横ひずみの検出には、ストレインゲージ(共和電業、type KFG-5-120-D16-11)を用いた。検出したひずみは電気信号として、ダイナミック・ストレイン・メータに送られ、増幅された後、A/D変換され、パソコンコンピュータに取り込まれ、フロッピーディスクにファイルとして記録される。また、載荷された荷重はロード・セルにより測定し、ひずみと同様な方法により記録される。

さらに、一軸圧縮試験においては、繰り返し載荷・除荷試験も行った。この試験では、通常の一軸圧縮試験で求められた平均破壊強度の約10%の応力から10%の応力ごとに載荷・除荷を繰り返した。

(5) 三軸圧縮試験

本研究で使用した圧力容器の模式図を図-2-1に示す。圧力容器の油室の内径は110mm、内高は180mmであり、設計最大封圧は300kgf/cm²である。油圧は別に設置してあるポンプ・ユニット（最大封圧350kgf/cm²）により加えた。なお、封圧の測定は圧力変換器（共和電業、type PG200KU）により行った。軸荷重はアムスラー型材料試験機（森試験機製作所）により加え、軸荷重の計測を圧力容器内に設置した内部ロード・セルにより行った。また、軸変位をひずみ計出力付ダイアル・ゲージ式変位変換器（共和電業、type DT-10D）により測定した。なお、試験片中への封圧用油の浸入を防ぐため、試験片をゴム・チューブにより被覆した。

三軸圧縮試験における封圧および軸荷重、軸変位はそれぞれの測定器により電気信号として検出され、ダイナミック・ストレイン・メータにより増幅した後、A/D変換され、パーソナル・コンピュータに取り込み、試験後各種処理を行なった。なお、試験中の応力～ひずみ線図は、ディスプレイに描かせた。

本研究では多段階封圧三軸圧縮試験を行った。多段階試験では、強度破壊点に関する試験段階と、残留強度に関する試験段階の2通りがある。それらの試験方法を以下に述べる。

a. 強度破壊点に関する試験

- ① ゴム・チューブで被覆した試験片を封圧容器内の設置した後、封圧容器に油を送り、所定の封圧を加える。
- ② 応力～ひずみ線図を観測しながら軸荷重を徐々に加える。
- ③ 応力～ひずみ線図がピークに至ったならば、迅速に封圧を増加させ、次の段階の所定の封圧とする。
- ④ ②～③の手順を繰り返す。
- ⑤ 所定の最大封圧に至ったならば、封圧を維持し、残留強度の状態に移行させる。

b. 残留強度に関する試験

- ① 上記 a. の試験を行ない、⑤ の状態とする。
- ② 応力～ひずみ線図の軸荷重に変化が見られなくなったとき、封圧を次の所定値まで低下させる。
- ③ ②の手順を繰り返す。

2. 3. 2 試験結果

(1) 比重試験

強制乾燥、飽和含水、自然含水の各状態における比重、吸水率、含水率ならびに空隙率を表 2-1 に示す。

同表から本研究で用いた岩石の空隙率がかなり小さいことがあることがわかる。また、含水率は小さいが、空隙中に占める水の割合はかなり大きい。これらの水は、岩石試料を採取した後、試験片の作製過程において浸入したものと考えられ、この含水状態は自然状態におけるものとはいい難い。

しかしながら、本研究では、このような含水状態を自然含水状態と見なし、各種試験を行った。

(2) 弾性波速度試験

弾性波速度試験で得られた P 波速度、S 波速度、動的ポアソン比ならびに動的ヤング率を表 3-2 に示す。

P 波ならびに S 波速度はかなり速く、岩石が堅固なものであることを示している。また、試験片による速度のばらつきは小さい。

動的ヤング率は、伝播速度が速いため、大きな値となっている。

(3) 圧裂引張試験

圧裂引張試験結果を表 3-3 に示す。試験片の個数が少なく、試験片個々の強度のばらつきがかなり見られる。

(4) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験において得られた圧縮応力～ひずみ（縦、横、体積）線図および

繰り返し載荷・除荷除荷試験における圧縮応力～ひずみ（縦、横、体積）線図を図-2-2に示す。さらに、圧縮強度、破壊強度点における縦ひずみならびに横ひずみ、圧縮強度の50%の応力におけるヤング率ならびにポアソン比を表3-4に示す。

図-2-2において、縦ひずみは線形的に増加し、破壊に至る傾向が見られる。横ひずみは応力の増加とともに増加の割合が増す傾向がみられる。体積ひずみにおいては、圧縮強度の約40～50%の応力においてダイラタンシーの発生が見られる。また、各試験片の破壊強度点におけるひずみには大きなばらつきがみられる。

繰り返し載荷・除荷試験において得られた応力～ひずみ線図がつくるヒステリシス・ループの幅は、縦ひずみではかなり狭く、弾性性的挙動を示すのに対し、横ひずみでは広いものとなっている。

これらの結果は、ひずみの測定をストレイン・ゲージを用いて行ったことにも関連していると考えられる。すなわち、ストレイン・ゲージでは試験片の局所的なひずみの測定しかできず、その結果、ゲージを貼付した箇所でのひずみに大きな差異が認められたためと考えられる。

(5) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験においては、多段階試験を行った。試験において得られた差応力～軸ひずみ線図を図-2-3に示す。なお、同図には封圧～軸ひずみの関係も合わせて示してある。

三軸圧縮試験において各封圧において得られた強度を表2-5に示す。また、図-2-4に最大強度ならびに残留強度と封圧の関係を示す。各強度は封圧の増加とともに線形的に増加することが認められる。また、各試験片において得られた封圧と最大および残留強度から図-2-5に示すようにMohrの応力円を描き、直線型のMohr-Coulombの破壊限界線を適用し、内部摩擦角と粘着力を求めるときわめて小さい値となり、内部摩擦角は最大強度よりわずかに残留せん断強度において小さい値を取る。

2. 4 一軸圧縮クリープ試験

2. 4. 1 試験装置ならびに試験方法

一軸圧縮クリープ試験における試験装置の概念図を図-2-6に示す。本試験機(丸東試験機製作所製)は、レバー式であり、レバー倍率は25倍で、最大載荷荷重は5tonである。

試験装置は、恒温室内に設置され、室内はエアーコンデショナーによって一定室温(24°C)および一定湿度(70%~80%)保たれた。さらに、室温および湿度は、自記温度・湿度計(いすゞ製作所製)を使って監視し、恒温恒湿状態の保持に注意を払った。

ひずみの計測は、一軸圧縮試験と同様な方法で行った。また、AE信号の観測を、DUNEGAN/ENDEVCO社製3000シリーズを用いて行った。AE信号の観測においては、AEセンサー(応答周波数特性400~1800kHz)を試験片の中央部分に合成糊により貼付し、ビニールテープで固定する。このAEセンサーにより観測された信号をプリアンプより増幅し、シグナルコンディショナーに送り、さらに増幅を行い、しきい値を超える信号の数をカウンターで計数する。なお、AEアンプリチュード、およびAEレートカウントとともにリセットタイムは0.2secとした。

ひずみなどの計測時間の間隔は、載荷が高い応力レベルでの試験の場合には、10sec~20secで行い、また低い応力レベルでの試験では60sec間隔で行った。取り込んだ計測データは任意(10個から60個、計測時間間隔設定時に同時に設定)の数でまとめて、フロッピーディスクに記録した。ただし、載荷初期においては、いずれの応力レベルでも試験開始から数十個の計測点は、リアルタイムにパーソナルコンピュータに取り込んだ。なお、試験中の時間~ひずみ線図などをディスプレイ上に表示し、観察した。

試験方法について述べると、所定の荷重に対応する重錐をクリープ試験機の載荷レバー端の重錐保持具に設置し、これらを油圧ジャッキで保持しておき、計測の準備ができた後、試験片に荷重が一定速度で載荷するようにジャッキを降下した。

クリープ試験における載荷荷重としては、一軸圧縮強度 1598kg/cm^2 の95%、90%、85%、80%、75%、70%の応力に相当する荷重(以下では、応力割合と呼ぶこととする。)を採用した。

なお、試験片の寸法は、試験機の最大載荷荷重と岩石試験片の一軸圧縮試験結果から直径2cm、高さ4cmとし、試験片を薄いビニールで被覆した。

2. 4. 2 試験結果

クリープ試験で得られたひずみ（縦・横）～対数時間線図ならびにAEと時間の関係を図-2-7に示す。これらの図において、AEの発生は、荷重載荷の初期と3次クリープにおいて見られる。特に、2次クリープにおいては余りみられず、3次クリープの開始点付近から顕著であり、破壊の前兆を捉えるためにAEは有効な手段となるものと考えられる。なお、ひずみ～対数時間線図において、ひずみ量の大きい方が縦ひずみである。

また、代表的な縦ひずみ速度～対数時間線図を図-2-8に示す。これらの図において、縦ひずみ速度は時間とともに減少し、最小ひずみ速度に至った後、再び増加し、試験片が破壊に至る様子が見られた。しかし、試験片個々の挙動の差異が大きい。

図-2-9は前図での最小縦ひずみ速度と破壊に至るまでの時間との関係を示したものである。同図において、最小ひずみ速度と破壊に至るまでの時間との間には明瞭な関係が認められない。

クリープ試験における応力割合と破壊に至るまでの時間との関係を図-2-10に示す。同図においてみられるように、同じ応力割合でも、破壊に至るまでの時間にかなりのばらつきがみられる。すなわち、試験を行った範囲では、同じ応力割合において破壊までの時間が長くても十数分（約 10^3 秒）位であるものと、約12日間（約 10^6 秒）経過しても破壊に至らないものとの差が顕著である。この原因は、試験片個々の強度のばらつきによるものと考えられるので、これについて次節において検討する。

クリープ試験の主な目的は、得られた結果から破壊までに要する時間の予測することと、時間依存変形挙動を評価することである。時間依存変形挙動を把握するための方法として、1つの試験片において応力割合を段階的に増加させるクリープ試験を行った。その結果を図-2-11に示す。応力割合は、70%から5%ずつ増加させ、85%で破壊に至った。なお、応力割合は48時間毎に増加させた。各応力割合における縦ひずみ速度～時間線図を図-2-12に示す。応力割合

を増加させた初期の段階においては、前段階の応力の影響を受け、縦ひずみ速度は小さいが、時間の経過とともに、ほぼ一定の割合で低下している。また、2次クリープでは、縦ひずみ速度はほぼ一定値を取るが、応力割合が70%ではまだ2次クリープに至っておらず、応力割合が75%、80%では2次クリープにほぼ入っていると考えられる。変形の時間依存的挙動の一つの目安として、2次クリープにおけるひずみ速度を取り上げる場合が多いが、本試験法では低い応力割合においてはより長い時間の載荷が必要である。

2. 5 強度のばらつきに関する検討

2. 5. 1 ウイブル分布¹⁾

クリープ試験の結果から、試験片個々の強度のバラツキが大きいと考えられるので、統計学的観点から検討を試みた。

一般に、試験結果をヒストグラムにして表わすと、ヒストグラムはいわゆる“釣鐘型”の正規分布になる。しかし、寿命値などの場合には対数正規分布やガンマ分布よりもウイブル分布が寿命分布によくあてはまる分布として信頼性の問題では使われている。

ウイブル分布では、確率密度関数が

$$f(x) = \frac{m}{\alpha} (x - \gamma)^{m-1} \cdot \exp \left[- \frac{(x - \gamma)^m}{\alpha} \right], \quad x \geq \gamma$$

$$f(x) = 0 \quad , \quad x < \gamma$$

$$\alpha \text{ (尺度のパラメータ)} > 0, \quad m \text{ (形のパラメータ)} > 0,$$

$$\gamma \text{ (位置のパラメータ)} > 0$$

で与えられる。形のパラレータ m は均一性を表す係数として用いることができる。すなわち、ここでは、 $m > 1$ となり、 m の値が大きいほど、試験結果のばらつきが小さいことを示す。

2. 5. 2 試験結果

前述の一軸圧縮試験に加え、さらに一軸圧縮試験を行った。また、前述の一軸

圧縮試験では、試験片の規準寸法が直径3cm×高さ6cm、一軸圧縮クリープ試験では、直径2cm×高さ4cmと異なっていたことも考慮し、寸法効果についても検討するため、基準寸法（直径×高さ）が2cm×4cm, 3cm×6cm, 4cm×8cmの3種類の試験片を用いた。

一軸圧縮試験において得られた圧縮応力～ひずみ（縦・横・体積）線図を図-2-13に示す。また、圧縮強度、圧縮強度点における縦ひずみならびに横ひずみ、圧縮強度の50%の応力におけるヤング率ならびにポアソン比を表2-7に示す。

各試験片寸法における一軸圧縮強度をワイブル紙にプロットした結果を図2-14に示す。それぞれの図における直線の傾き(m)を求めた。 m と試験片寸法との関係ならびに平均一軸圧縮強度と試験片寸法との関係を図-2-15に示す。なお、一軸圧縮強度にはおける最大値と最小値との区間も示してあり、試験片寸法3cm×6cmには、前述の一軸圧縮試験結果(2. 2. 3)も含まれている。

一軸圧縮強度は、試験片寸法の増大とともに減少し、寸法効果が認められ、 m の値は試験片寸法3cm×6cmにおいて最も小さくなり、この寸法で強度のばらつきが大きいことを示している。また、試験片寸法2cm×4cmにおける m の値は、従来報告されている花崗岩の値²⁾ ($m = 12$) にほぼ等しいが、他の寸法では m はかなり小さい値である。一般に、花崗岩試料における m の値は、他の岩石試料と比較し、かなり小さく、ばらつきが大きい²⁾ことを示している。なお、参考とした m の値の算出方法は、本研究の方法とは異なる。

さらに、試験片寸法により m の値が異なることは試験片中に含まれるクラックなどの欠陥が不規則に分布していることを示唆するものと考えられる。

以上より、一軸クリープ試験において、破壊までに至る時間に大きなバラツキがみられた結果は試験片個々の一軸圧縮強度のばらつきによるのであり、岩石固有のものであると考えられる。したがって、力学的特性を把握するためには、各試験を数多くの試験片について実施する必要があるものと考えられる。

2. 6 結論

本研究では、花崗岩についての長期安定性に関する基礎的力学的物性試験を行なった。その結果、以下に要約する。

1) 本研究で用いた花崗岩の空隙率はかなり小さく、弾性波伝播速度も速く、これらの結果からは堅硬な岩石あると考えられる。

2) クリープ試験においては、ひずみ速度は、時間の経過とともに低下し、最小ひずみ速度に至った後、増加し、破壊に至る。また、同じ応力割合の載荷を行っても、短時間で破壊する試験片と、約12日間経過しても破壊に至らないものとがあり、試験片強度のばらつきが大きかった。

3) 寸法の異なる3種類の試験片について行った一軸圧縮強度では、試験片の寸法の増加とともに、一軸圧縮強度は低下する寸法効果が認められた。また、一軸圧縮強度のばらつきについてワイブル分布を用いて検討した結果、従来報告されている他の花崗岩に比べて、 m が小さく、ばらつきが大きいことがわかった。

本研究で用いた岩石試験片は、直径約126mmのボーリング・コアの約1mの範囲の岩石試料から作製したものであるが、個々の試験片の一軸圧縮強度のばらつきが大きかった。このような岩石の基礎的物性値ならびに時間依存的力学的挙動を把握するためには、数多くの試験片について試験を行う必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 真壁肇:ワイブル確率紙の使い方, 日本規格協会(1966)
- 2) 山口梅太郎、西松裕一:岩石力学入門(第3版), 東京大学出版会(1991)

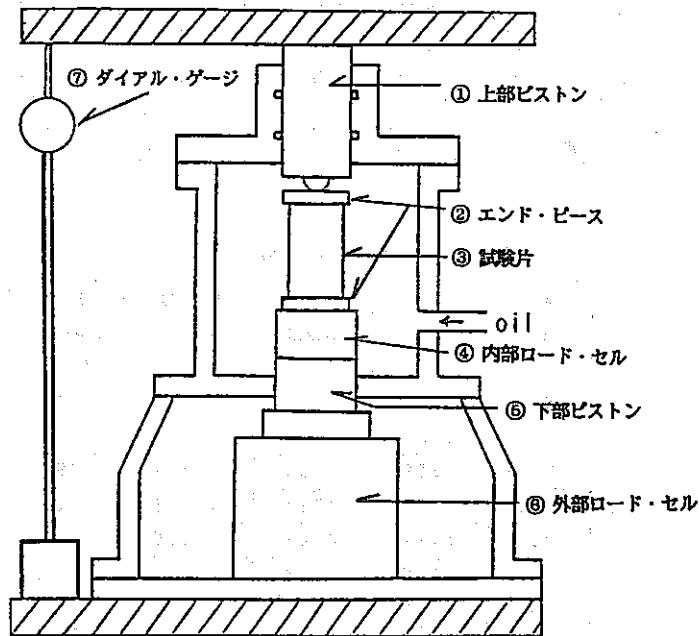


図-2-1 圧力容器の概念図

表 2-1 花崗岩の物理的性質

試 験 片 番 号	強制 乾燥 比重	飽和 含水 比重	自然 含水 比重	吸水率 %	含水率 %	空隙率 %
	γ_d	γ_s	γ			
K-14	2.72	2.72	2.72	0.24	0.25	0.44
K-15	2.72	2.73	2.72	0.24	0.26	0.43
K-16	2.72	2.73	2.72	0.28	0.27	0.37
K-17	2.70	2.71	2.70	0.24	0.28	0.40
平均 値	2.72	2.72	2.72	0.25	0.27	0.41

表 2-2 花崗岩の動的特性

試 験 片 番 号	P波速度	S波速度	動的係数	
			ホフ比	ヤク率
	V_p m/sec	V_s m/sec	V_d ($\times 10^3$) kg/cm ²	E_d ($\times 10^3$) kg/cm ²
K-1	5258	2920	0.277	6.09
K-2	5247	2918	0.276	6.05
K-3	5044	2884	0.278	5.92
K-4	5360	2809	0.311	5.73
K-5	5282	2876	0.289	5.92
K-6	5290	2894	0.286	6.00
K-7	5318	2925	0.283	6.17
K-8	5299	2913	0.283	6.06
平均 値	5262	2892	0.285	5.99
標準偏差	89	35	0.011	0.13

表 2-3 圧裂引張試験結果

試 験 片 番 号	圧裂引張試験		
	直 径	厚 さ	圧裂引張強度
	D cm	L cm	S _c kg/cm ²
K-11	2.93	1.39	99.2
K-12	2.93	1.46	108.0
K-13	2.93	1.40	81.0
平均 値			96.1

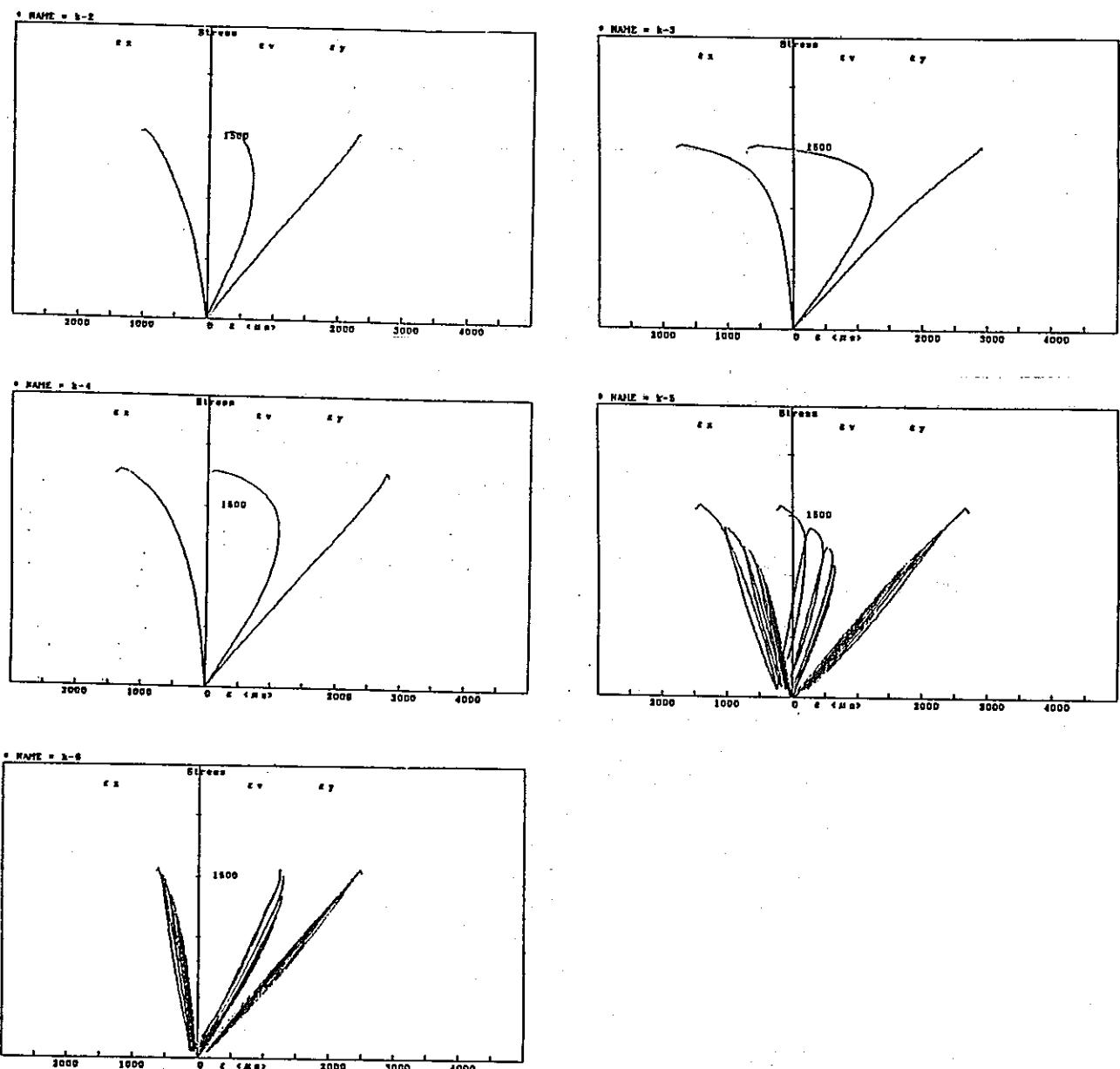


図-2-2 一軸圧縮試験における圧縮応力～ひずみ(縦・横・体積)線図

表2-4 一軸圧縮試験結果

試験片番号	試験片寸法		一軸圧縮強度 S _c	強度点のひずみ		静的係数		
	直径 D	高さ H		縦ひずみ (ε _y)	横ひずみ (ε _x)	ヤング率 E _s (x10 ⁵)	ボアソン比 ν _s	
				(軸)	(半径)			
	cm	cm	kg/cm ²	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁶	kg/cm ²		
k-2	2.93	5.85	1546	2322	953	6.44	0.24	
k-3	2.93	5.86	1515	2900	1697	5.43	0.13	
k-4	2.93	5.82	1784	2777	1310	6.20	0.16	
k-5	2.93	5.85	1582	2663	1411	6.36	—	
k-6	2.93	5.81	1563	2462	606	6.56	0.23	
平均値			1598	2625	1195	6.20	0.19	
標準偏差			95	209	379	0.40	0.46	

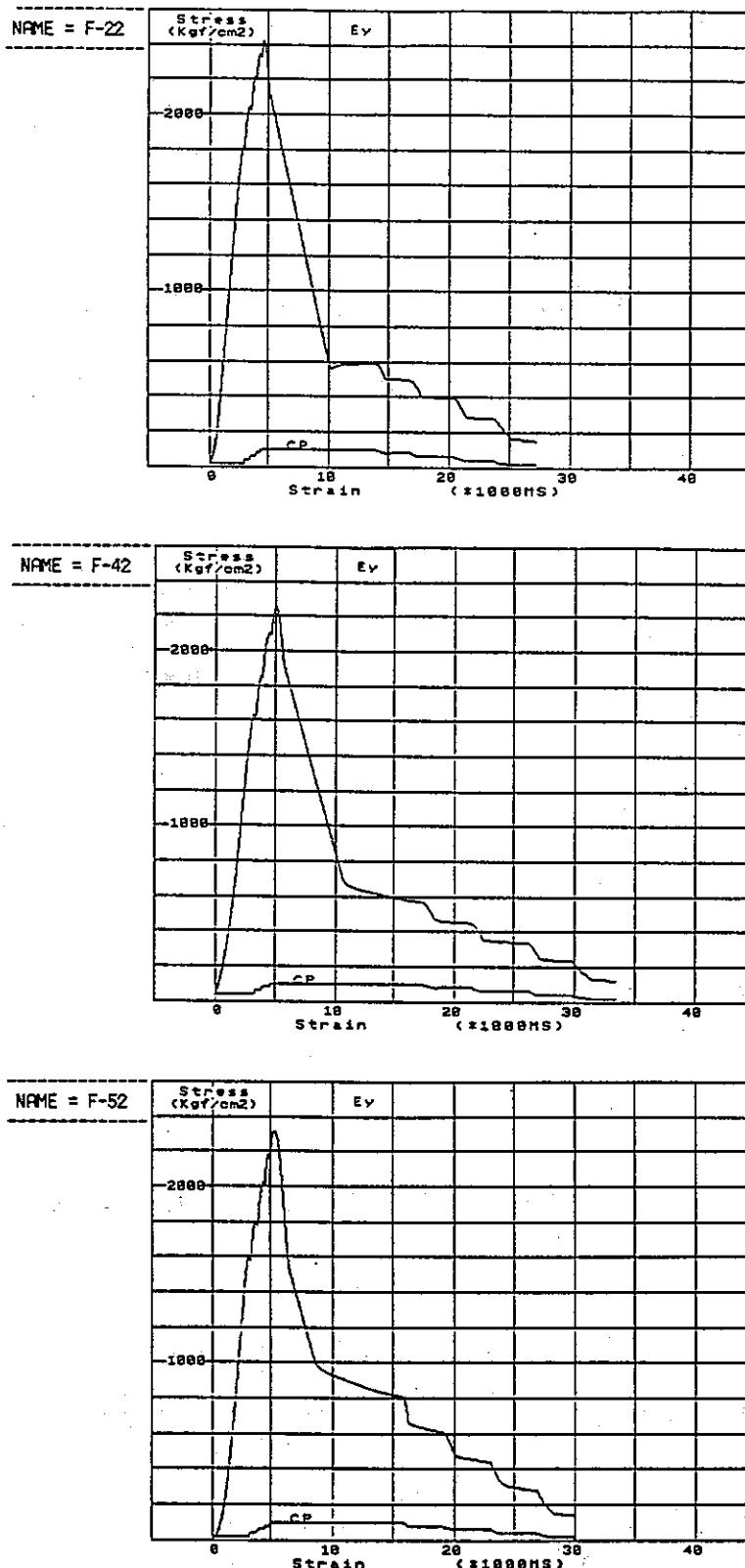


図-2-3 多段階三軸圧縮試験における差応力～軸ひずみ線図

表 2-5 三軸圧縮試験結果

(a) 最大圧縮強度

試験 序 番 号	最大強度 (kg/cm^2)				
	封圧 (kg/cm^2)				
	20.0	40.0	60.0	80.0	100.0
F-22	1799	1997	2154	2268	2318
F-42	—	1589	1779	2022	2147
F-52	1575	1750	1964	2103	2211

(b) 残留強度

試験 序 番 号	残留強度 (kg/cm^2)				
	封圧 (kg/cm^2)				
	100.0	80.0	60.0	40.0	20.0
F-22	489	417	331	238	137
F-42	466	367	275	194	102
F-52	702	528	376	238	121

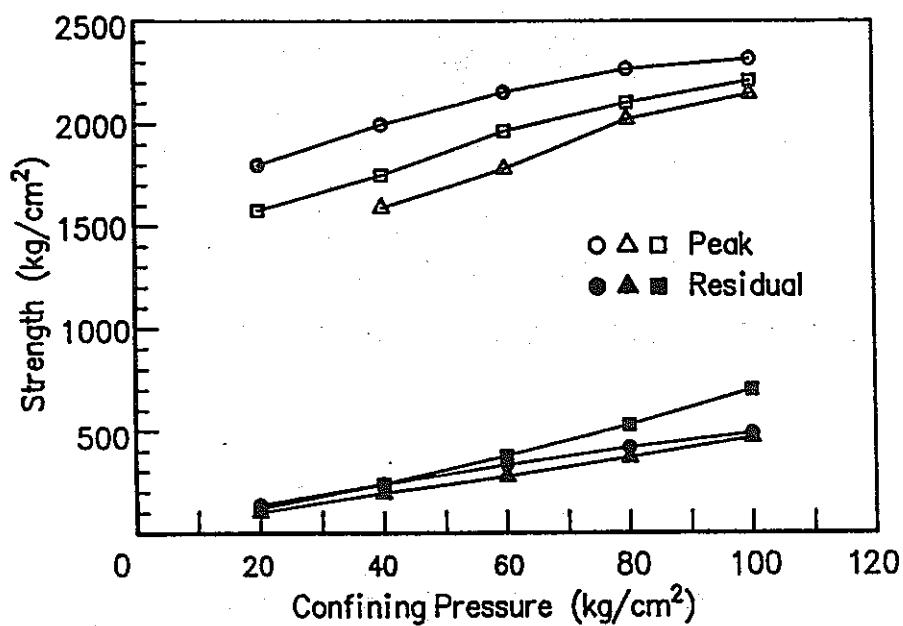


図-2-4 最大圧縮強度ならびに残留強度と封圧の関係

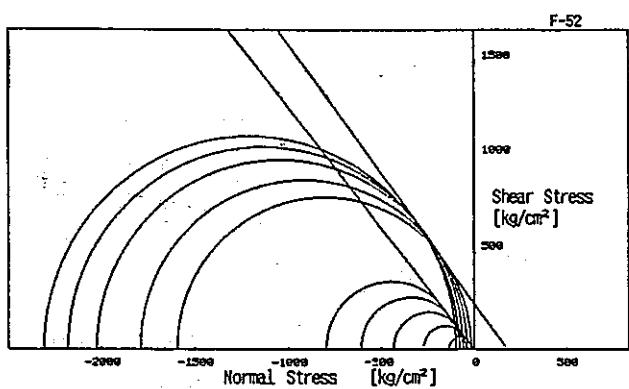
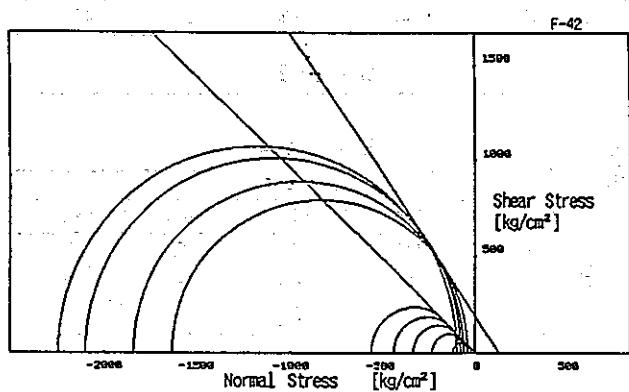
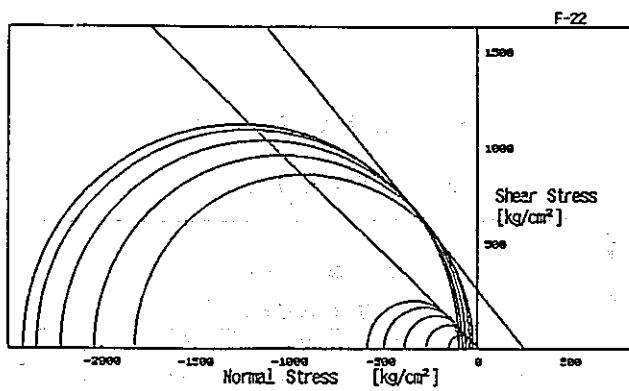


図-2-5 最大圧縮強度と残留強度におけるMohrの応力円ならびに破壊限界線

表2-6 内部摩擦角ならびに粘着力

試 験 片 番 号	最大		残留	
	内部 摩 擦 角 ϕ	粘 着 力 C	内部 摩 擦 角 ϕ	粘 着 力 C
	DEG	kg/cm ²	DEG	kg/cm ²
F-22	50.6	305	43.5	12.3
F-42	55.9	185	43.8	2.2
F-52	53.6	235	51.7	-7.9
平均	53.4.	241	46.6	2.2

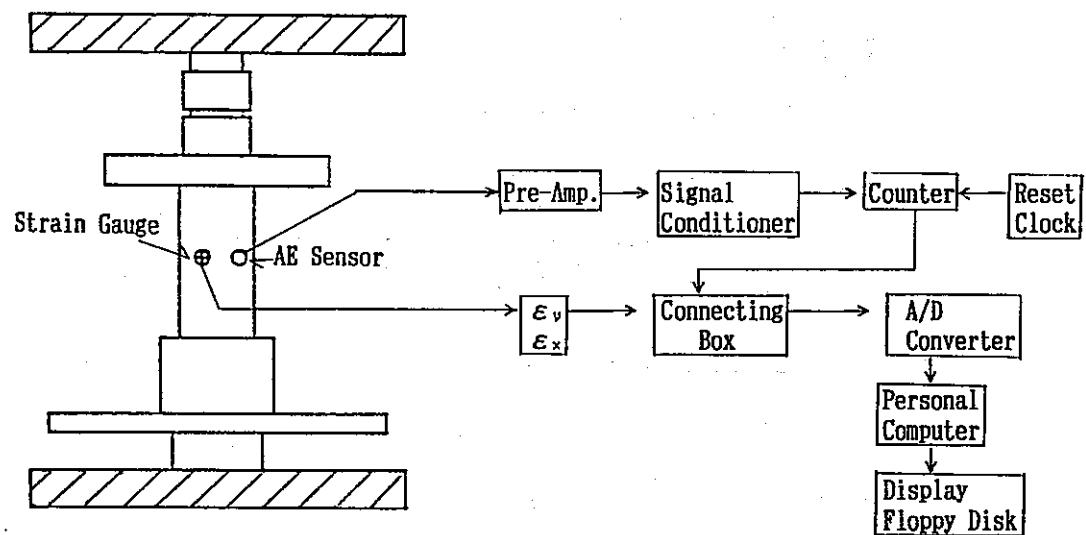
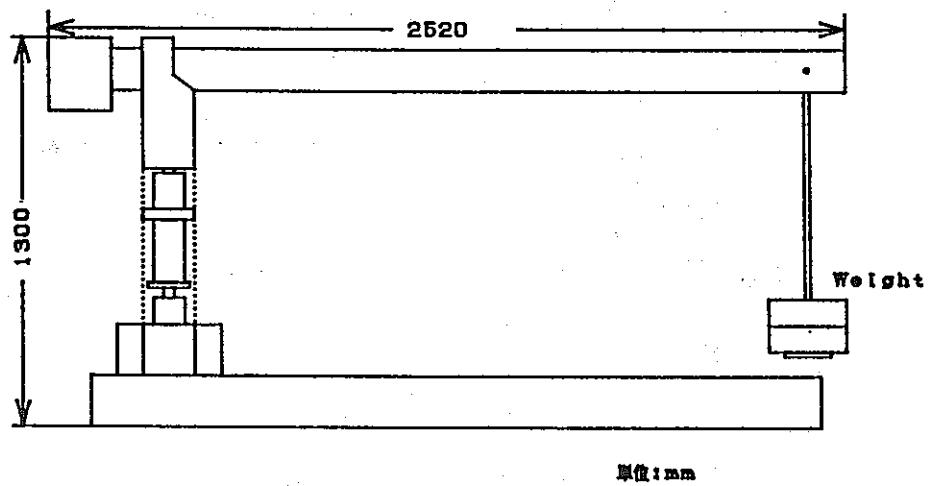


図-2-6 クリープ試験機の概念図

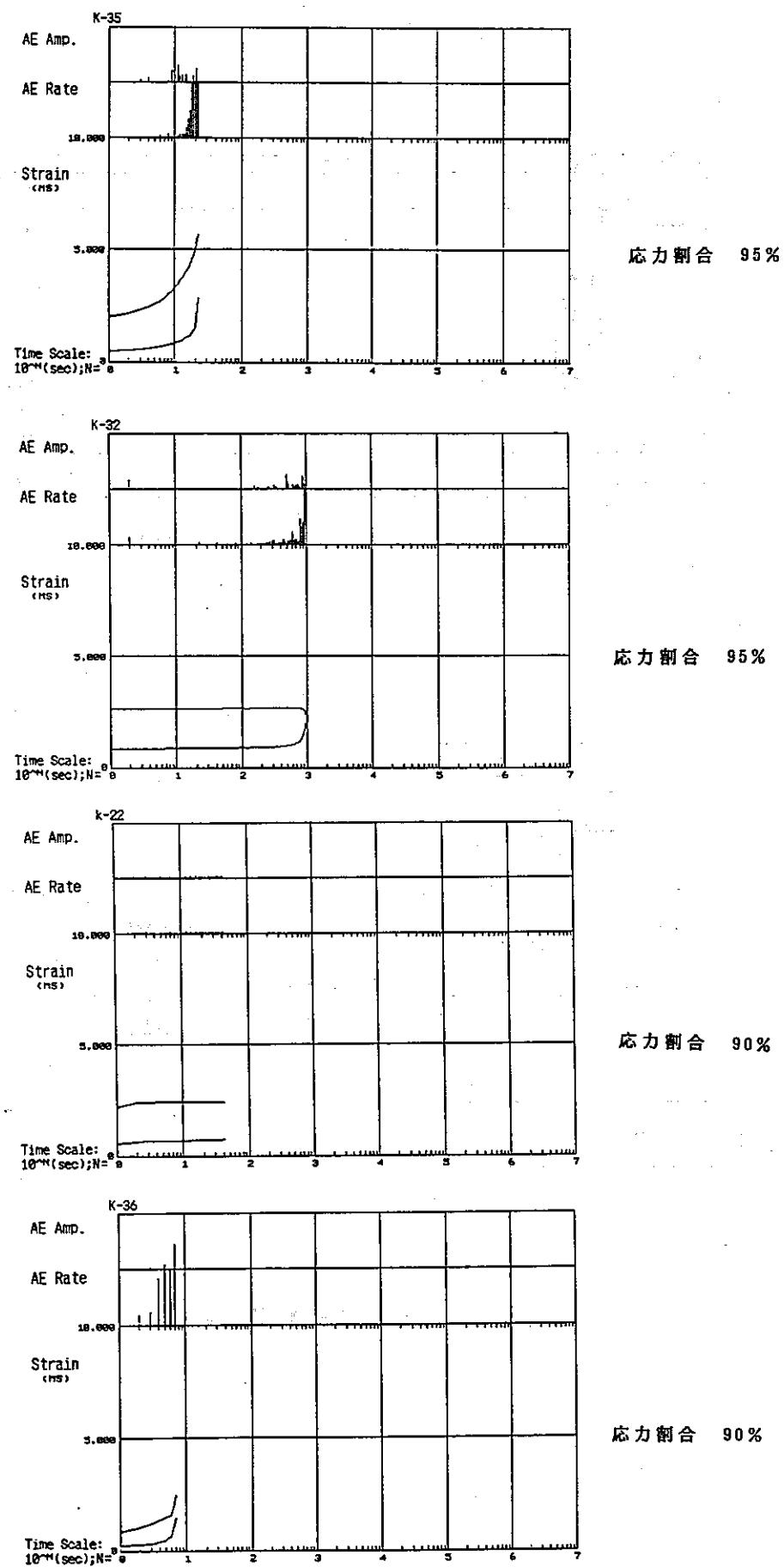


図-2-7 クリープ試験におけるひずみ～対数時間線図ならびに
AEと対数時間との関係（その1）

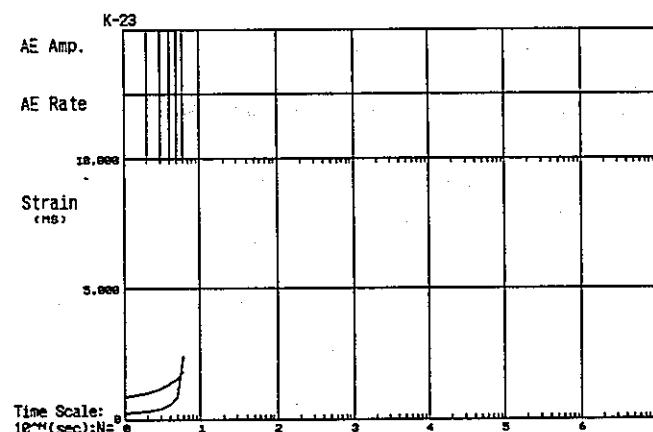
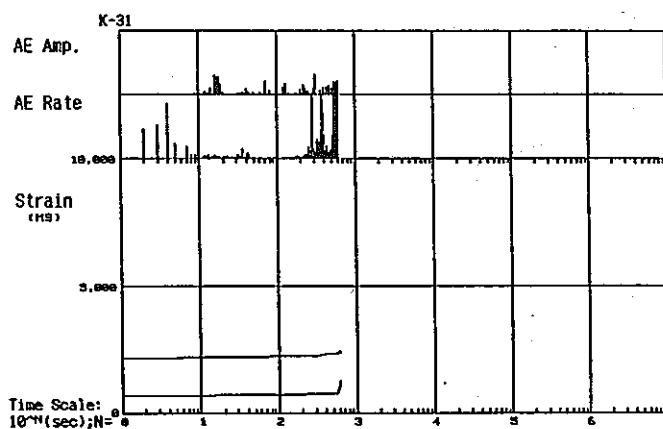
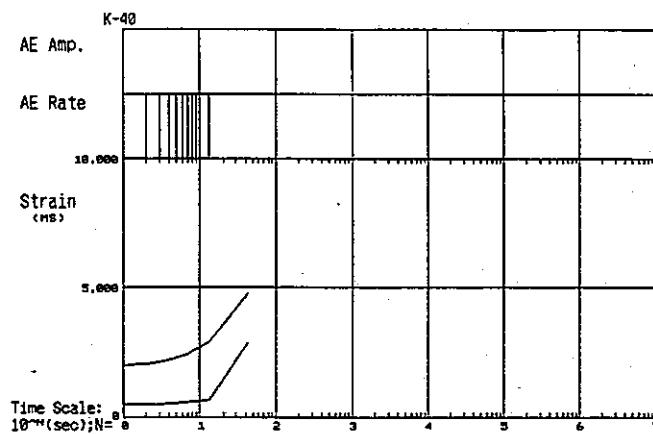
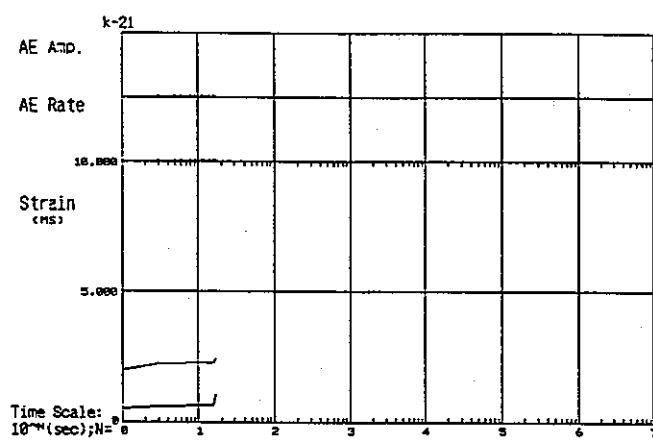


図-2-7 クリープ試験におけるひずみ～対数時間線図ならびに
AEと対数時間との関係(その2)

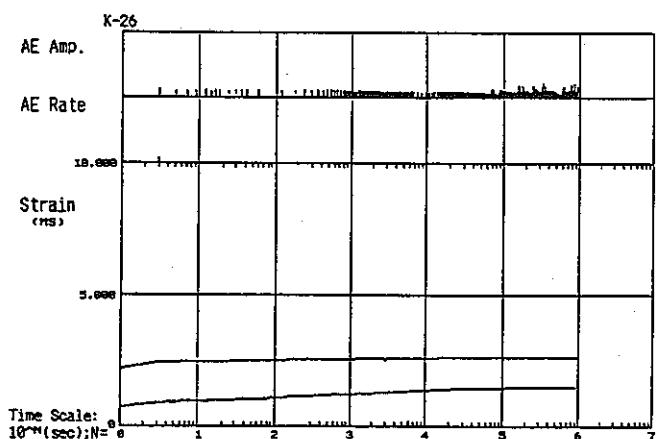
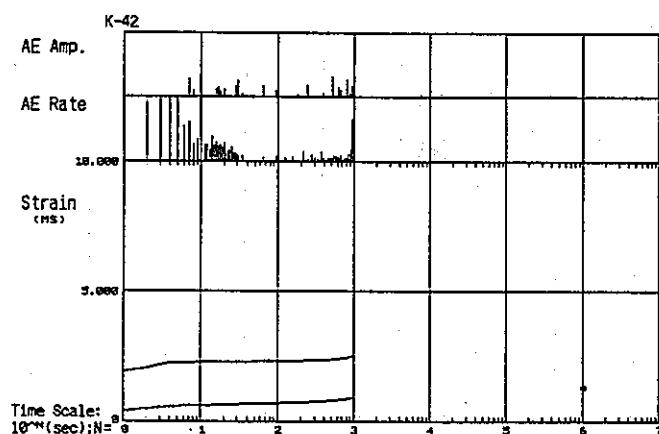
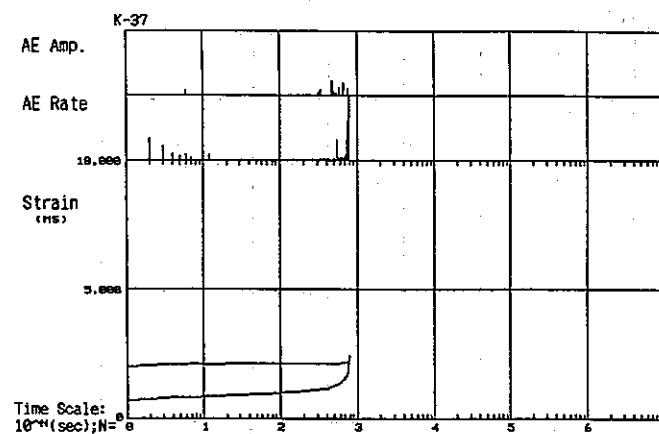
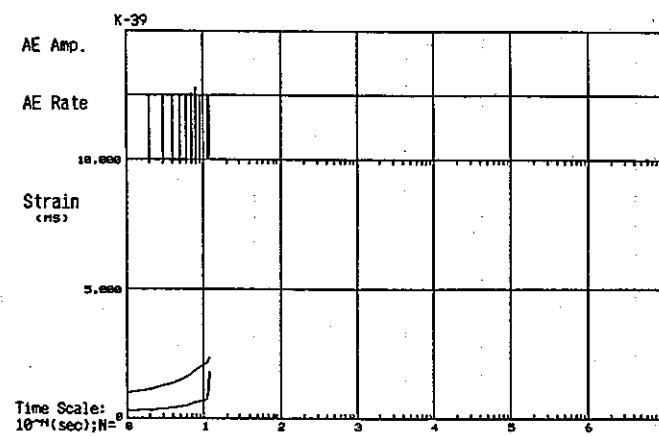


図-2-7 クリープ試験におけるひずみ～対数時間線図ならびに
AEと対数時間との関係(その3)

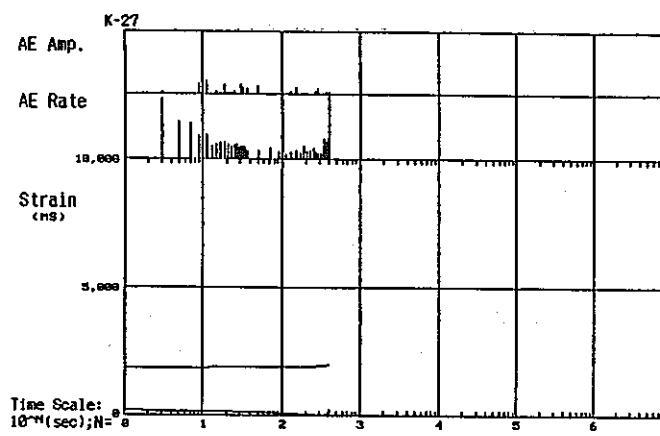
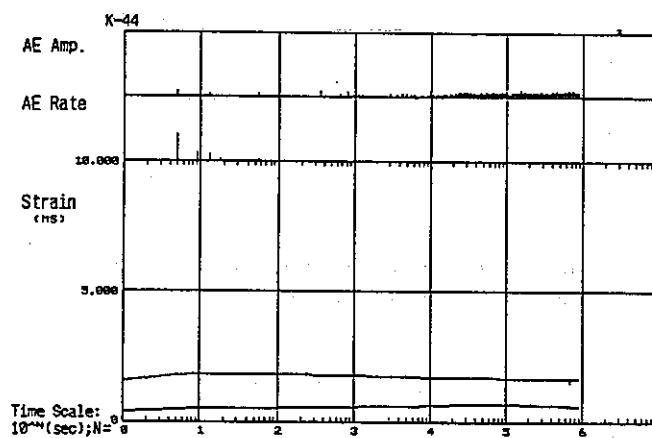
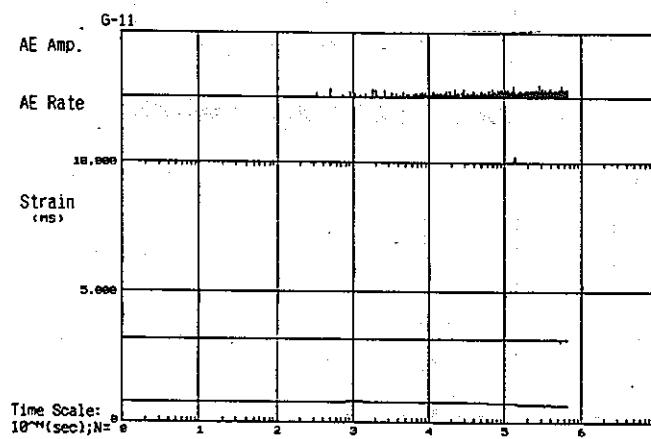
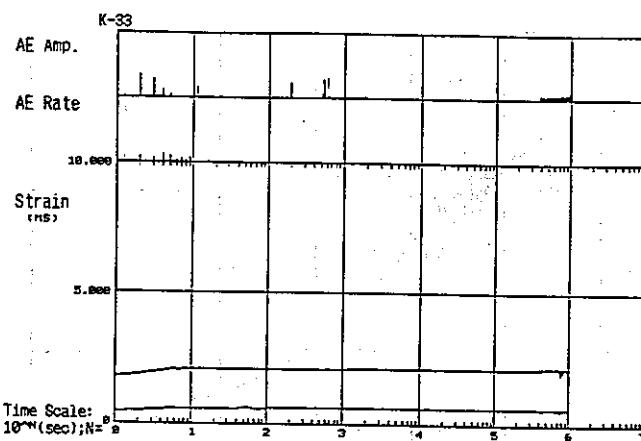


図-2-7 クリーブ試験におけるひずみ～対数時間線図ならびに
AEと対数時間との関係（その4）

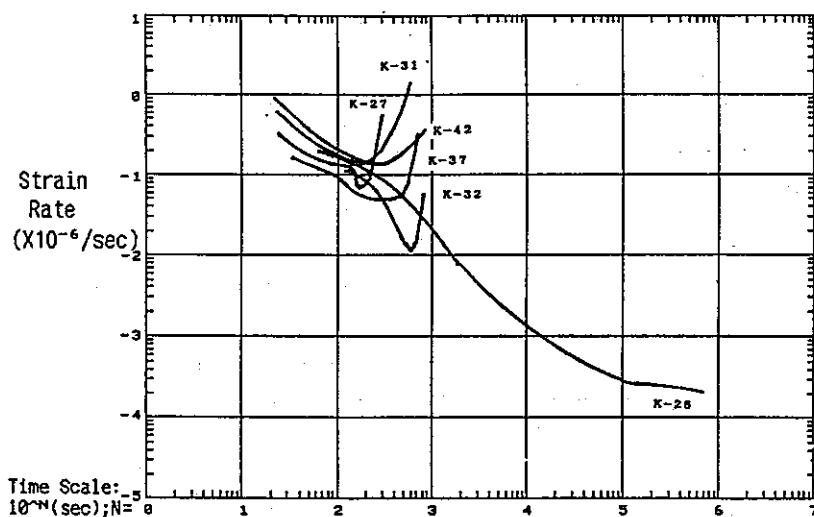


図-2-8 クリープ試験における綫ひずみ速度～対数時間線図

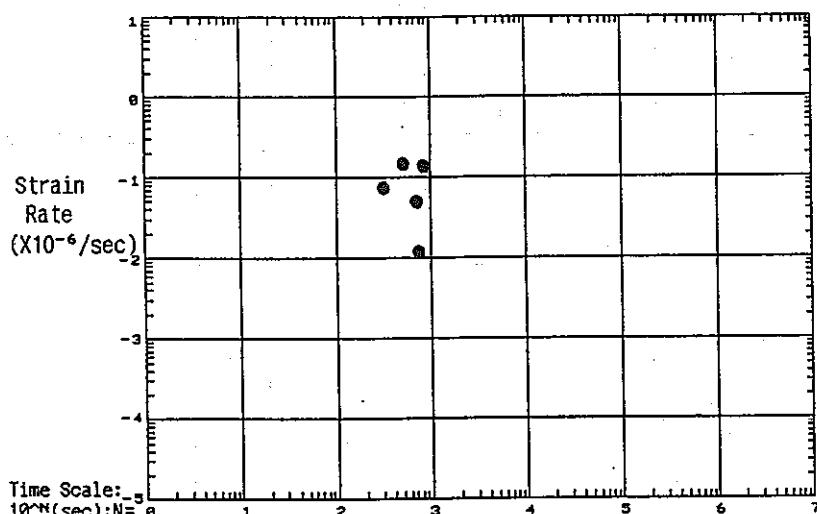


図-2-9 クリープ試験における最小綫ひずみ速度と
破壊までの対数時間との関係

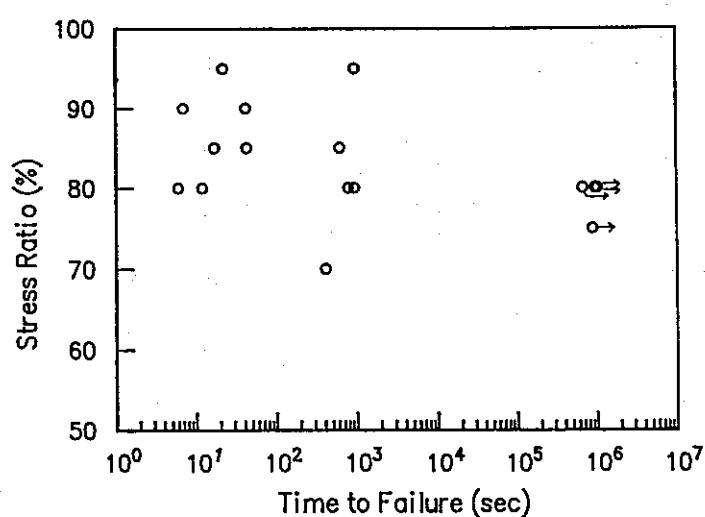
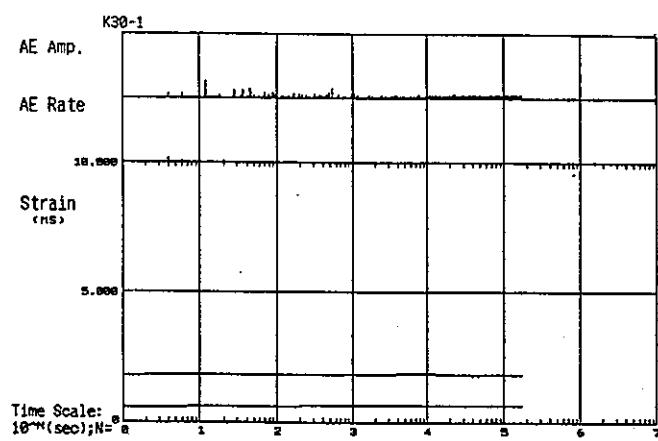
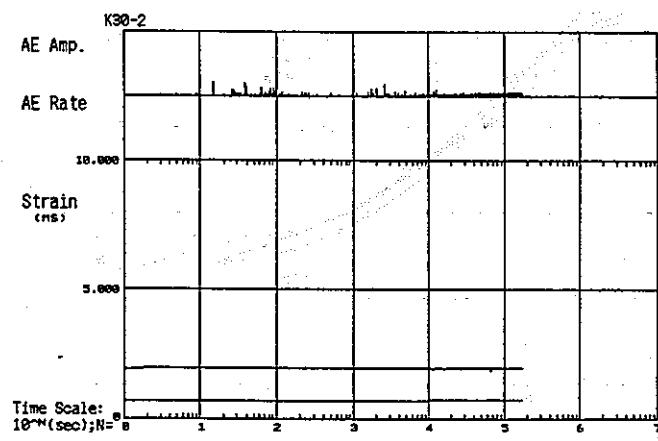


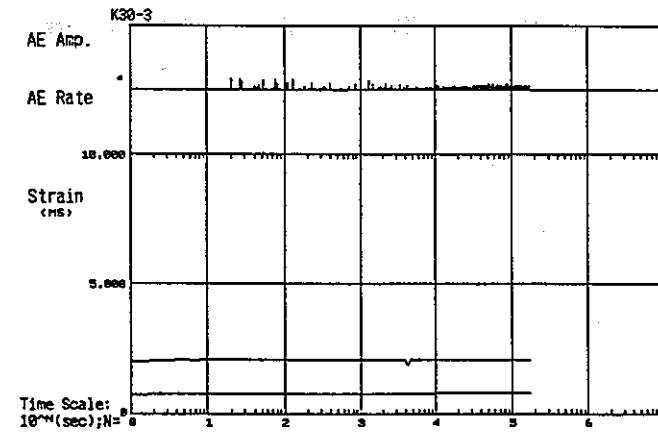
図-2-10 応力割合と破壊までの対数時間との関係



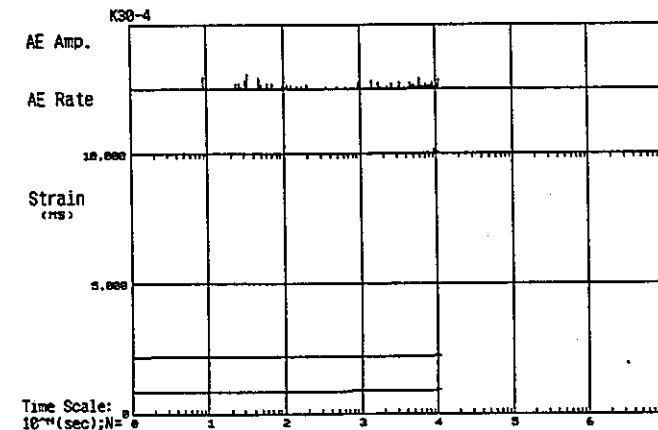
応力割合 70%



応力割合 75%



応力割合 80%



応力割合 85%

図-2-11 多段階クリープ試験におけるひずみ～対数時間線図ならびに
AEと対数時間との関係

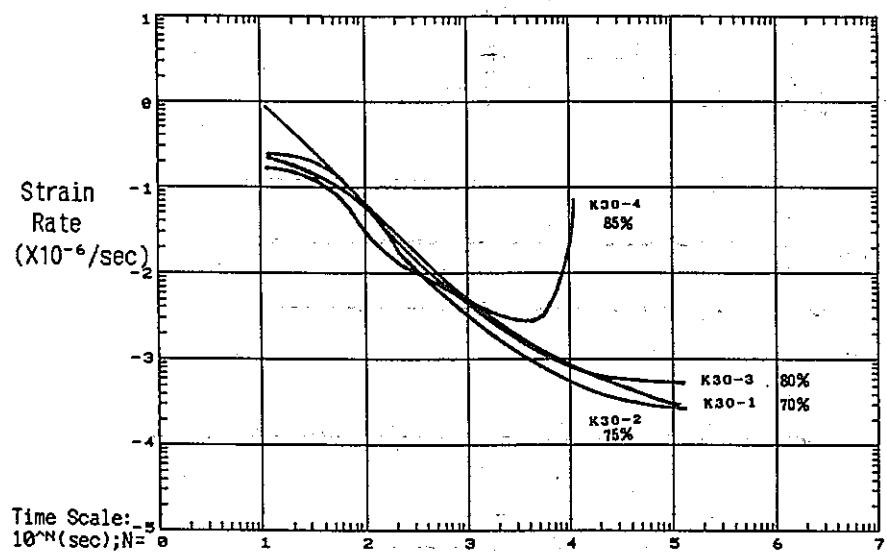
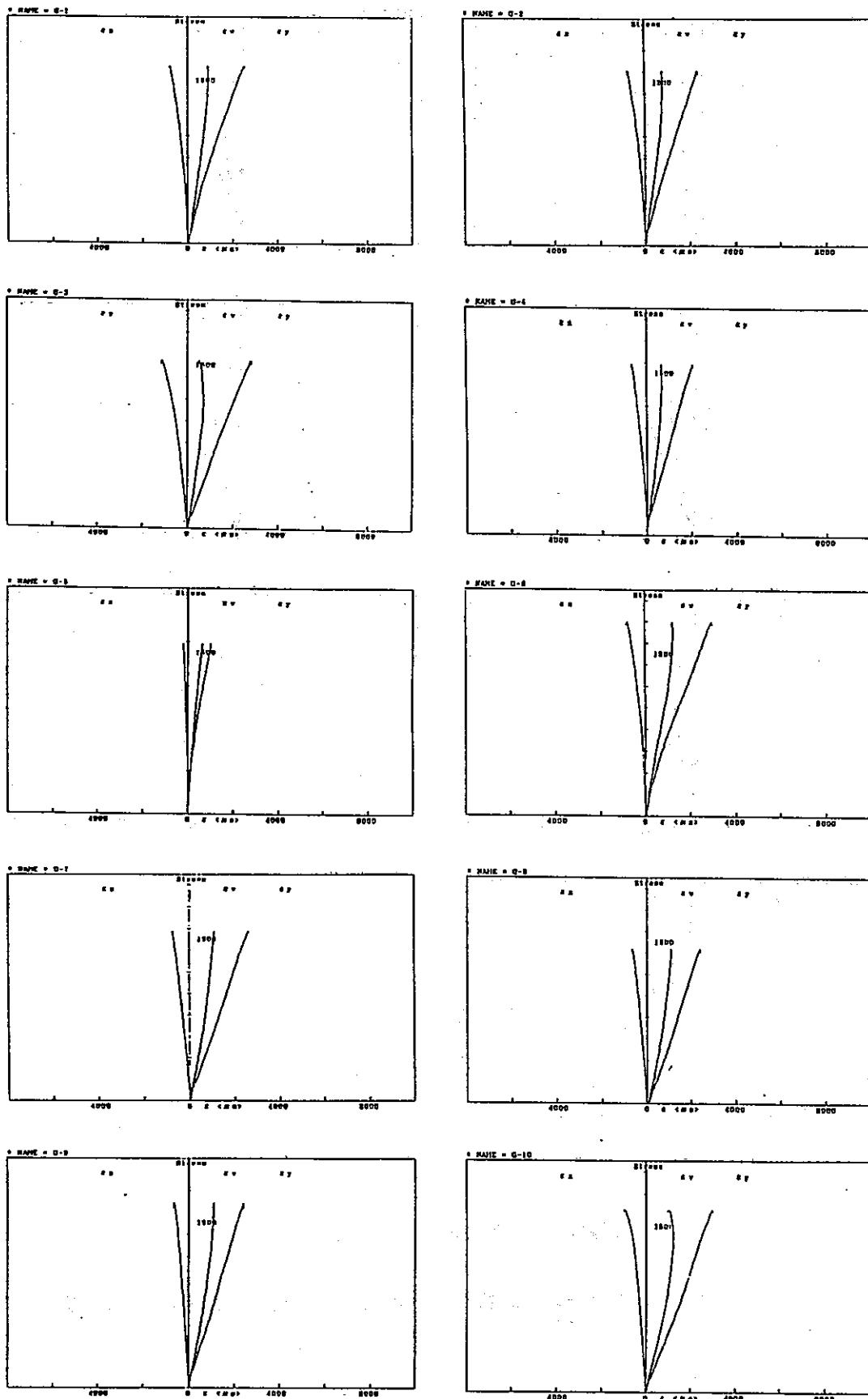
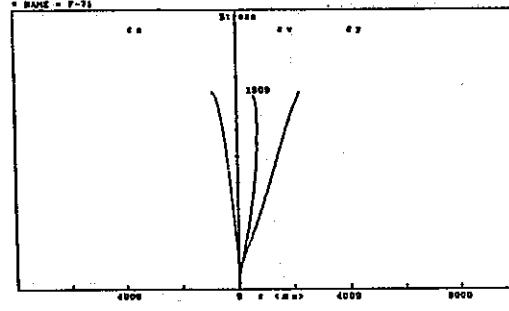
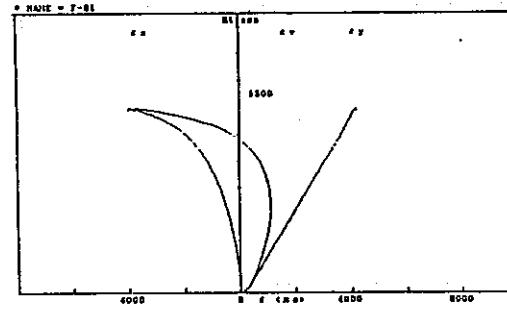
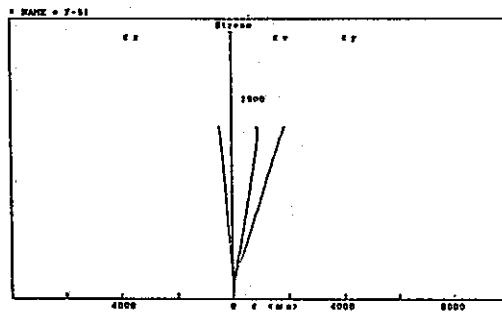
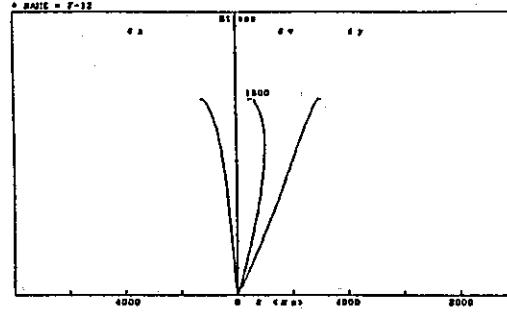
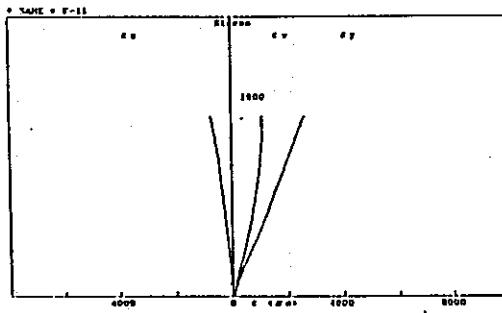
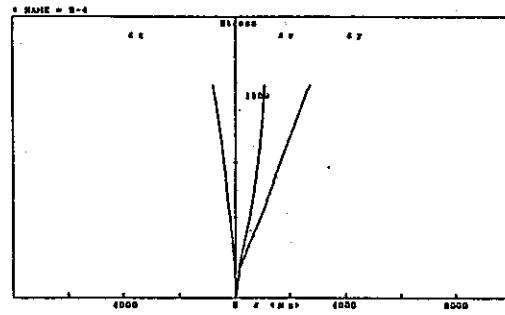
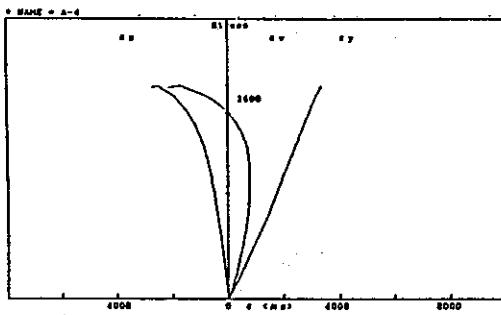


図-2-12 多段階クリープ試験における継ひずみ速度～対数時間線図



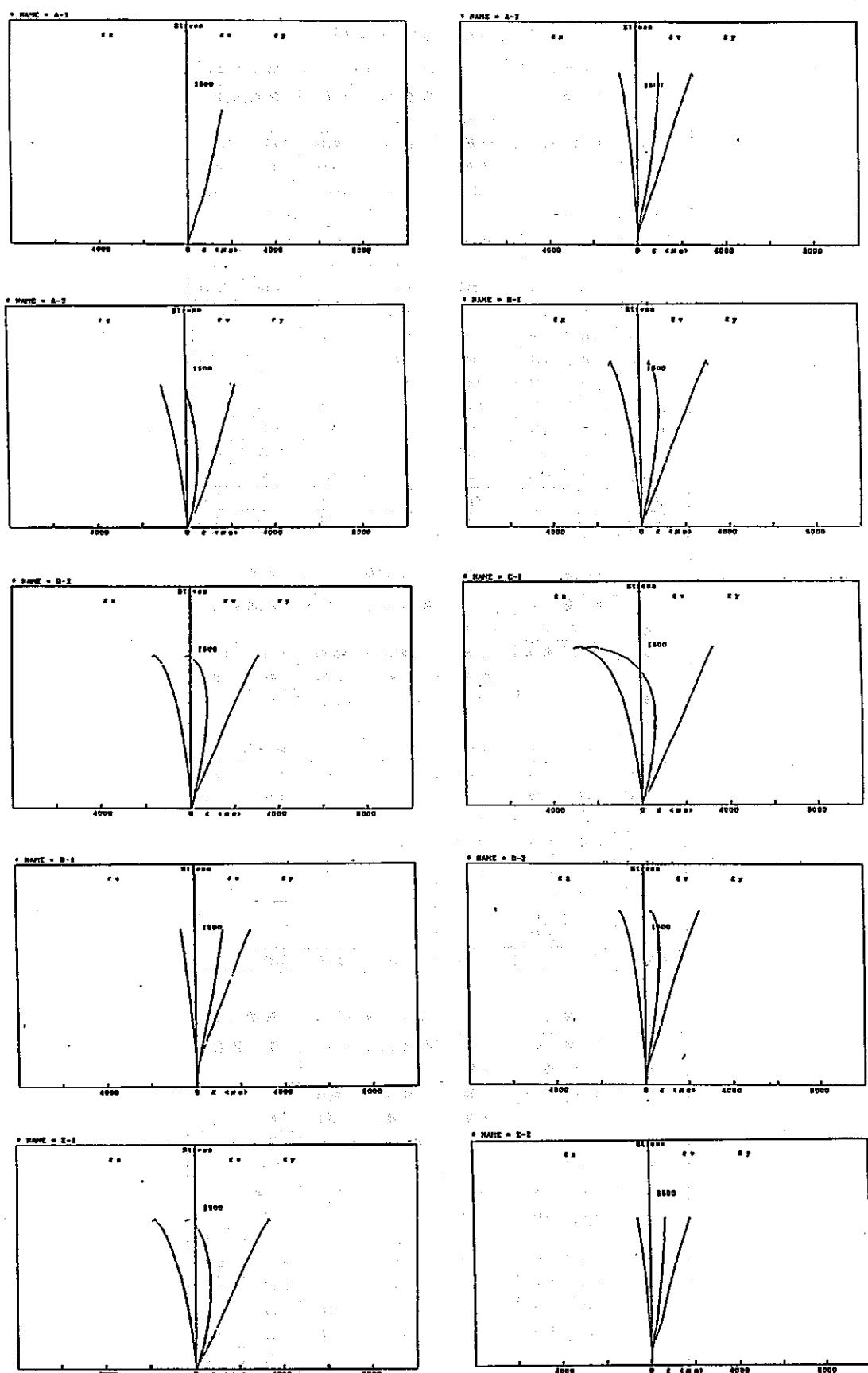
(a) 試験片寸法 直径 2cm×高さ 4cm (基準寸法)

図-2-13 一軸圧縮試験における圧縮応力～ひずみ(縦・横・体積)線図
(その1)



(b) 試験片寸法 直径 3cm×高さ 6cm (基準寸法)

図-2-13 一軸圧縮試験における圧縮応力～ひずみ(縦・横・体積)線図
(その2)



(c) 試験片寸法 直径 4cm×高さ 8cm (基準寸法)

図-2-13 一軸圧縮試験における圧縮応力～ひずみ(縦・横・体積)線図
(その3)

表 2-7 一軸圧縮試験結果

(a) 試験片寸法 直径 2cm × 高さ 4cm (基準寸法)

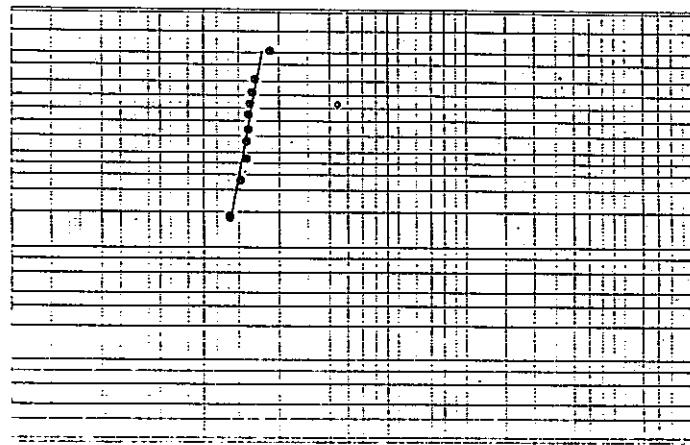
試験 片 番 号	試験片 寸 法		一軸 圧縮 強度 S_c	強度点のひずみ		静的係数		
	直 径 D	高 さ H		縦ひずみ (軸) $\varepsilon_{Y_{max}}$	横ひずみ (半径) $\varepsilon_{X_{max}}$	ヤング率 E_s ($\times 10^3$)	ポアソン比 ν_s	
				cm	cm	kg/cm ²	$\times 10^{-6}$	
G-1	1.95	3.90	1639	2473	804	6.65	0.22	
G-2	1.94	3.89	1610	2441	911	6.56	0.24	
G-3	1.94	3.90	1545	2792	1197	5.68	0.29	
G-4	1.98	3.80	1583	2112	773	7.33	0.26	
G-5	1.98	4.01	1586	1078	269	14.30	0.13	
G-6	1.98	3.89	1799	2981	952	5.70	0.20	
G-7	1.98	3.81	1581	2836	804	6.23	0.24	
G-8	1.98	3.84	1435	2511	720	6.33	0.22	
G-9	1.98	3.99	1687	2472	737	7.28	0.20	
G-10	1.98	3.89	1662	3038	1000	5.85	0.20	
平均値			1613	2453	816	7.19	0.22	
標準偏差			90	527	229	2.48	0.04	

(b) 試験片寸法 直径 3cm × 高さ 6cm (基準寸法)

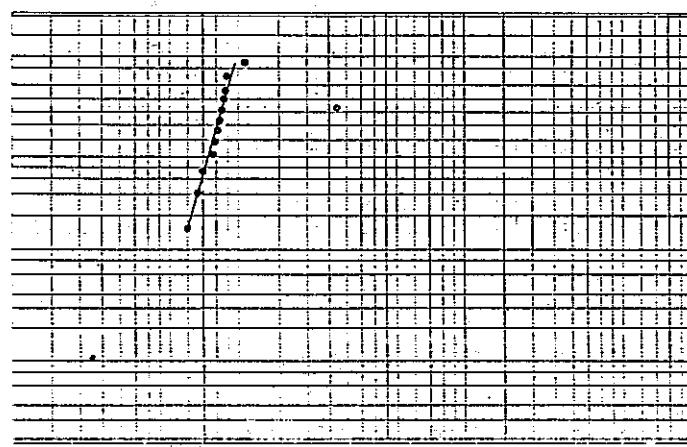
試験 片 番 号	試験片 寸 法		一軸 圧縮 強度 S_c	強度点のひずみ		静的係数		
	直 径 D	高 さ H		縦ひずみ (軸) $\varepsilon_{Y_{max}}$	横ひずみ (半径) $\varepsilon_{X_{max}}$	ヤング率 E_s ($\times 10^3$)	ポアソン比 ν_s	
				cm	cm	kg/cm ²	$\times 10^{-6}$	
A-4	2.93	5.94	1594	3320	2520	5.15	0.28	
B-4	2.92	5.93	1528	2722	851	5.41	0.23	
F-11	2.93	5.94	1363	2717	830	5.28	0.21	
F-12	2.93	5.89	1465	3049	1234	5.45	0.23	
F-51	2.93	5.93	1300	2032	734	6.37	0.21	
F-61	2.93	5.94	1398	4523	3948	3.50	0.25	
F-71	2.93	5.95	1492	2309	934	6.34	0.24	
平均値	2.93	5.93	1449	2953	1579	5.36	0.23	
標準偏差			94	754	1124	0.89	0.23	

(c) 試験片寸法 直径 4cm × 高さ 8cm (基準寸法)

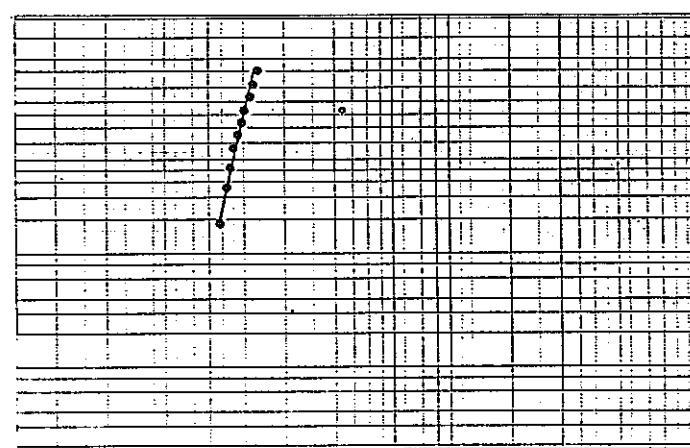
試験 片 番 号	試験片 寸 法		一軸 圧縮 強度 S_c	強度点のひずみ		静的係数		
	直 径 D	高 さ H		縦ひずみ (軸) $\varepsilon_{Y_{max}}$	横ひずみ (半径) $\varepsilon_{X_{max}}$	ヤング率 E_s ($\times 10^3$)	ポアソン比 ν_s	
				cm	cm	kg/cm ²	$\times 10^{-6}$	
A-1	3.92	7.97	1271	1601	—	7.99	—	
A-2	3.92	7.95	1619	2604	833	6.13	0.22	
A-3	3.92	7.98	1353	2234	1131	6.63	0.31	
B-1	3.93	7.98	1572	3160	1397	5.20	0.25	
B-2	3.93	7.96	1450	3075	1614	4.81	0.26	
C-1	3.93	7.94	1486	3408	2682	4.52	0.31	
D-1	3.92	7.97	1488	2624	681	5.29	0.20	
D-2	3.92	7.96	1661	2536	1086	6.49	0.25	
E-1	3.92	7.96	1406	3330	1816	4.50	0.30	
E-2	3.92	7.96	1374	1841	557	7.47	0.24	
平均値	3.92	7.96	1468	2641	1311	5.90	0.26	
標準偏差			117	585	625	1.17	0.04	



(a) 試験片寸法 直径 2cm×高さ 4cm (基準寸法)



(b) 試験片寸法 直径 3cm×高さ 6cm (基準寸法)



(c) 試験片寸法 直径 4cm×高さ 8cm (基準寸法)

図-2-14 一軸圧縮強度のワイブル分布

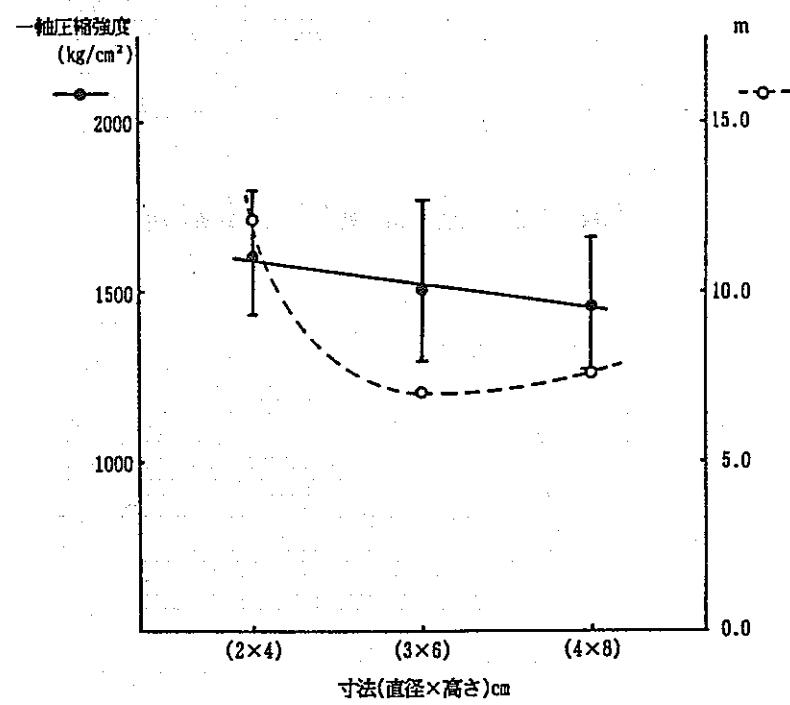


図-2-15 一軸圧縮強度ならびにm値と試験片寸法の関係

3. 坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査

3. 1 緒言

坑道周辺の岩盤が置かれている力学的状態、すなわち、地圧の分布やヤング率に代表される剛性の分布、あるいは緩みの状態などを精密に把握する方法の確立を目的として、かぶりが約530mある250mレベル坑道(N13°W)の日峰分岐付近(図-3-1参照)において、坑道周辺の地圧と弾性波速度の分布に関する測定を実施した。周囲の岩盤は花崗岩である。

地圧測定のために、目視により緩みの少ない箇所を選び、さらに、その岩盤表面をハンマーで叩いたときに金属音を発することを確認した。坑道は発破で掘進されており、坑壁は凹凸がある。図-3-2は、スチールテープにより計測した測定断面の形状を示したものである。

弾性波速度については、採用した測定方法の制約上、分岐部で実施する必要があったために、測定箇所の選択に関して自由度がなく、日峰分岐を測定箇所に選んだ。この箇所の岩盤表面はハンマーで打撃したときに鈍い音を発する所が多く、坑道周囲は相対的に緩みが発達しているとおもわれた。

3. 2 地下空洞周辺の地圧分布の測定

3. 2. 1 測定方法

坑道壁面から奥部の初期地圧状態に至る間の地圧分布を知るために、応力解放法による測定を試みた。

(a) 坑壁面の測定

壁面では、図-3-3に示すように、抵抗線ロゼットひずみゲージを貼り、100mm径のコアピットを用いてその周囲を応力解放する方法を用いた。

測定作業は次の順序で進める。

- ① 坑壁を80mm径のフラットピットで磨き、測定面を平滑にする。
- ② 測定面をアセトンなどを用いて清浄にした後、接着剤を用いて抵抗線ロゼット

トひずみゲージを坑壁に貼る。次のオーバーコアリング作業時に水がゲージにかかるないように、図-3-3に示すようなあらかじめモールドされたゲージを用いる。

- ③ ゲージがら出たリード線を、図-3-3に示すように、コアチューブと作孔機のウォータースイベルの中を通して作孔機の外に導き、測定器に接続する。
- ④ 初期値を読んでから、100mm径のコアビットを用いて作孔しゲージの周囲を応力解放する。その間のひずみ値を記録する。
- ⑤ 作業が終了したならば、コアを折り取り、回収する。

(b) 坑壁から奥の測定

壁面から奥では、39mm径の測定孔による孔壁ひずみ法を用いた。測定作業は次のようにある。

- ① 100mm径の孔底の中心から、39mm径のビットで約30cmの長さの作孔を行い、孔内をアセトンなどで清浄にする。
- ② その後、3枚の抵抗線ロゼットひずみゲージを孔壁の所定の方向に貼る。この作業のために、図-3-5に示す特殊なジグを用いた。これは、接着剤の付いたゲージを、孔壁をこすらないように、所定の深さまで挿入し、その後、接着剤が硬化するまで、圧縮空気により一定の圧力でゲージを孔壁に圧着する機能を持っている。
- ③ 39mm径の孔の口元を油粘土で塞ぎ、水が入らないようにする。ゲージのリード線を測定器につなぐ作業は、(a)の③の作業と同様である。
- ④ ひずみの初期値を読んだ後、100mm径のコアビットを用いてオーバーコアリングを行い、応力解放に伴うひずみの変化を記録する。
- ⑤ 作業が終了したならば、コアを折り取り、回収する。
- ⑥ ①～⑤の作業を奥に進める。

現場で行う作業は以上である。この他に、測定作業後、室内でコアを整形し、応力の評価に必要な岩石のヤング率、ポアソン比を求めた。表3-1に、結果を示す。

3. 2. 2 実技的な問題点

ボーリング作業は、図-3-4に示すような簡易な作孔機を用いて実施した。39mm径の作孔作業は短時間で終了し、問題がなかった。しかし、100mm径の作孔については、作孔機の推力などが若干不足した上に、ダイヤモンドビットが当地の花崗岩に合わず、作業が難渋した。結局、坑壁より約1m奥までの測定しかできず、目標である坑道壁から3~4m奥までの測定は達成できなかった。今後、測定を実施する際には、作孔機をより馬力の強いものに替え、ビットもより適切なものに代える必要がある。

また、測定深度が増しても、ひずみゲージを埋設するジグの防水ができるよう、測定作業にいくつか工夫をする必要がある。

3. 2. 3 解析方法

測定したひずみを基に、2点法の理論（文献1）により解析し、地圧応力を評価した。結果を表3-2に示す。なお、結果を表すために、図-3-6に示した座標系を採用した。2点法では、応力が測定孔の方向に変化している場合、解析の中にそれが正確に考慮されている。なお、2点法を用いずに、応力が一様であると仮定した場合（文献2）についても解析したが、両者で差異はほとんどなかった。これは、坑道から奥に向かう応力分布の変化が、39mm径の測定孔の寸法に比べてそれほど激しくないことを意味している。

3. 2. 4 測定結果

図-3-1に示した坑道断面において、坑道壁面を含めて、106cm奥までの5点で得られた測定結果について述べる。図-3-7は地圧が坑道壁面から離れるにつれ変化する様子を示したものである。ほぼ鉛直を向いた直応力は坑道壁面から離れるにしたがって減少している。一方、坑道壁面にほぼ垂直な方向の直応力は坑道壁面から離れるにしたがって増加している。これらの地圧分布は、バラツキがあるものの、弾性理論に基づく空洞周辺の応力分布と傾向を同じくしており、もっともらしい。

坑道壁面における地圧は、表3-2に示すように、奥部に比べて値が非常に大きく、坑道軸方向の値54MPa、周方向の値72MPaを得た。坑道壁面は図-3-2に示すように凹凸がある。このような場合、岩盤が弾性体であれば壁面に応力集中

を招くが、測定結果はこれに符合している。

坑道壁面の高い応力集中や坑壁面から奥の地圧分布の状況は、坑道周囲の岩盤が全体としてほとんど緩みのない弾性状態にあることを示唆している。

地圧の主応力とその方向を、下半球ステレオ投影座標に示したのが図-3-8である。坑壁から20cm奥では、最大主応力がほぼ鉛直方向、中間主応力が坑道軸方向、最小主応力が坑道壁面に垂直方向を向いており、応力の向きについても、弾性理論に基づく予想に合致しているといえる。測点が坑道壁から離れるに従い、主応力の方向は変化している。

3. 3 弾性波速度の測定

3. 3. 1 測定方法

加速度計（リオン社製PV-85、周波数帯域1～7,000Hz）を受振センサーとして用いた弾性波速度の測定方法に関する概要を図-3-9に示す。受振センサーは次のような方法で固定した。すなわち、インパクトドリルを用いて小孔を坑道壁に作孔し、これにロックアンカーを固定する。アンカーにボルトをねじ込み、ボルトの頭にシリコングリースを塗布した後、加速度計を磁石を用いて固定する。発振には、インパクトハンマー（リオン社製、PH-51、エキステンダーLとスチールチップ装着、発振振動の周波数帯域2～10000Hz）を用いた。ハンマーによってボルトの頭に加えられた力は、チャージアンプ（リオン社製VM-27、周波数帯域1～30000Hz）を介してデジタルストレージシンクロスコープ（岩崎通信機社製DS8606C、周波数60MHz、チャンネル数3ch）に表示され、メモリーカードに記録される。また、岩盤中を伝播し受振センサーで拾われる加速度信号も同様に表示・記録される。メモリーカード上の波形はGP-IBインターフェースを介してパソコン（NEC社製PC9801TF51）のハードディスクに転送した。

加振力と加速度波形の初動時刻差はスコープ上で測定した。また、高速フーリエ変換（FFT）はパソコンで実行した。

3. 3. 2 測定結果

測定は坑道分岐部を利用し、図-3-10に示すような波線で実施した。

P波速度と波線距離の関係は、図-3-11に示すように、波線距離が小さい場合にはP波速度は小さく、距離が大きくなるにしたがって大きくなり、ほぼ岩石試料から得られた値に収束している。波線距離が小さい場合に小さなP波速度が得られたのは、ある厚さを持つ低速度部が坑道壁面に存在しているためだと考えられる。

波線の方位とP波速度の関係を示した図-3-12から、P波速度には方向による差異、つまり速度の異方性は認められない。

計測した領域を7つのブロックに分割して直線波線を仮定し、ジオトモグラフィーを行って、図-3-13に示す結果を得た。図の右上のブロックを除いては、坑道壁に近いブロックの方が岩盤奥部のブロックよりもP波速度が小さい。これは坑道壁面の近くに緩み域が存在していることを示している。

加えた力を時間で2回微分した波形と、受振波形のスペクトル比を求め、これから減衰定数 Q^{-1} を計算した。アンカー間距離と減衰定数 Q^{-1} の間には、図-3-14に示すように、アンカー間距離が小さい場合には減衰が大きく、アンカー間距離が大きくなるにしたがって一定値に収束している。

波線の方位と減衰率の間には、図-3-15に示すように、相関は認められなかった。

3.4 文献

- 1) 石島洋二、宋文州：2点法によるトンネルライニングに作用する地圧の測定、資源と素材、VOL.107, NO.7, PP. 476-480, 1991
- 2) 鈴木光：岩盤力学と計測、内田老鶴圃, 1983

表 3 - 1 岩石試料（花崗岩）の諸物性値

単軸圧縮強度	189 MPa
圧裂引張強度	14.6 MPa
ヤング率	56.5 GPa
ポアソン比	0.4
P 波速度	5.2 km/sec
S 波速度	2.6 km/sec

表 3 - 2 地圧の測定結果（その 1：坑道壁面）

局所座標上の 応力成分	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{xy} (MPa)
	53.9	71.8	-2.7
主応力値 (MPa)	σ_1	σ_2	
α (°)	72.2	53.5	98.4 8.4

表 3 - 2 地圧の測定結果（その 2：坑道壁面から 20 cm 奥部）

局所座標上の 応力成分	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	σ_{xy}	σ_{yz}	σ_{zy} (MPa)
	10.3	23.9	6.0	2.9	-2.5	-0.2
全体座標上の 応力成分	σ_{NN}	σ_{WW}	σ_{VV}	σ_{NW}	σ_{WV}	σ_{VN} (MPa)
	10.0	6.1	24.1	1.0	-2.5	-2.4
主応力値 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3			
ϕ (°)	24.9	9.7	5.6			
θ (°)	219.8	8.9	100.1			
	12.6	79.2	83.7			

表 3 - 2 地圧の測定結果（その 3：坑道壁面から 62cm～106cm 奥部）

坑道壁面からの距離：62 cm

局所座標上の 応力成分	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	σ_{xy}	σ_{yz}	σ_{zy} (MPa)
	14.1	16.1	12.1	0.2	-5.0	-2.3
全体座標上の 応力成分	σ_{NN}	σ_{WW}	σ_{VV}	σ_{NW}	σ_{WV}	σ_{VN} (MPa)
	13.0	12.9	16.4	2.6	-4.8	-0.9
主応力値 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3			
ϕ (°)	19.9	14.3	8.1			
θ (°)	257.9	20.4	123.1			
	37.3	67.7	61.8			

坑道壁面からの距離：85 cm

局所座標上の 応力成分	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	σ_{xy}	σ_{yz}	σ_{zy} (MPa)
	19.8	21.6	19.3	3.7	-6.7	-2.6
全体座標上の 応力成分	σ_{NN}	σ_{WW}	σ_{VV}	σ_{NW}	σ_{WV}	σ_{VN} (MPa)
	18.7	19.9	22.1	2.5	-7.3	-2.2
主応力値 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3			
ϕ (°)	29.4	17.7	13.6			
θ (°)	245.1	-6.7	97.6			
	44.1	73.2	50.8			

坑道壁面からの距離：106 cm

局所座標上の 応力成分	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	σ_{xy}	σ_{yz}	σ_{zy} (MPa)
	17.9	14.6	25.3	3.7	-4.1	-1.9
全体座標上の 応力成分	σ_{NN}	σ_{WW}	σ_{VV}	σ_{NW}	σ_{WV}	σ_{VN} (MPa)
	17.5	25.4	14.9	0.0	-5.2	-2.7
主応力値 (MPa)	σ_1	σ_2	σ_3			
ϕ (°)	27.7	18.5	11.7			
θ (°)	263.3	164.8	39.7			
	66.7	71.2	30.7			

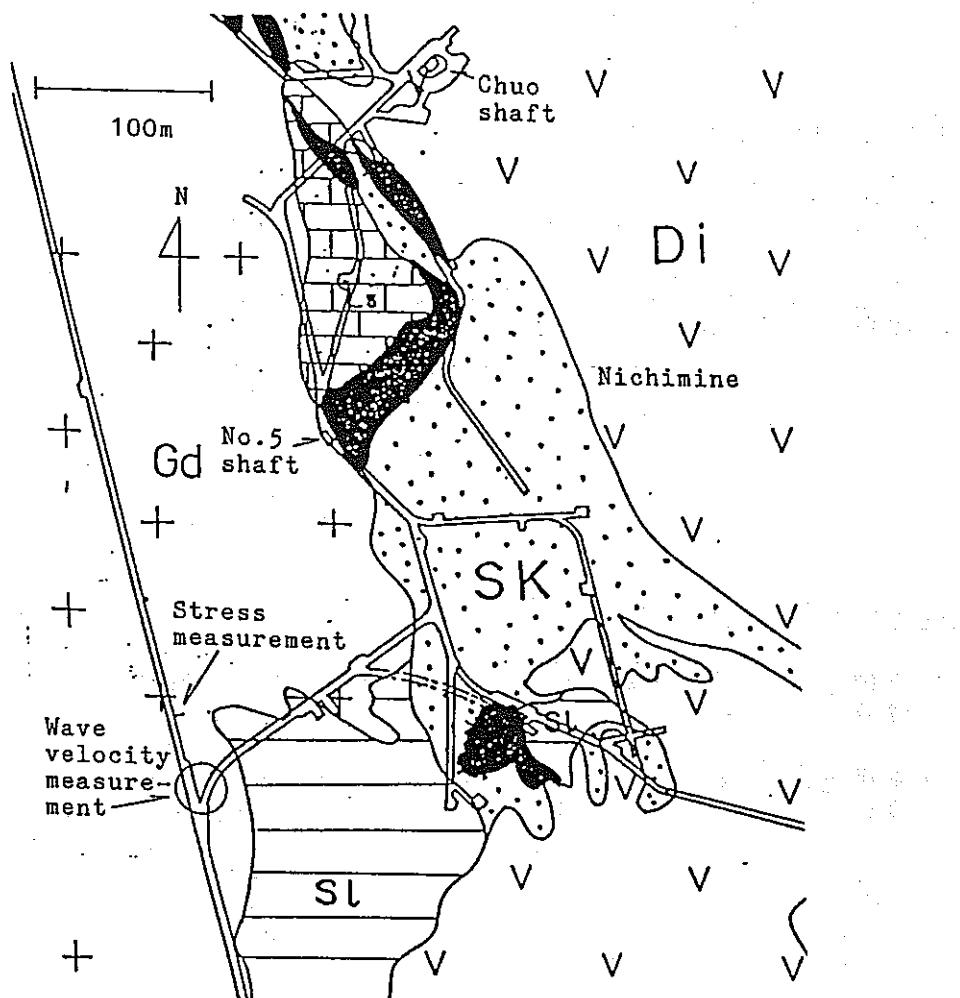


図-3-1 計測位置周辺の坑内図。

Gd: 花崗閃綠岩

Di: 閃綠岩～

閃綠斑岩

S1: 粘板岩

Ls: 石灰岩

SK: スカルン

黒く塗った部分

は鉱床

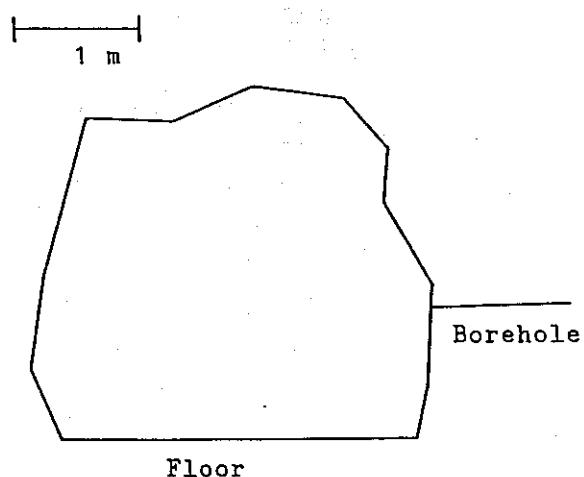


図-3-2 坑道の断面図(右)。



図-3-3 坑道壁面の地圧測定状況（モールドされたロゼットひずみゲージの周囲をコアリングし応力解放した状態）。

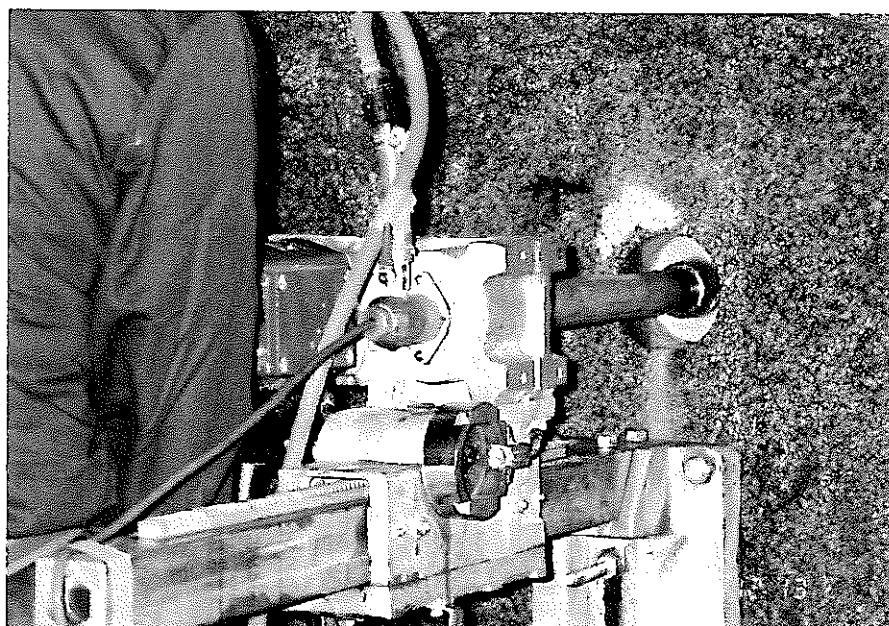


図-3-4 坑道壁面から奥の地圧測定状況（作孔機のウォータースイベルからひずみゲージのリード線が外に出ている）。

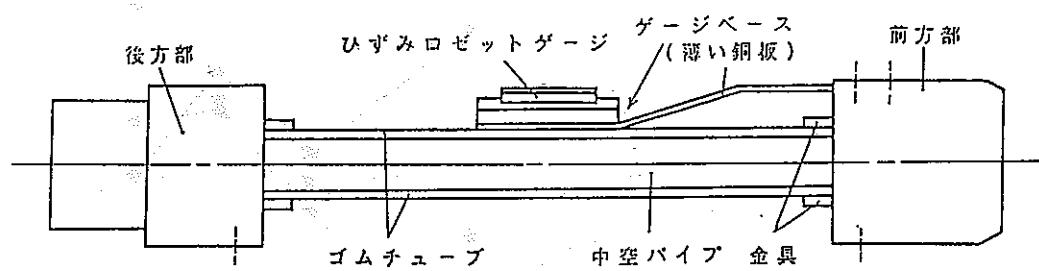


図-3-5 測定孔壁に3枚のロゼットゲージを貼付けるジグ。

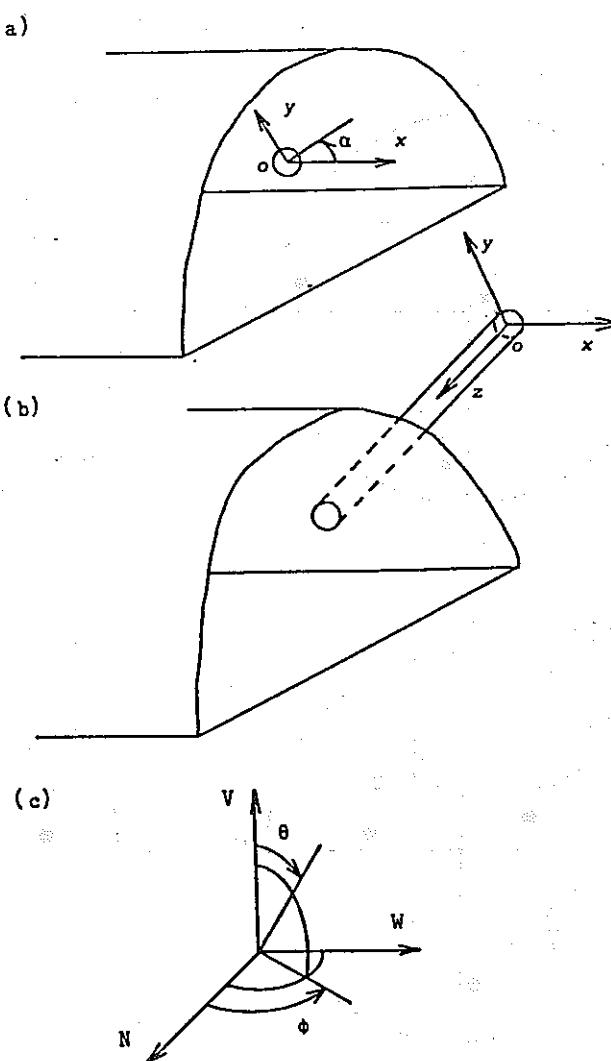


図-3-6 解析に用いた座標系。 a) 坑道壁面の測定, b) 岩盤奥部の測定
c) 方位などの角度の定義

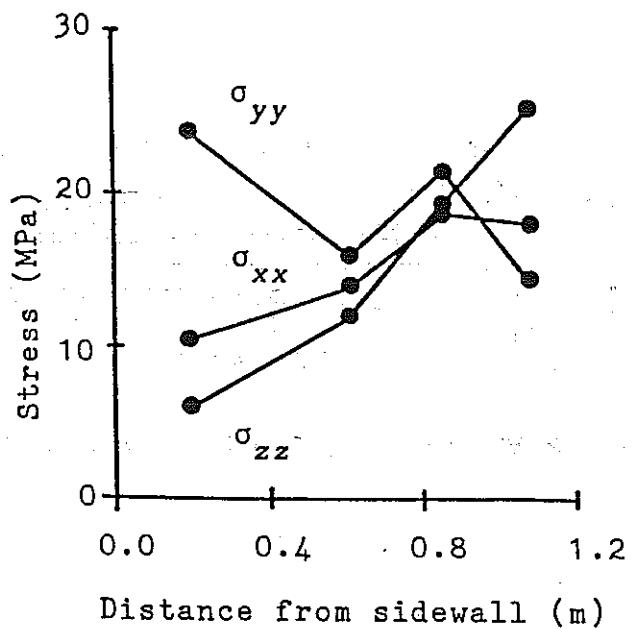


図-3-7 坑道周囲の地圧分布。

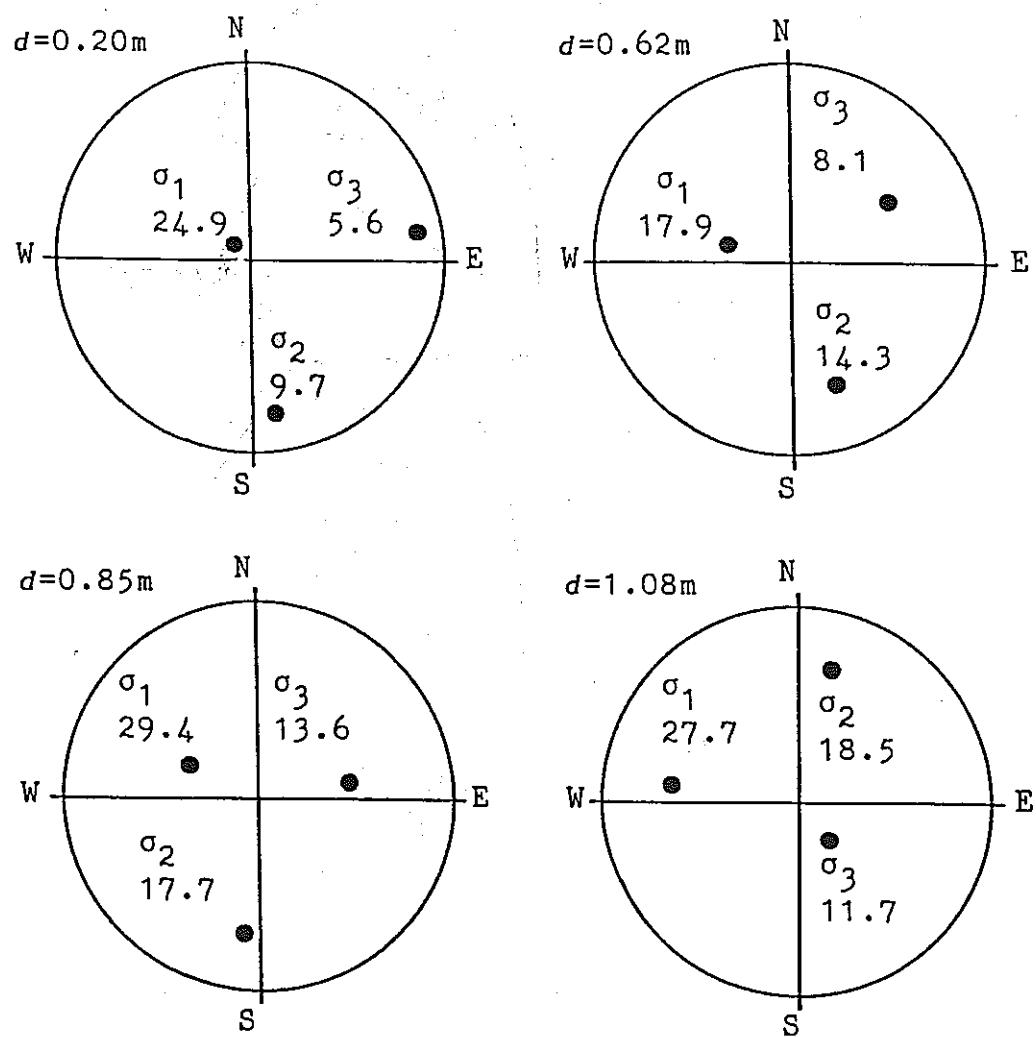


図-3-8 地圧の主応力の値 (MPaで表示) と方向 (下半球ステレオ投影)。
d は測点の坑道壁面からの距離を表す

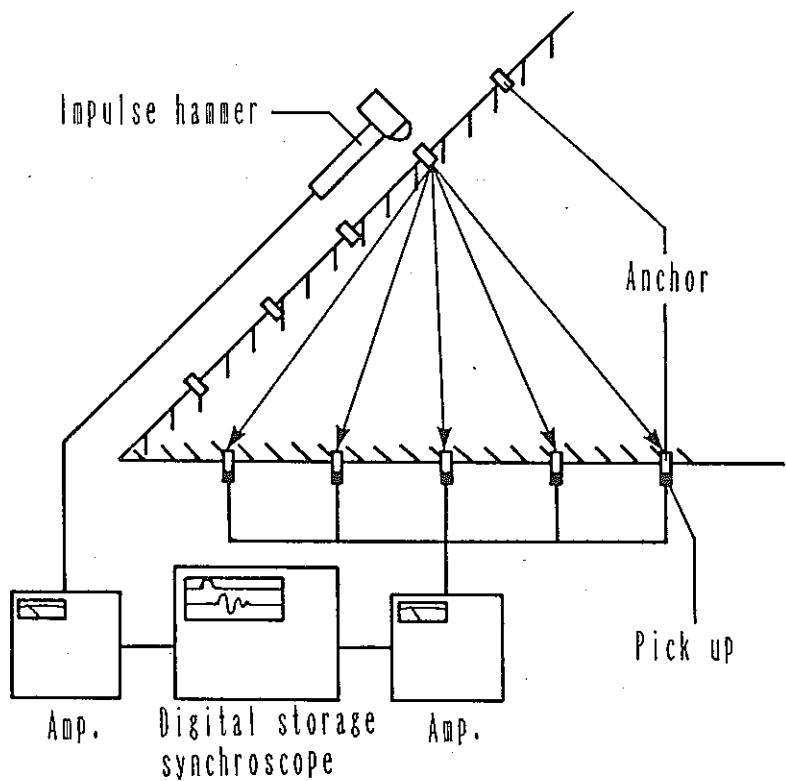


図-3-9 弾性波速度の
計測方法と装
置の概要。

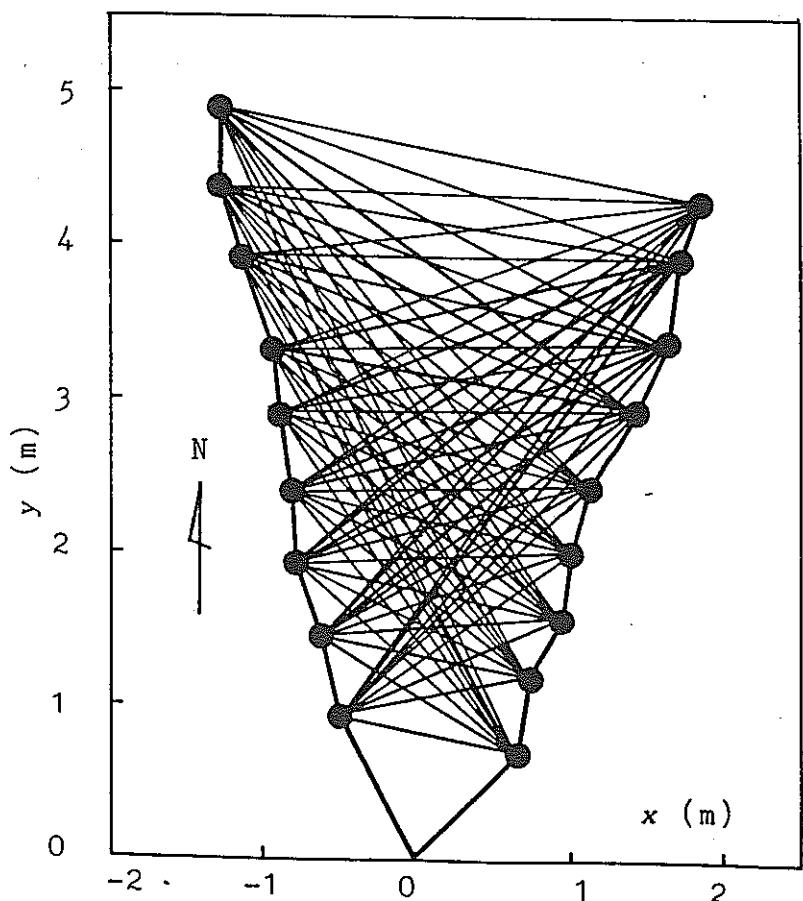
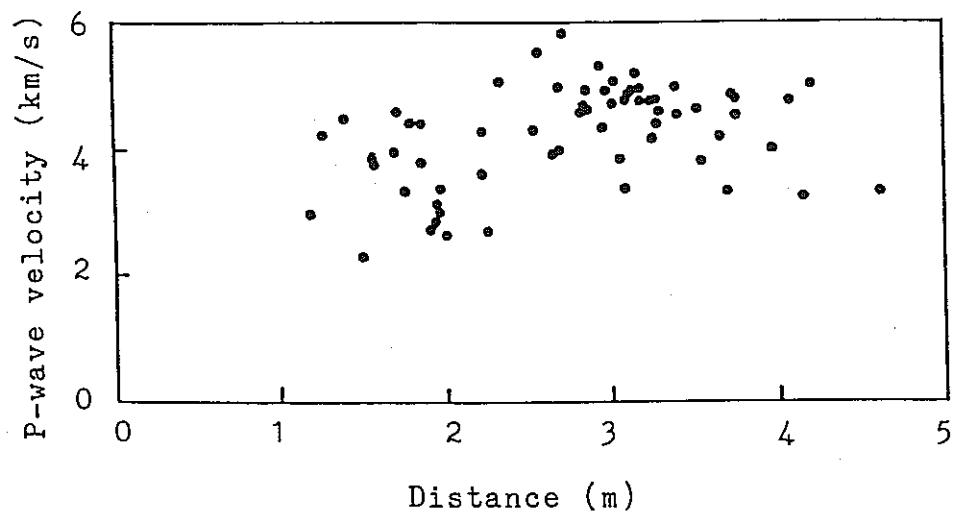
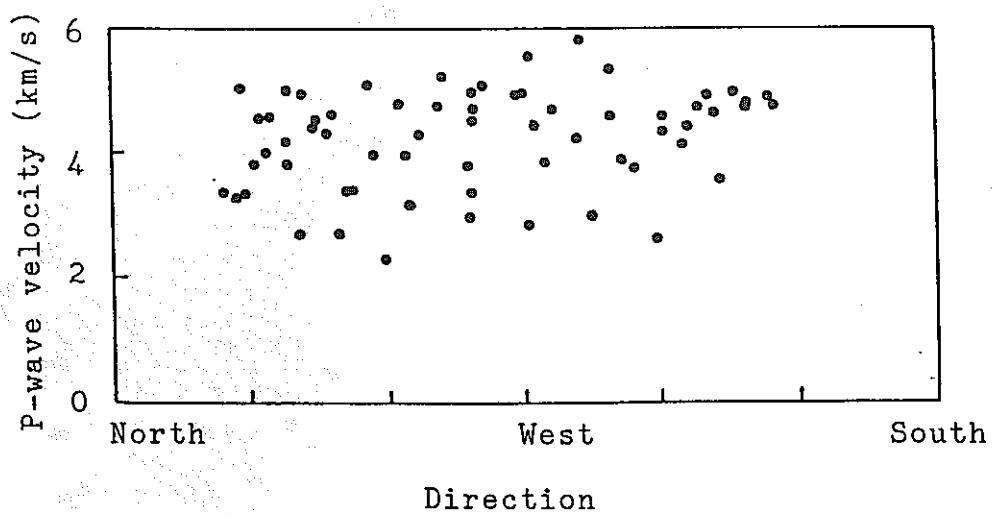


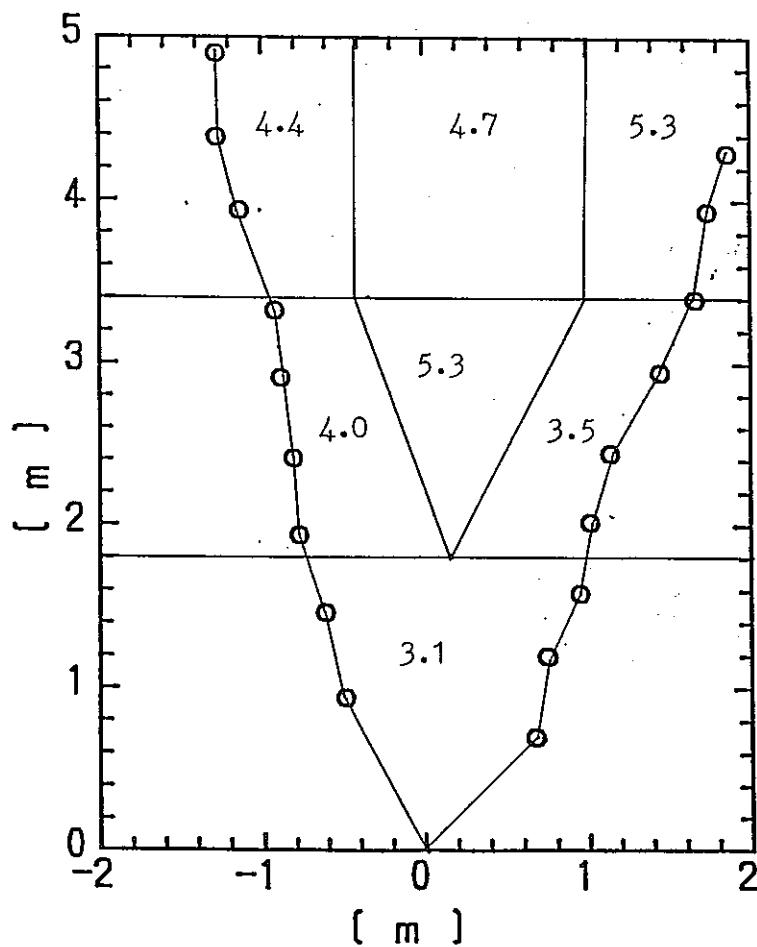
図-3-10 測定現場の
状況と測定
に用いた波
線。



図－3－1 1 P波速度と波線距離の関係。



図－3－1 2 P波速度と波線の方位の関係。



図－3－13 P波速度の分布（速度の単位はkm/s）。

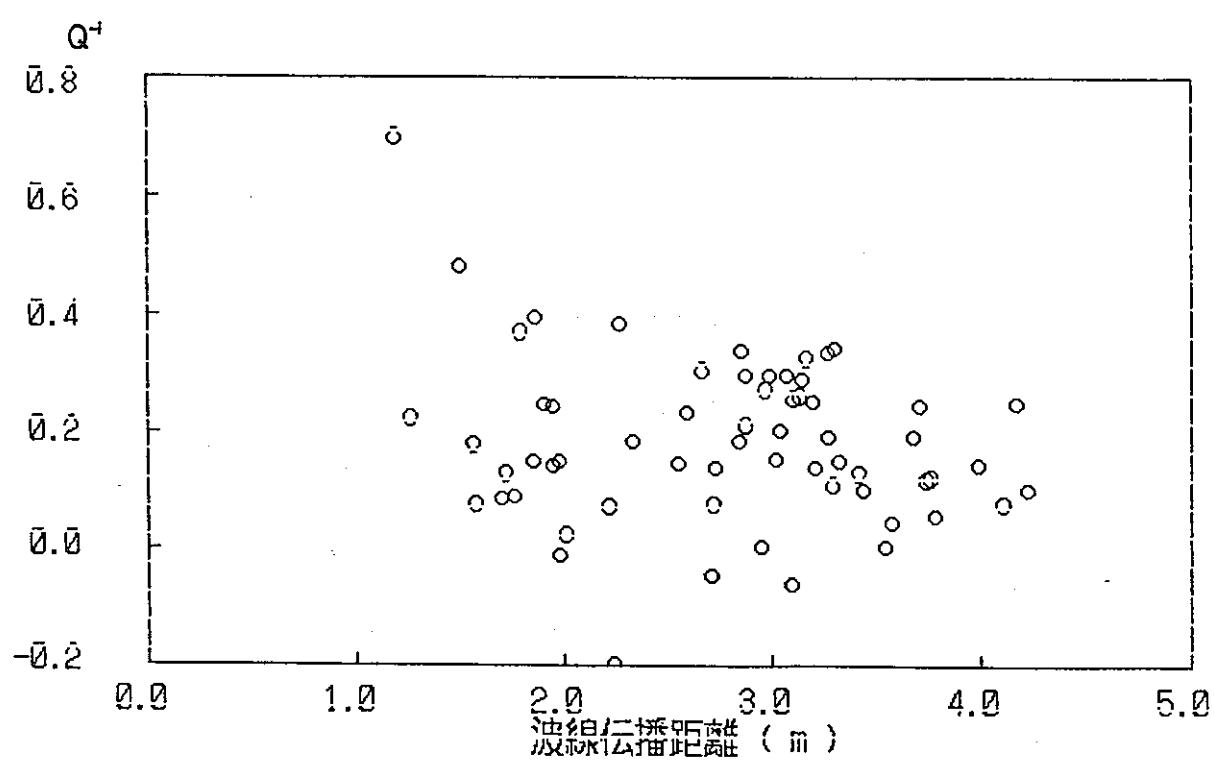


図-3-14 波線距離と減衰率の関係。

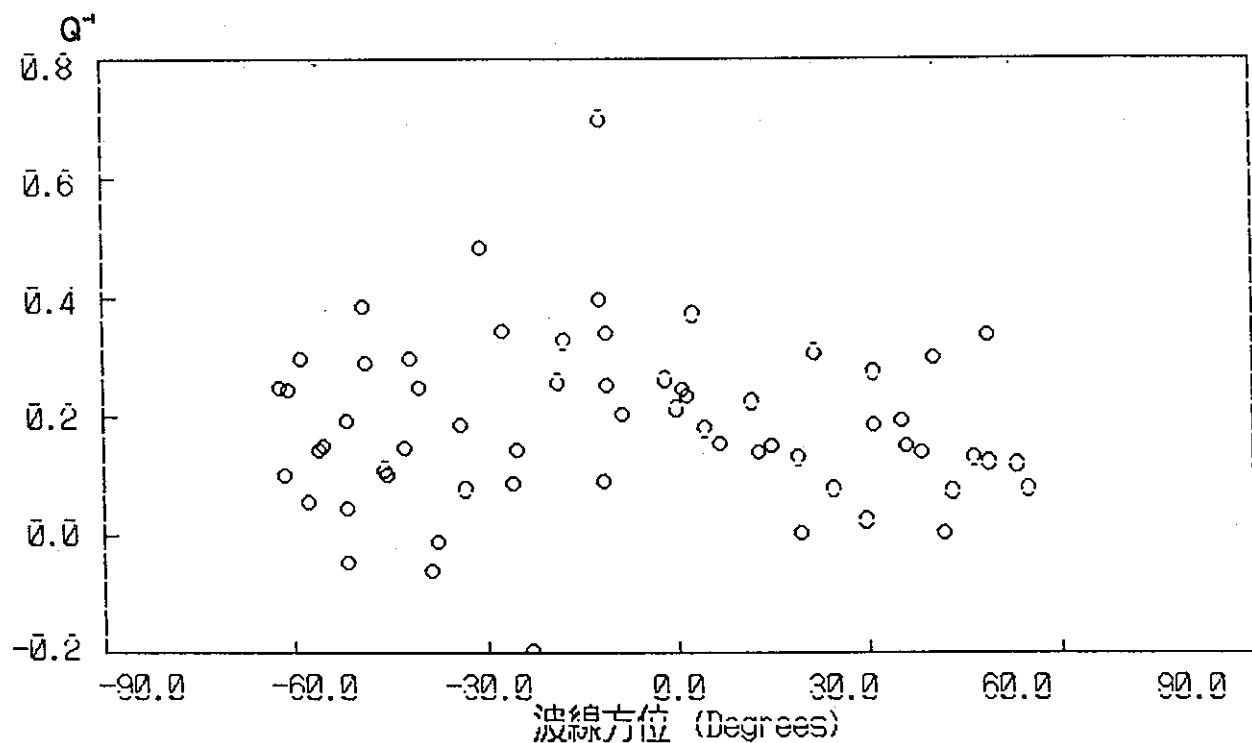


図-3-15 波線の方位と減衰率の関係。

4. 単一不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験

4. 1. 概説

不連続面の透水性は不連続面に作用する応力、およびそれに起因する変形に大きく影響される。面に垂直な変形は割れ目を閉合し、面に平行なズレを生じるとダイレタンシーによって割れ目がかみ合わなくなり割れ目は開口する。以上のこととを実験で再現させるためにはせん断をしながら透水試験を行うのが理想的であるが、従来のほとんどの研究において、不連続面の物理的特性と透水特性は別個に研究、評価されてきた。特に、透水特性の評価は、かみ合った不連続面を対象にしたもののがほとんどで、せん断による変形破壊を生じるような条件下での透水特性の評価はなされていないのが現状である。これに対し、Makuratら¹⁾は、供試体に二軸応力が加わる特殊なセル(図-4-1)を用いて Shear-Flow Coupling 特性試験を行い、Bartonら²⁾により提案されたモデルとよく一致する結果を得た。また、Teufel³⁾は三軸試験装置を用いて同様の実験を行い、柔らかい岩ではせん断変位の増加にともない透水係数は減少することを示した。しかしながら、Makuratらの実験装置では、せん断応力の残留領域に及ぶような大きなせん断変位を与えることができず、透水特性に最も大きく影響を与える影響因子一つである垂直応力も一定ではなく、複雑な応力履歴をたどる。また、Teufelの実験は、実験装置および計測方法に問題点がある。

以上のような問題点を考慮して、本研究では、人工的に不連続面を作成できる Shear-Flow Coupling 特性試験装置を開発し、最大せん断応力以降の残留領域までの透水特性の評価と、繰り返しせん断による不連続面の形状の変化と透水特性の関連性についての検討を行った。また、自然の不連続面の基本的性質を解明するため、釜石鉱山からボーリングにより採取された自然の不連続面を用いて同様の実験を行い、人工的に作成した不連続面との特性の相違について検討した。

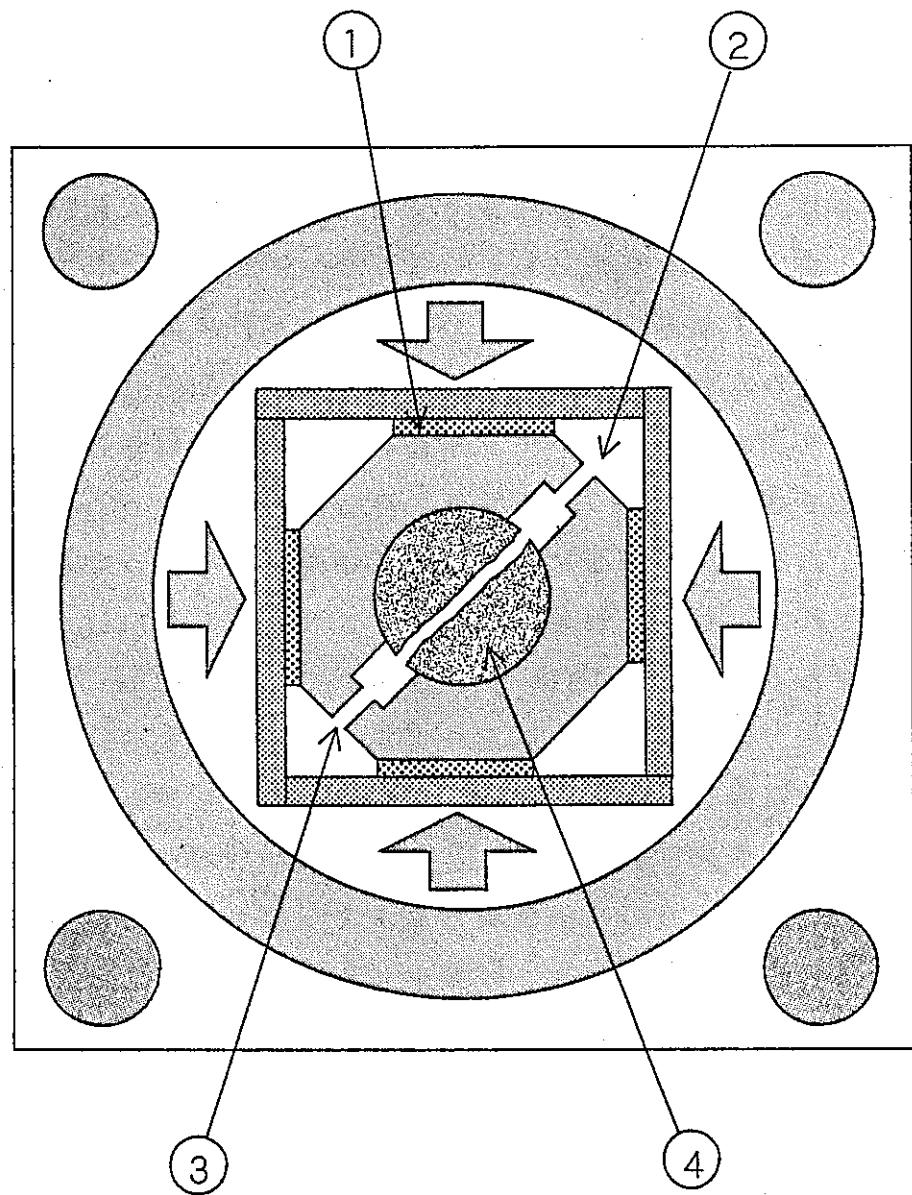


図-4-1 Schematic view of the shear-flow coupling test apparatus by Makurat; 1.flat jack, 2.inlet, 3.outlet, 4.specimen.

4. 2 Shear-Flow Coupling 特性試験装置概要

本研究で使用する Shear-Flow Coupling 特性試験装置は、大別して直接せん断装置部、透水加圧装置部、計測・制御装置部および不連続面作成装置部から成り、試験体に人工的な不連続面を作成し、その不連続面に垂直応力、せん断応力を任意に与えることができる。さらに、垂直応力特性、せん断特性の計測と同時に、これらの応力の各段階において不連続面に水圧勾配を与え、この時の流量を計測することにより不連続面の透水実験を行うことができる。図-4-2に実験装置の概略図を示す。

4. 2. 1 直接せん断装置

せん断容器は下箱が移動する構造となっており、上箱はせん断容器を挟み込む形で設置された、せん断荷重計測用の 2個のロードセル（引張・圧縮両用型、容量各 20ton）を組み込んだロッドによって支持されている。ロッドは十分長く、両端取り付け部がヒンジ構造で、上箱は上下移動および回転が許されるが水平方向の動きは拘束されている。下箱には透水実験のための給水孔（直径 6mm）が下部に設けてあり、透水した水はせん断面より約5mm上に設けられた堰から定水位で越流させる。載荷はせん断、垂直方向ともに油圧サーボ方式であり、制御は、それぞれ変位制御、荷重制御によって行われる。せん断方向の最大載荷能力は、前進方向 40ton、後退方向 35ton である。また、垂直方向の最大載荷能力は、200ton である。また、本実験装置は、上下箱の相対的回転運動に対する保持機能が選択できる。すなわち、図-4-3に示した(A)(B)はローラーであり、(C)はヒンジである。これらの選択は現場状況に対応して決定される。(A)は深部坑道などで自由な変形が拘束される場合である。(B)は従来からの垂直応力一定試験であり、大きな岩塊としての移動に対応したものである。(C)は軟岩、かぶりの薄い状態に対応し、せん断面は比較的多くの面で接触する。

4. 2. 2 透水加圧装置および計測・制御装置

透水実験は定水位で行う。その加圧は、自動給水のできる容量約10㎘の容器の高さを調節することにより行った。透水量の計測には、透水係数の数オーダーの

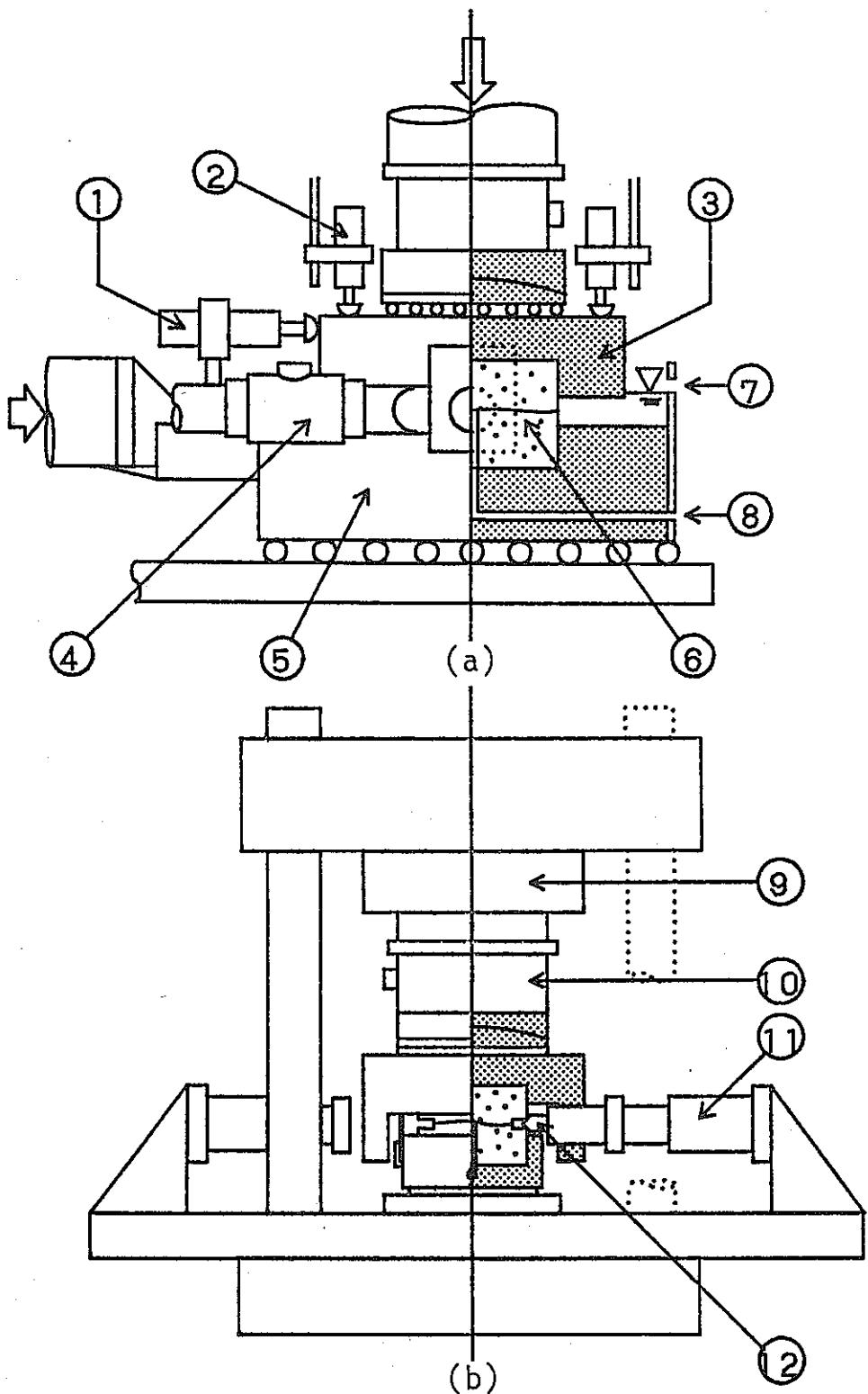


図-4-2 Shear-flow coupling test apparatus (a) side view, (b) front view: not a scale: 1.shear displacement meter, 2.normal displacement meter, 3.upper box, 4.load cell, 5.lower box, 6.specimen, 7.outlet, 8.inlet, 9.vertical jack, 10.load cell, 11.horizontal jack, 12.wedge.

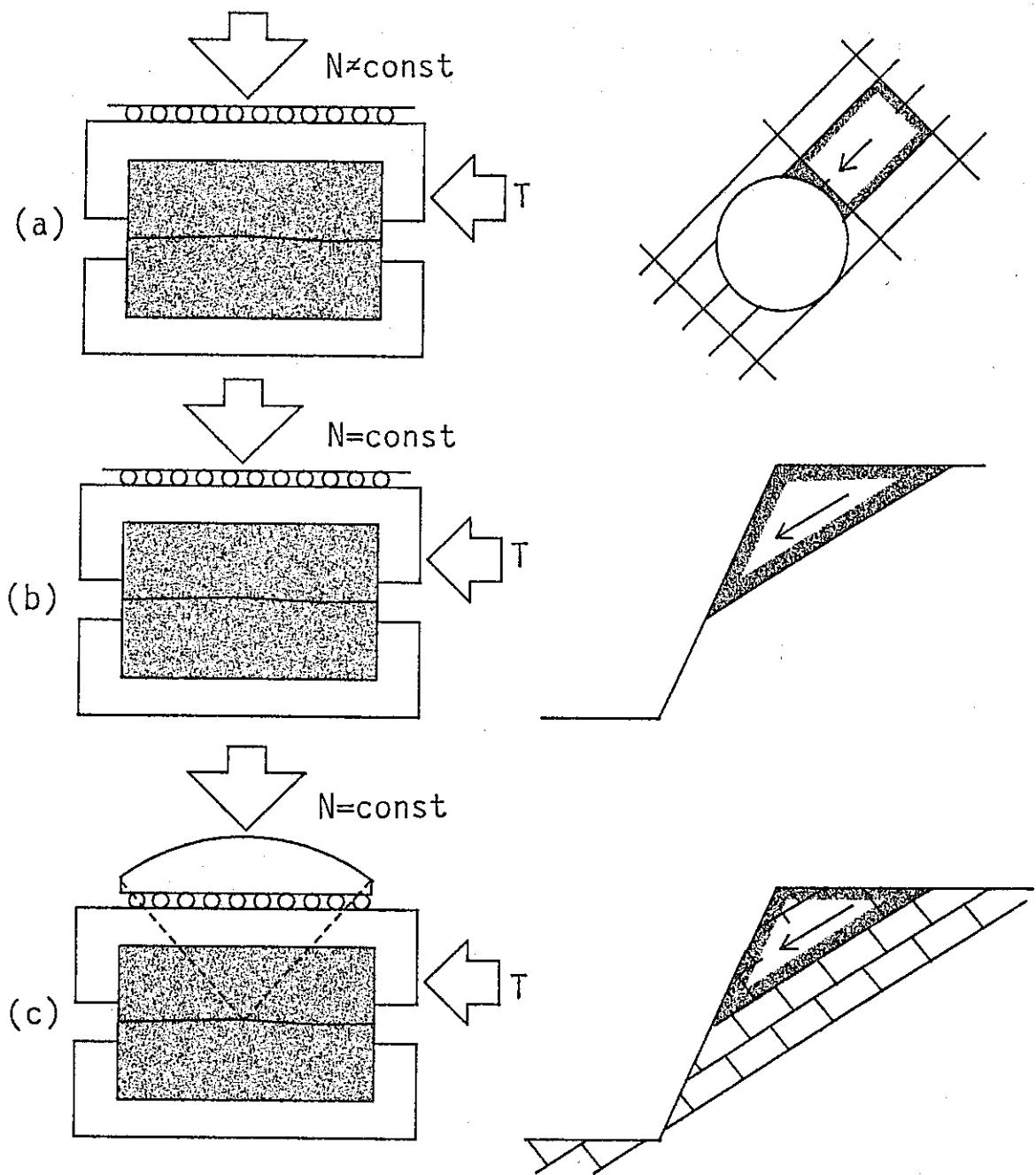


図-4-3 Three types of varying boundary conditions in in situ sliding processes.

変化に対応するため、電子天秤（AND社製、FX-3000 最小読み取り精度10mg、最大秤量 3,000g）を使用しており、RS-232Cによってパソコンに接続される。計測は、流量に応じて2~10秒間の平均流量を計測し、その値がほぼ一定になり、定常状態に達したと判断した後に10回程度計測を行いその平均値を透水量とした。垂直変位の計測は、上箱の四隅に設置した4個の変位計（東京測器製CDP-10、感度 $1,000^{-6}\mu/\text{mm}$ ）を用いて行った。ロードセルおよび変位計より得られたせん断、垂直方向の荷重および変位に関するデータは、データロガー（東京測器製TDS-302）を経由してパソコン上で自動で記録される。図-4-4にシステムの概略図を示す。

4. 2. 3 不連続面作成装置

従来、不連続面の作成は別の加圧装置により圧裂で行っていたが、激しい破壊を生じるので不連続面が大きく離れてしまったり、破片が飛散したりして試験体によって不連続面の開口幅のばらつきが大きく、その測定も正確とは言えなかつた。このため本実験装置には、試験体をせん断容器内にセットした状態で不連続面を作成するために、水平方向に一対の油圧ジャッキ（最大載荷能力 各10ton）が設置されており、ジャッキの先端には鋼製のくさびが取り付けてある。不連続面の作成は、まず、ある程度大きい垂直応力を加えた後に水平方向から載荷する。次に、水平方向の荷重を一定に保ちながら垂直荷重を徐々に除荷することにより安定した状態で試験体を破断させた。その際の垂直変位－垂直応力はX-Yレコーダで監視・記録した。

4. 3 透水係数の計算

本実験では、直方体の試験体を使用していること、放射流で透水させていること、せん断変位によって透水面積が変化するなどの理由から、直接透水係数を求めることができない。したがって、本実験では近似的手法を用いて透水係数を求めた。

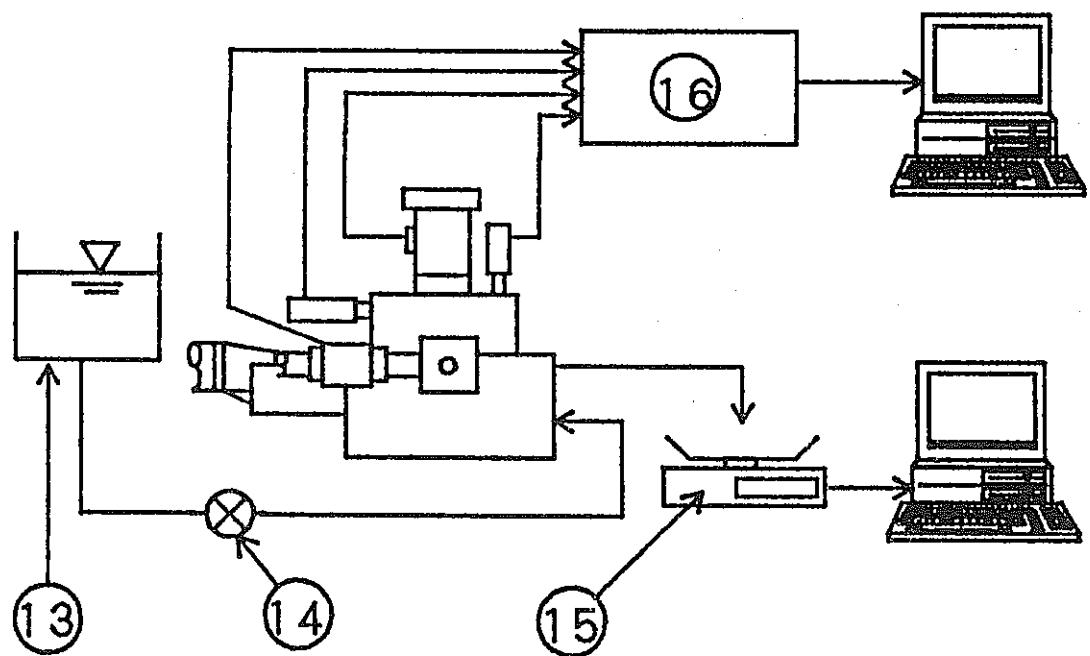


图 -4-4 The experimental system for shear-flow coupling test:
13.water tank, 14.valve, 15.electric balance, 16.control and recording unit.

4. 3. 1 差分法の導入と透水係数の計算⁴⁾

前述のように、本実験ではいくつかの制約によって直接透水係数を求めることができないので、以下の手順で、差分法を用いた近似的手法により透水面の水頭分布を求め、それを用いて間接的に透水係数を求めた。

(1) まず、透水面の水頭分布を求めるにあたり、透水面を単位間隙幅を持つ平行平板と仮定し、透水面をメッシュに分割した(図-4-5)。また、垂直方向の流速は無視し、メッシュ間のがその間の水頭勾配に比例するものと考えた。一つの任意のメッシュ $S_{i,j}$ とそれにとなり合うメッシュ、 $S_{i-1,j}$, $S_{i+1,j}$, $S_{i,j-1}$, $S_{i,j+1}$ を取り出すと、 $S_{i,j}$ メッシュにおける X, Y 方向の流量変化 ΔQ_x , ΔQ_y は、以下で示される。

$$\Delta Q_x = \Delta Y \cdot C \cdot \{ (h_{i-1,j} - h_{i,j}) / \Delta X - (h_{i,j} - h_{i+1,j}) / \Delta X \} \quad (4.1)$$

$$\Delta Q_y = \Delta X \cdot C \cdot \{ (h_{i,j-1} - h_{i,j}) / \Delta Y - (h_{i,j} - h_{i,j+1}) / \Delta Y \}$$

ΔX , ΔY : X, Y 方向のメッシュの幅

$h_{i,j}$: メッシュ $S_{i,j}$ における水頭値

C : メッシュ相互の透水性に関する係数であり以下の式で表される

$$C = gd^3 / 12\nu \quad \text{ここに、 } g : \text{重力加速度}$$

d : 平行平板の間隙幅

ν : 水の動粘性係数

定常状態では、

$$\Delta Q_x + \Delta Q_y = 0 \quad (4.2)$$

であるので、 $\Delta X = \Delta Y = T$ とすると結局、

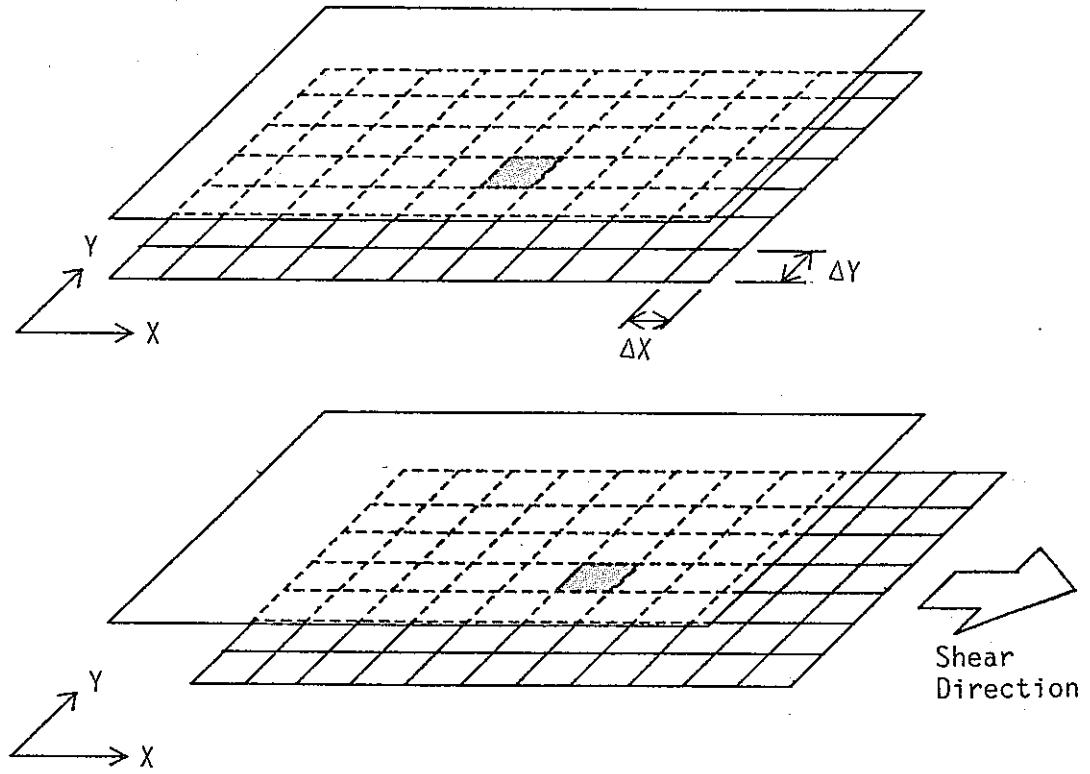


図-4-5 Fracture model for numerical study.

$$h_{i,j} = (h_{i+1,j} + h_{i-1,j} + h_{i,j+1} + h_{i,j-1})/4 \quad (4.3)$$

が成立する。

従って、注水孔および不連続面の端部の境界条件を投入することにより、単位間隙幅における不連続面の水頭分布を求めることができる。実際の計算は、まず初期水頭を各メッシュに仮定し、収束するまで計算を繰り返す逐次近似法によった。

(2) 一番外側の任意のメッシュ $S_{s,(i,j)}$ における水頭値を $h_{s,(i,j)}$ 、出力側の水頭値を h_D とすると、 $S_{s,(i,j)}$ からの流量 $Q_{s,(i,j)}$ はダルシー則より、

$$Q_{s,(i,j)} = k(h_{s,(i,j)} - h_D)d/T \quad (4.4)$$

で表される。ここに、 k は、式(3.7)により得られる平行平板の透水係数 k である。従って、全流量 Q_c は、

$$Q_c = \sum Q_{s,(i,j)} \quad (4.5)$$

で表される。

(3) 一般に平行平板流れでは、流量は間隙幅 d の3乗に比例する (Cubic Law)。

$$Q = A \cdot d^3 \quad (4.6)$$

従って、式(4.6)に、計算により得られた流量 Q_c と単位間隙幅を代入することにより、比例定数 A が求められる。

(4) 比例定数の定まった式(4.6)に、実際の計測によって得られた流量を代入し、実際の間隙幅 e を逆算する。

(5) 求めた間隙幅 e を式(3.7)に代入し、不連続面の透水係数を計算する。

4. 4 人工的な不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験

4. 4. 1 試験体

用いた岩石は、韓国南源産花崗岩（比重2.61、吸水率0.37%、飽和時の一軸圧縮強度162MPa）で、試験体は縦120mm、横100mm、高さ80mmの直方体である。試験体には岩の目（rift plane）に平行になるように不連続面を作成する。また、不連続面の作成を容易にするために、試験体の両側面の高さの半分の位置に、深さ10mm、幅1mmのスリットを入れてある。従って、実際のせん断面の大きさは120×80mmである。また、試験体下部の中央には透水実験のための給水孔（直径6mm）が不連続面まで貫通している。

4. 4. 2 実験方法

Shear-Flow Coupling 特性試験は垂直応力一定の条件下で行われる。まず、垂直応力をかけない状態で、不連続面に一定の水頭値(100~150cm)を与えて透水量を計測する。次に透水させながら所定の垂直応力(1, 5, 10, 20MPa)まで0, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20MPaと段階的に上げていき、各々の垂直応力レベルで透水量を測定する。垂直応力が所定の値に達した後に、その応力を一定に保ちながら順方向にせん断させる。さらに、せん断変位が20mmに達した後に、逆方向にせん断し、せん断変位が0mmになるまで戻す。せん断変位が（行き1, 2, 3, 4, ..., 20mm、もどり19, 18, 17, ..., 2, 1, 0mm）になつたら一時的にその状態を保ちながら透水量を測定する。本実験では、一試験体につき10回のせん断を行い、1, 2, 5, 10回目で以上の計測を繰り返した。さらに、せん断終了後、垂直応力を0まで戻すまでに、加圧時と同様に各段階毎に透水量を計測した。

4. 4. 3 実験結果および考察

不連続面を作成する時の、垂直荷重 - 垂直変位曲線を図-4-6に示す。本実験では、水平方向からの荷重を5.5tonに設定し、垂直応力を所定の値(20MPa)から徐々に除荷し、試験体を破壊させた。破壊後、垂直変位および垂直荷重が急激に増加するが、サーボ機構によって直ちに平衡状態が保たれており、間隙幅のばらつきも比較的小さく抑えられている。不連続面の初期の間隙幅の設定は、こ

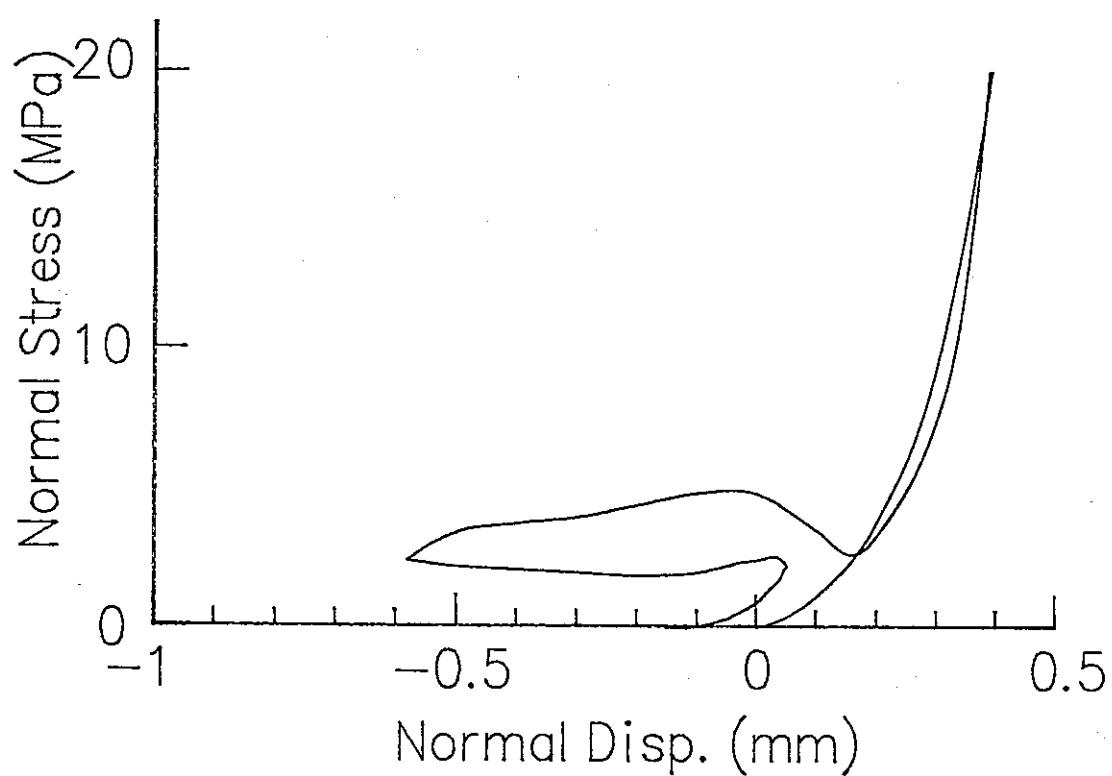
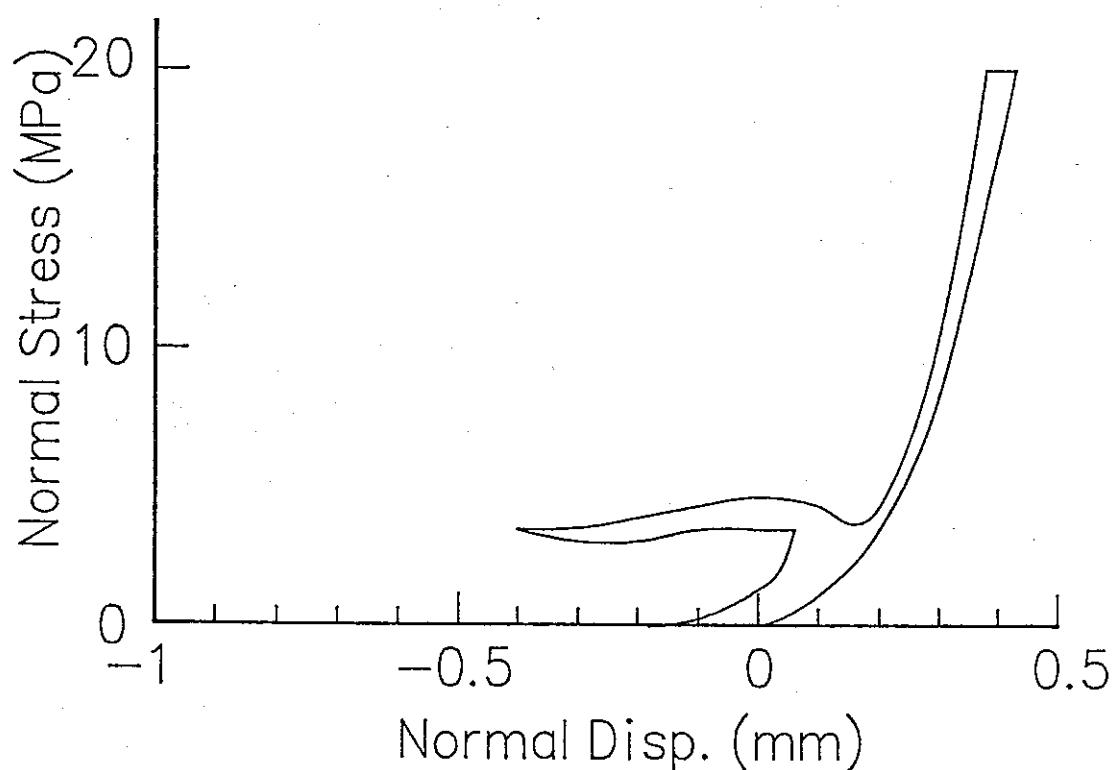


図-4-6 Normal stress vs. normal displacement curves at the time of break.

の状態から実験を行う所定の垂直応力（1, 5, 10, 20MPa）まで載荷し、不連続面作成以前の垂直変位との差をとることにより行った。

繰り返しせん断を行った実験のせん断応力－せん断変位曲線を図-4-7に示す。1回目のせん断では、全ての応力レベルでせん断応力は、せん断開始後約1.5mmでピークを示しており、その後ほぼ一定の残留強度を示している。加える垂直応力が大きいほどピークせん断応力は大きく、そのピークも鋭くなり、せん断剛性は2.6～18.4MPa/mmの値を示す。また、垂直応力の増加と共に、残留強度も比例的に大きくなる。2回目以降のせん断では、突出したピークは見られなくなる。

繰り返しせん断を行った結果の垂直変位－せん断変位曲線を図-4-8に示す。1回目のせん断では、全ての応力レベルでダイレタンシーの傾向がみられ、垂直応力が小さいほどその傾向は顕著である。不連続面の凹凸の破壊が生じない低い垂直応力の場合では、2回目以降のせん断でも強いダイレタンシー傾向を示す。垂直応力が大きい場合には、不連続面の凹凸の破壊と摩耗によって2回目以降のダイレタンシーは急激に減少する。

せん断変位が0の場合の垂直応力と透水係数の関係を図-4-9に示す。不連続面がかみ合った状態では、試験体ごとにやや差はあるが不連続面の閉塞の非線形性を反映して垂直応力の増加にともなって指数的に減少している。そして、10回繰り返しせん断後には初載荷時に比べて約1オーダー大きい値をとっている。また、透水係数の変化に対する垂直応力の影響が小さくなっている、透水係数の垂直応力依存性が減少している。

繰り返しせん断を行った結果のせん断変位－透水係数曲線を図-4-10に示す。1回目のせん断では、せん断開始直後、透水係数はほとんど一定の値もしくは減少し、その後1～2オーダーほど急激に増加する。これは、ダイレタンシー曲線の挙動とほぼ一致している。また、垂直応力が1, 5, 10MPaの場合では、2回目以降は、せん断開始直後の透水係数の増加がみられなくなる。これは、凹凸の乗り上げや破壊の履歴によって間隙幅の変化がなくなり、また、垂直応力もそれほど大きくなないので発生するゲージが流されてしまうためと考えられる。一方、垂直応力が20MPaの場合では、5, 10回目のせん断開始直後の透水係数の方が1回目より約1オーダー小さい。これは、垂直応力が大きいので不連続面の閉塞量も大きく、多量に発生したゲージによって透水経路が閉塞するためと考えられる。

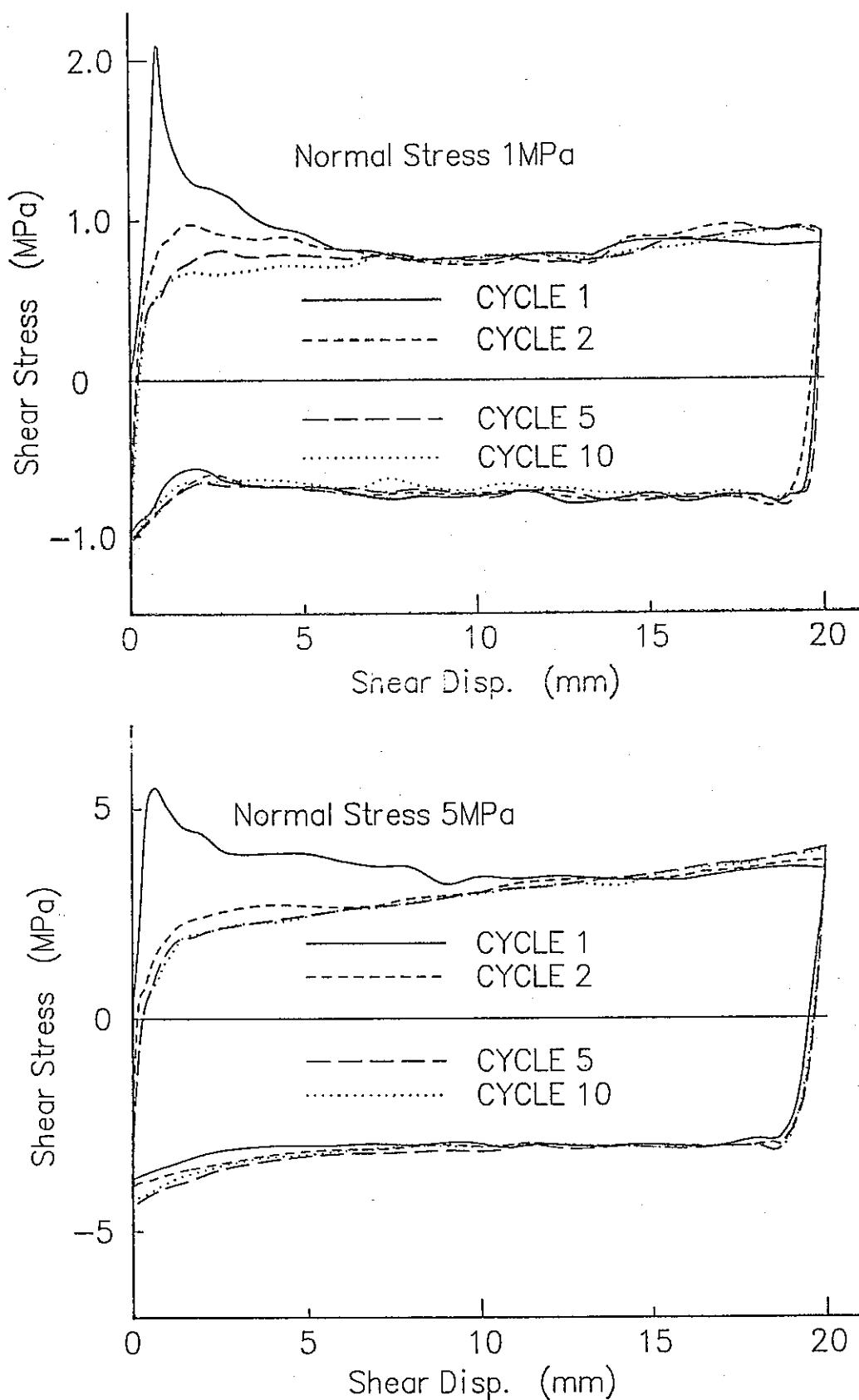
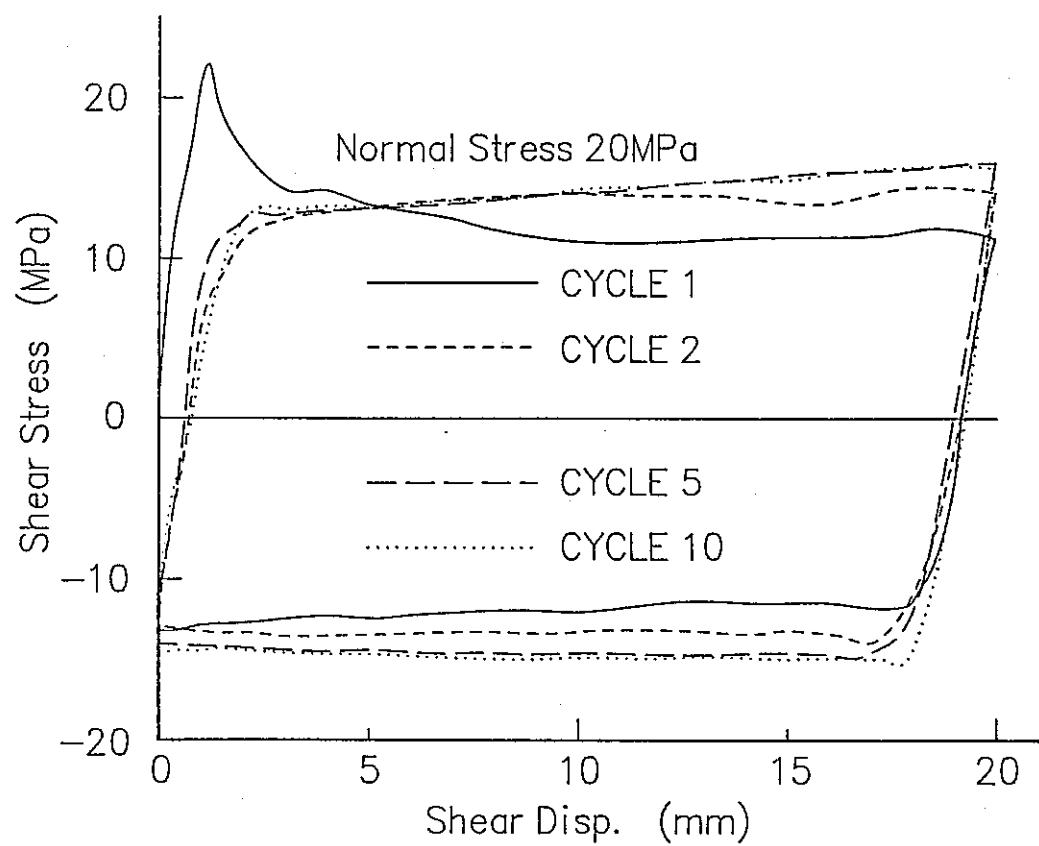
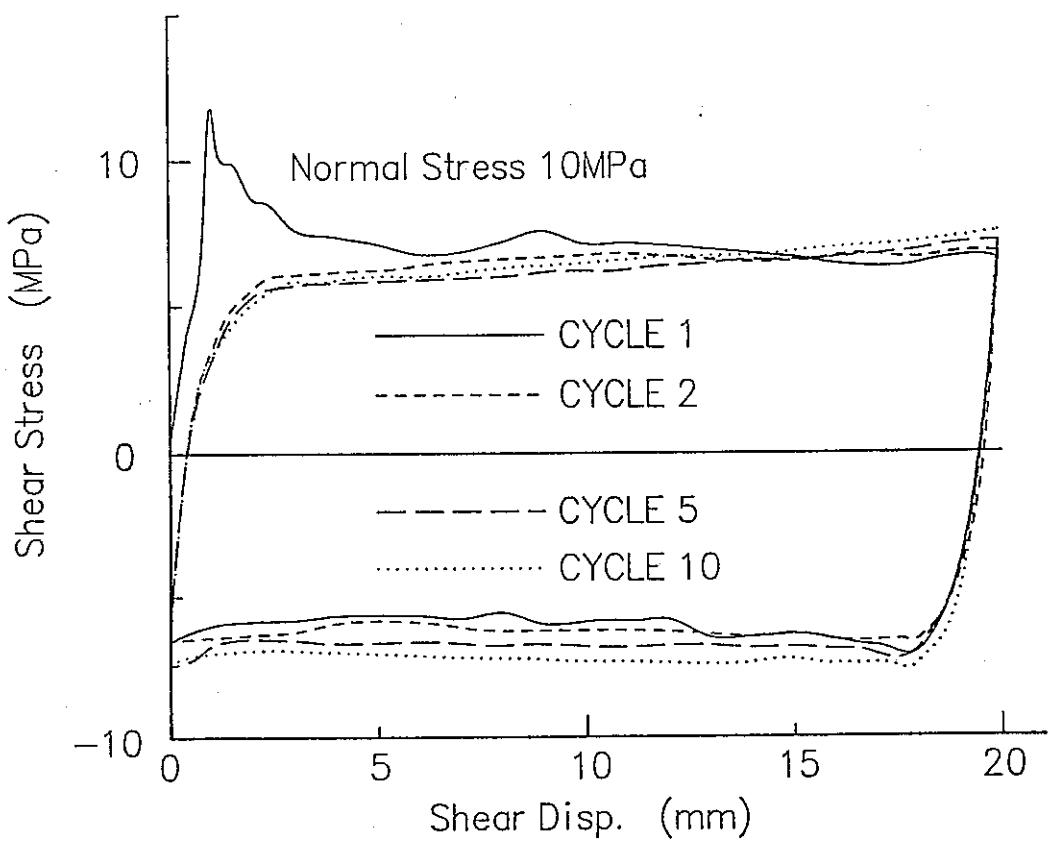


图 4-7 Shear stress vs. shear displacement curves, for different constant normal stresses, obtained from the repetitive shear flow coupling test.



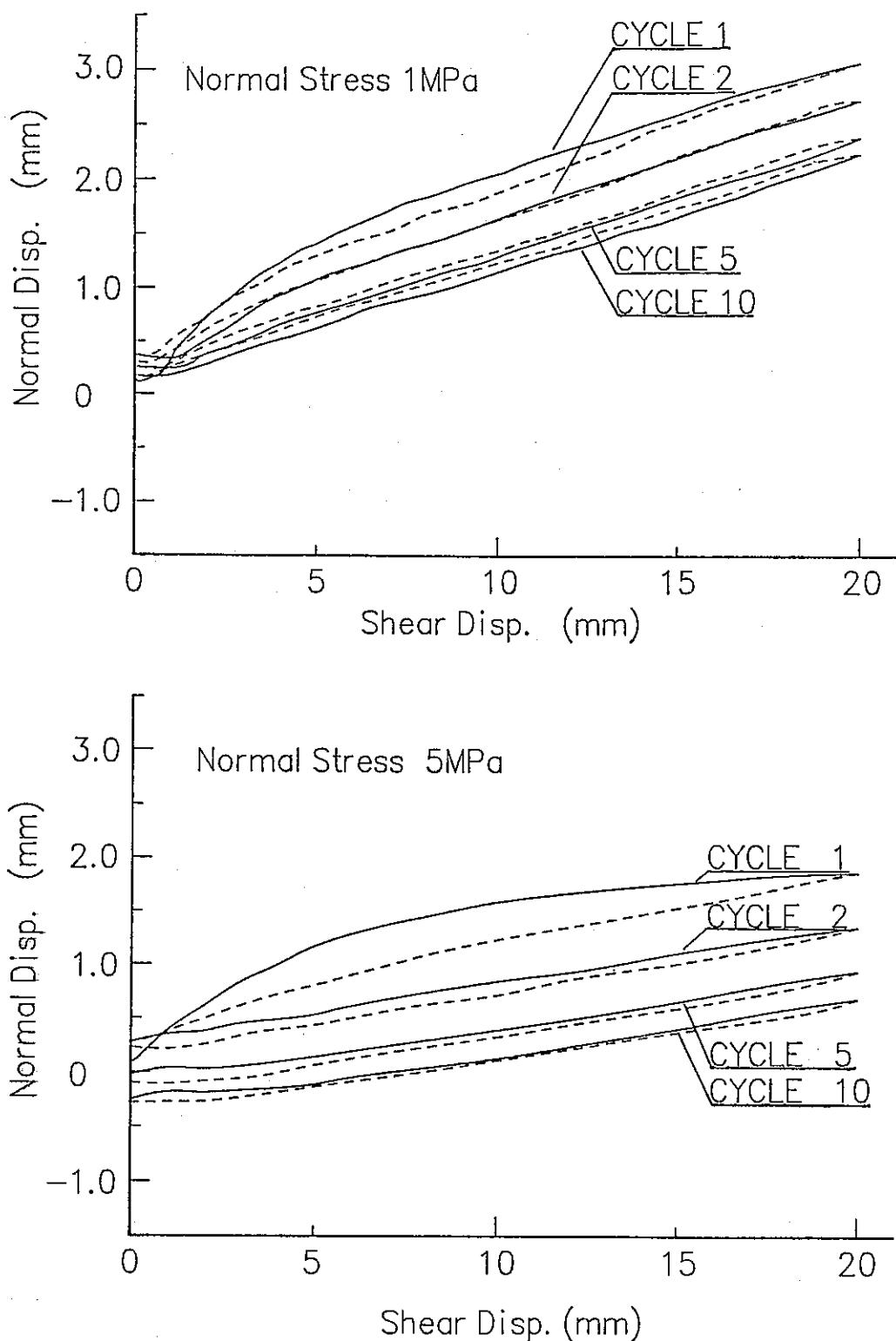
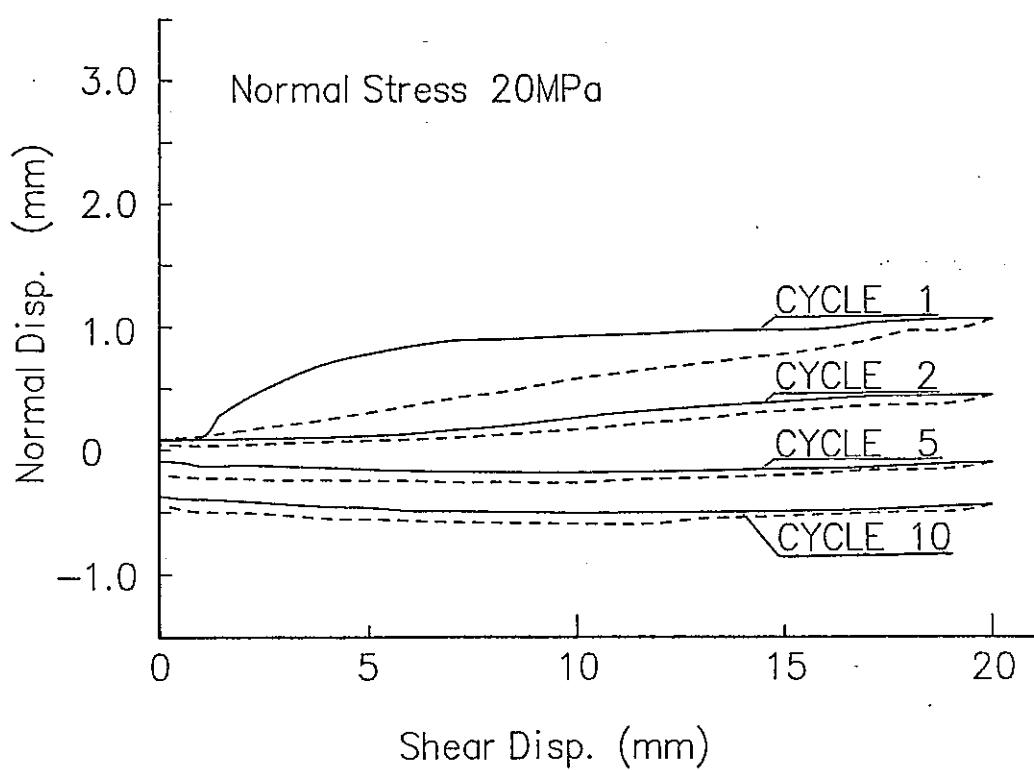
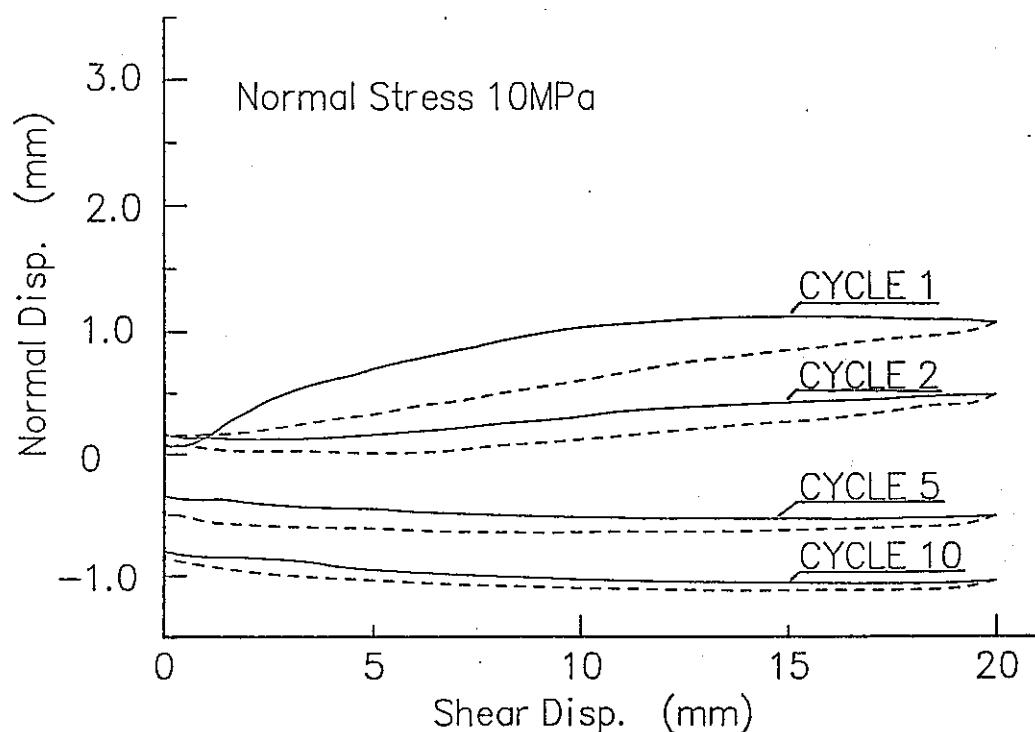


図-4-8 Shear displacement vs. normal displacement curves, for different constant normal stresses, obtained from the repetitive shear flow coupling test.



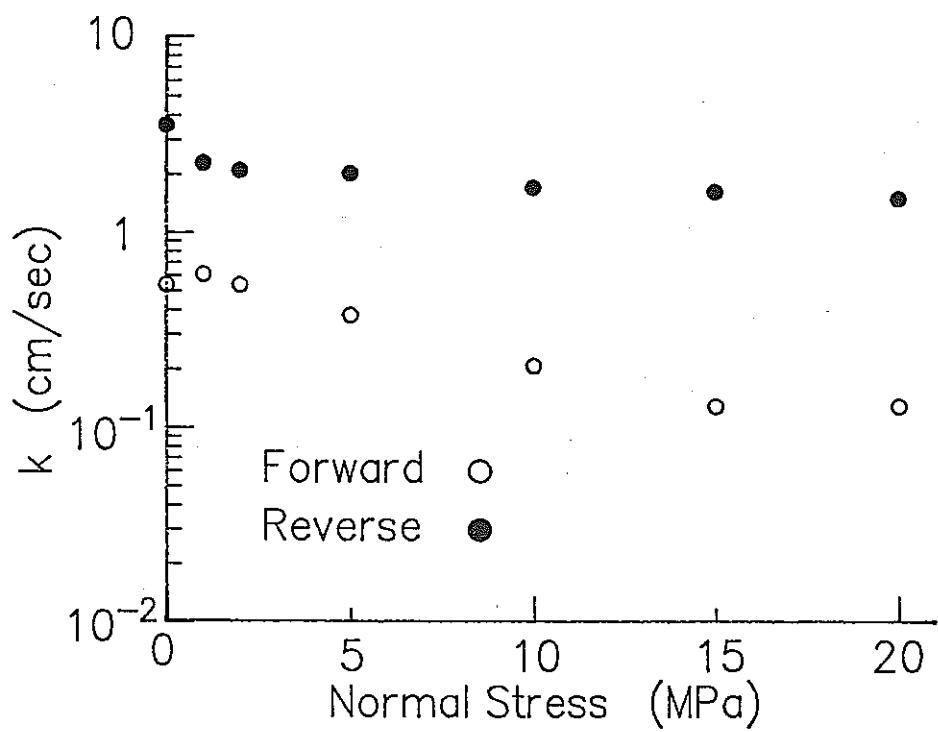


図-4-9 Hydraulic conductivity vs. normal stress diagram with non shear displacement.

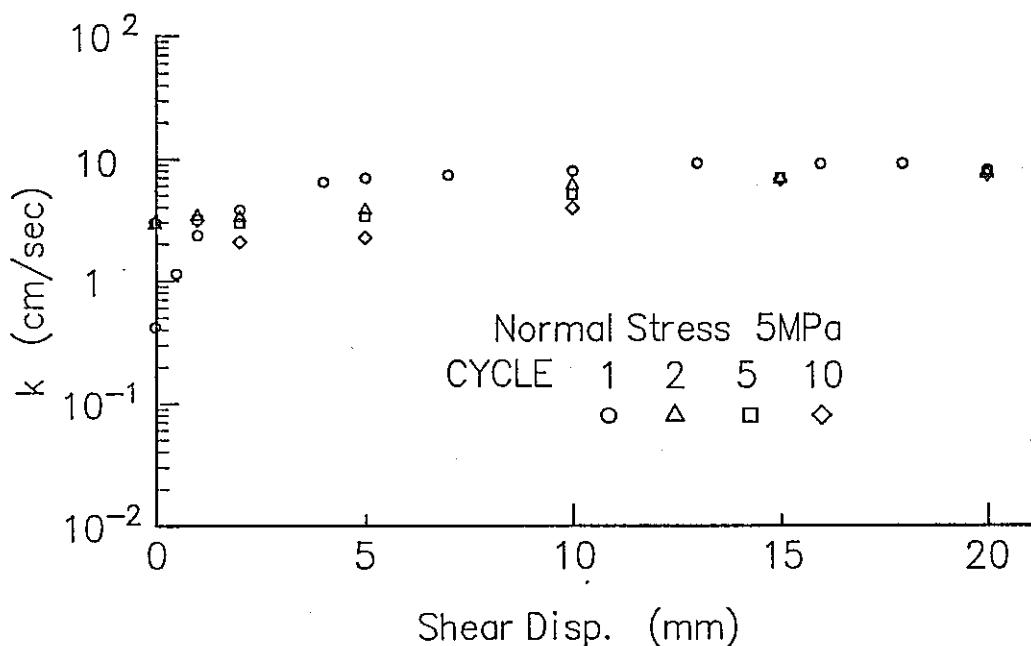
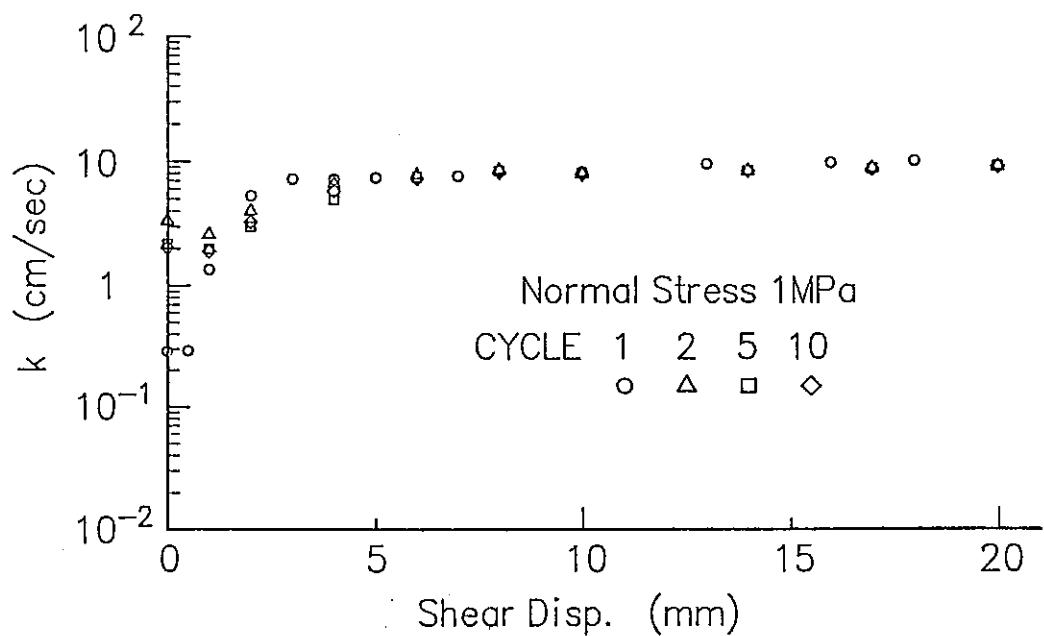
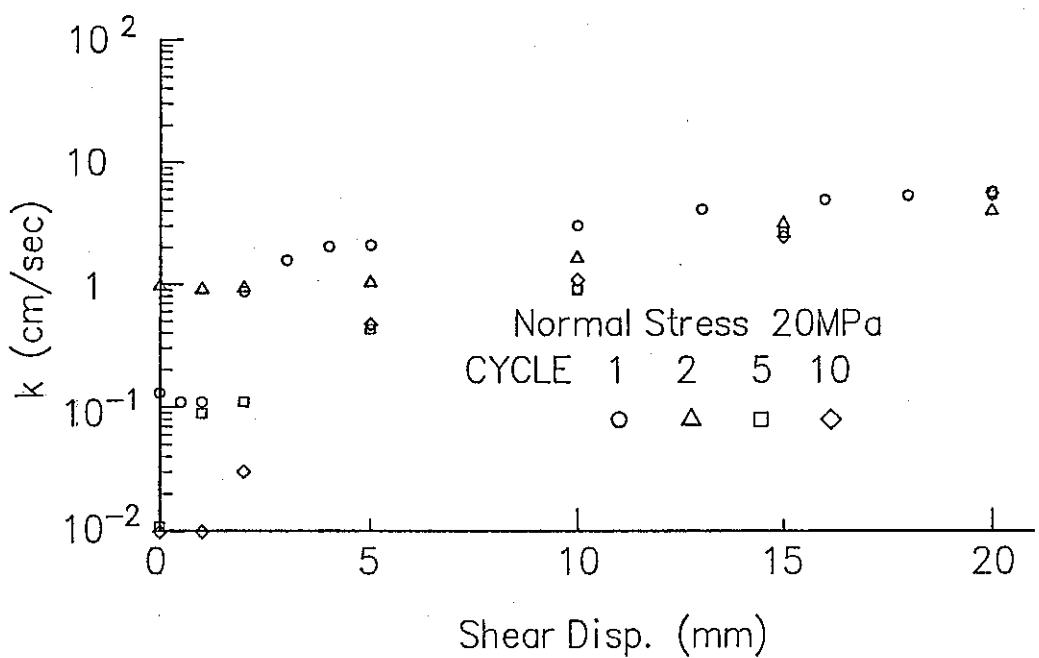
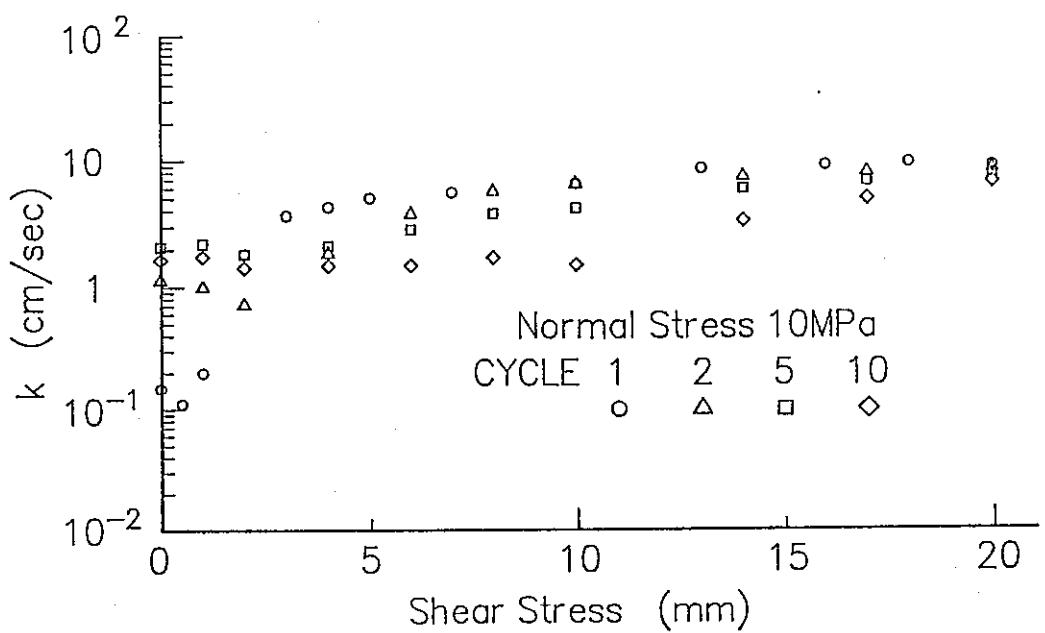


图-4-10 Hydraulic conductivity vs. shear displacement diagrams, for different constant normal stress, obtained from the repetitive shear flow coupling test.



4. 4. 4 Bartonらのモデル⁵⁾との比較

ここでは、本実験で得られたデータがどの程度妥当であるかを評価するために他の研究との比較を行った。Bartonらは、比較的高い応力下で、割れ目の実際の間隙幅 E と、平行平板と仮定した場合の理論的間隙幅 e の関係をジョイントの粗さを考慮した次式で表されるとしている。

$$e = JRC^{2.5} / (E/e)^2 \quad (4.7)$$

ここで、JRCはジョイントの粗さの係数である。

Bartonらは、あるせん断変位に対する E をダイレタンシー特性から求め、式(4.7)から e を算出した後、式(3.7)を用いて透水係数を求める方法を提案している。図-4-11に、垂直応力 20MPaにおいて Bartonらが示した予測値と、本実験によって得られたせん断変位-透水係数曲線を示す。ただし、ここでは比較のために2回目以降のデータもプロットしてあるが、Bartonらのモデルでは、初期間隙幅を把握する必要があり、実際には、摩耗によって間隙幅が変化する2回目以降のせん断には適用することができない。実験により得られた透水係数は、Bartonらの予測値よりも全体的に小さい。これは、Bartonらのモデルでは、せん断変位にともなう凹凸の破壊で生じるゲージの影響は考慮されておらず、ゲージによる透水経路の閉塞と、透水係数の減少を予測できないためと考えられる。

4. 5 自然の不連続面の Shear-Flow Coupling 特性試験

4. 5. 1 試験体

ボーリングコアは直径約 100 mm の円柱形で、長さは10cmから50cm程度であり、坑道k4地点において、そのほぼ中央に不連続面が入るように採取された。しかし、そのままではせん断容器の寸法（縦120 mm、横100 mm、高さ80 mm）にそぐわないので、平面研削盤を使用して図-4-12に示すような形状に整形した。また、試験体下部の中央には、透水試験用の直径 6 mm の給水孔が設けられている。

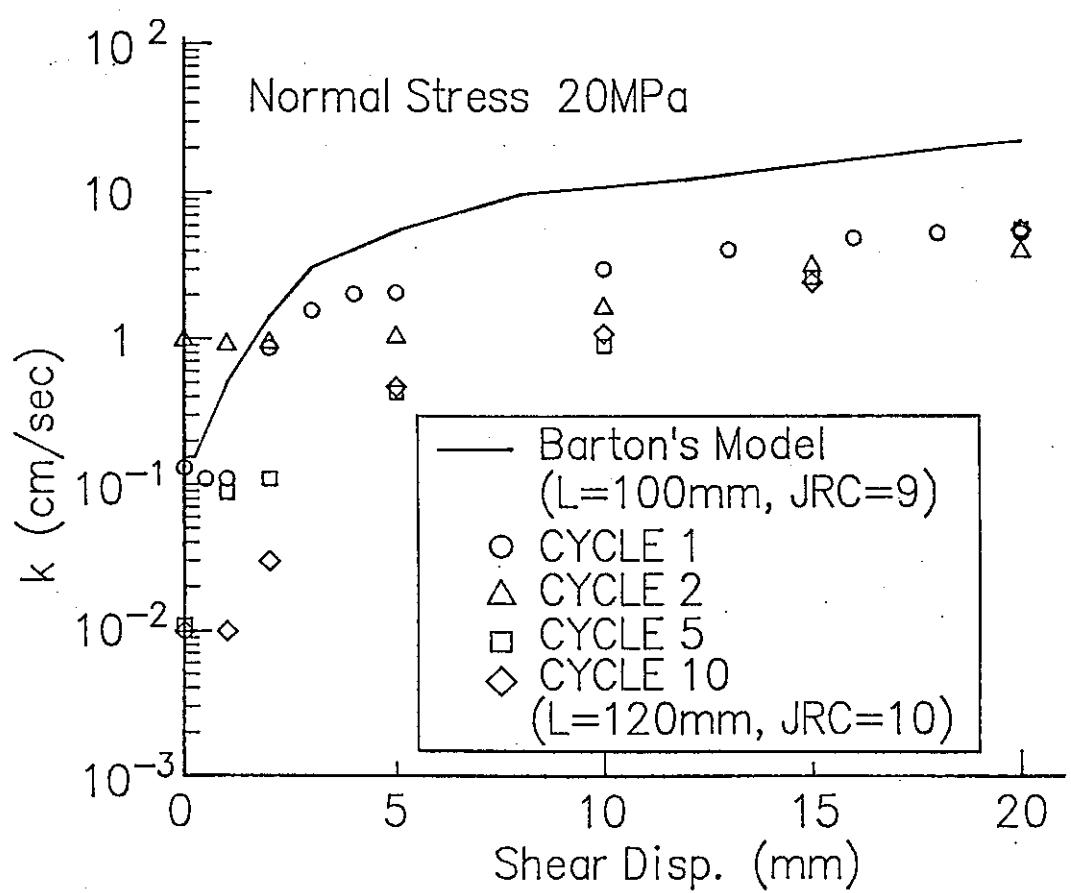


図-4-11 Comparison of experimental results with Barton's theoretical model.

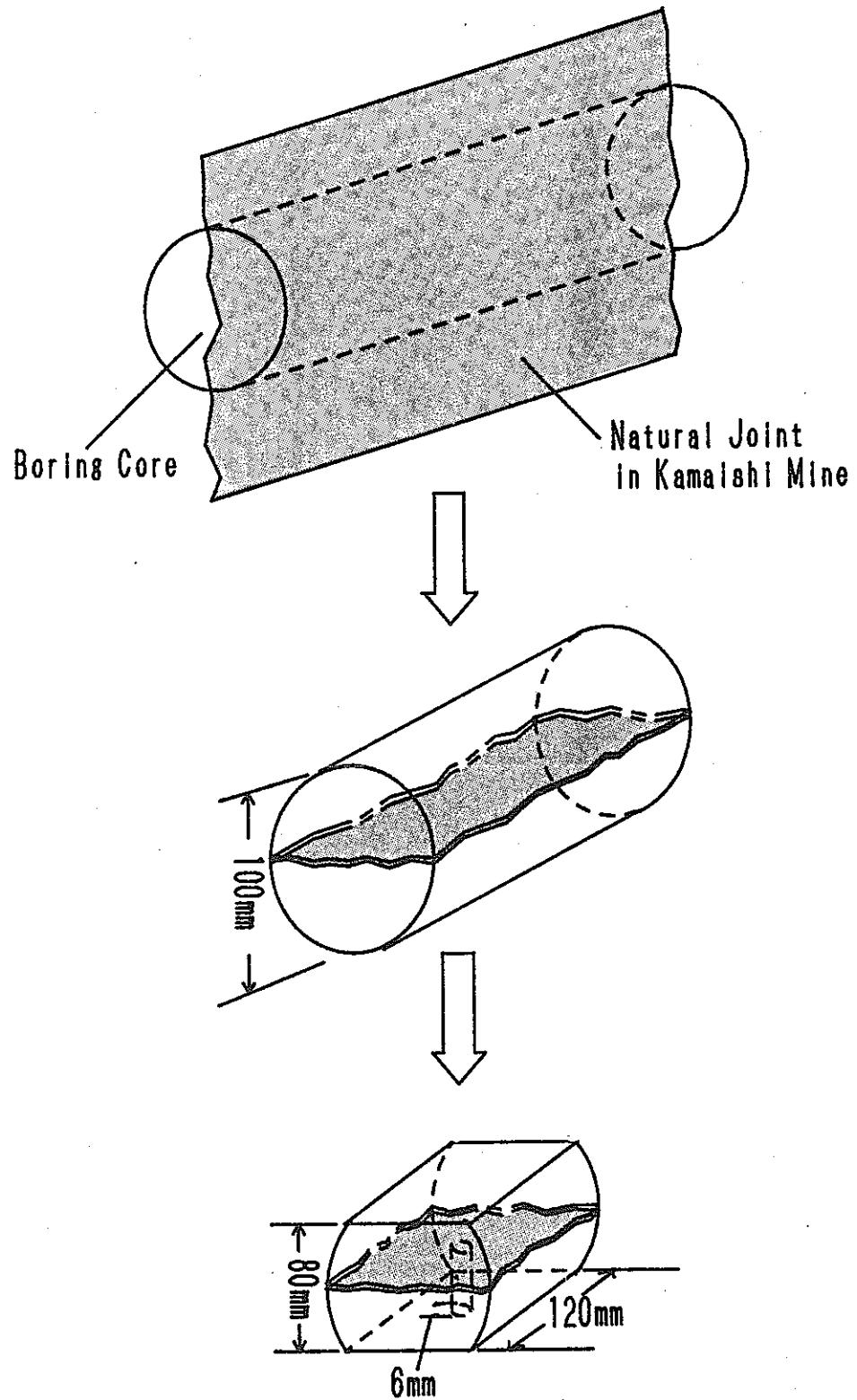


図-4-12 Preparation of specimen including a natural joint.

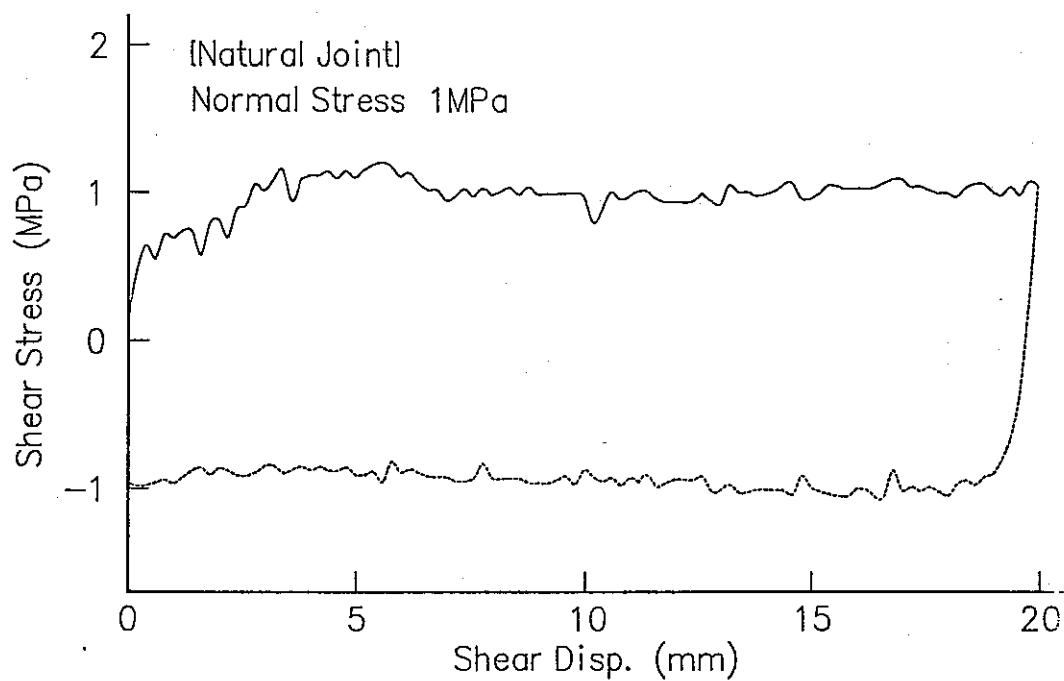
4. 5. 2 実験結果および考察

実験方法は、4. 4. 2で述べたものと同様である。ここでは、垂直応力1MPaの実験結果について考察する。なお、本実験では繰り返しせん断は行っていない。

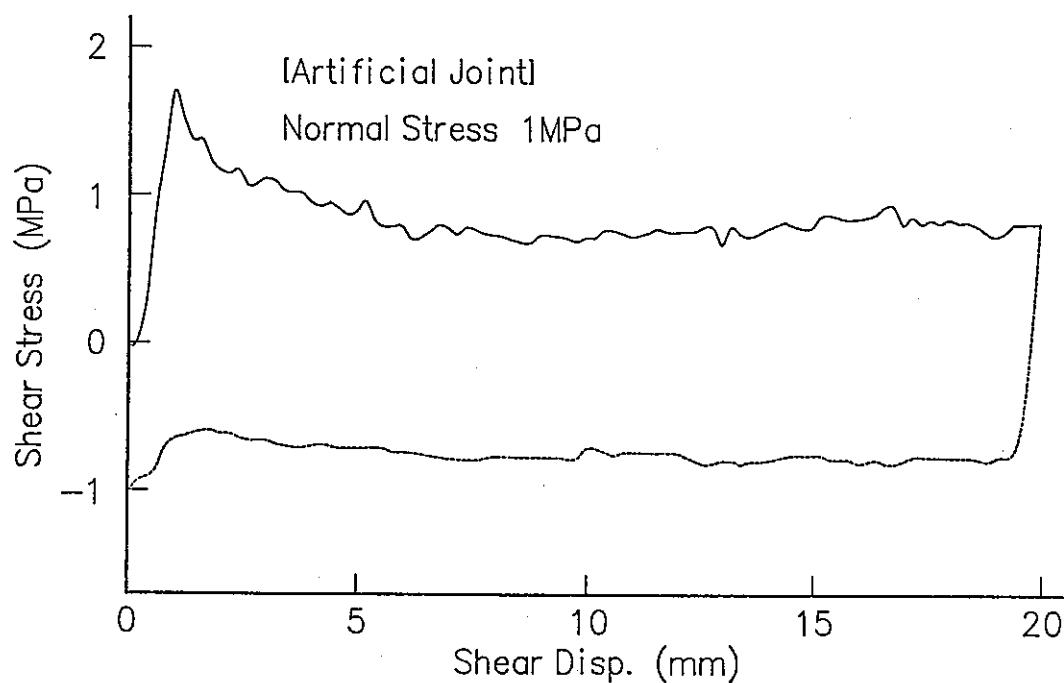
図4-13にせん断応力ーせん断変位曲線を示す。人工的な不連続面の場合、せん断応力はせん断直後に突出したピークを示すのに対して、自然の不連続面の場合はピークを示さずに残留応力域に達している。これは、自然の不連続面が既にせん断受けた状態にあり、せん断初期における凸凹の噛み合いによる抵抗力の増加が生じなかた為である。また、この挙動は、図-4-7の2回目以降のせん断と類似した傾向がある。

図-4-14に垂直変位ーせん断変位曲線を示す。共にダイレタンシーの傾向は見られるが、自然の不連続面の方がその傾向は小さく、人工的な不連続面のようにダイレタンシー勾配が最大を示すところも顕著ではない。これも不連続面の形状の違いが影響していると考えられる。

図-4-15に、順方向せん断時における透水係数とせん断変位の関係を示す。せん断変位0mmにおける透水係数は、自然の不連続面の方が1オーダー程高い値を示している。これは、凸凹の噛み合いが悪いことによる垂直応力依存性の低下を良く表している。せん断による透水係数の変化は、それぞれのダイレタンシー挙動と符合した傾向があり、間隙幅の変化がその透水性に影響を及ぼすことを裏付けるものである。しかし、せん断変位10mm以降のデータには、流量が多いことによる水頭の損失及び計測誤差が含まれており、精度の良いものとは言えない。

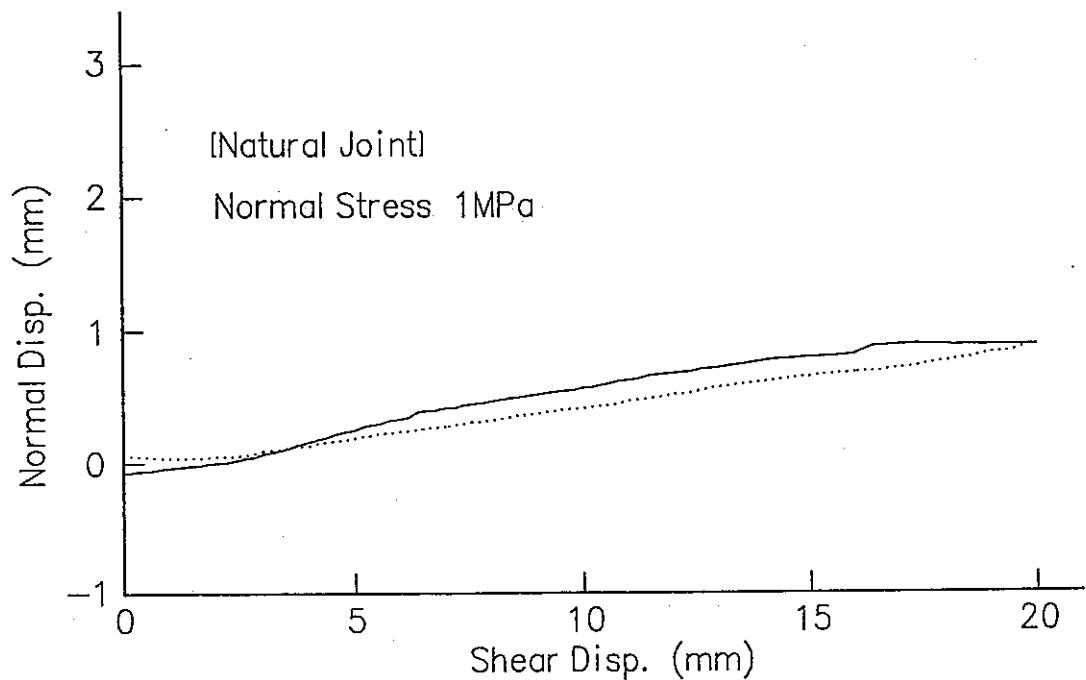


(a)

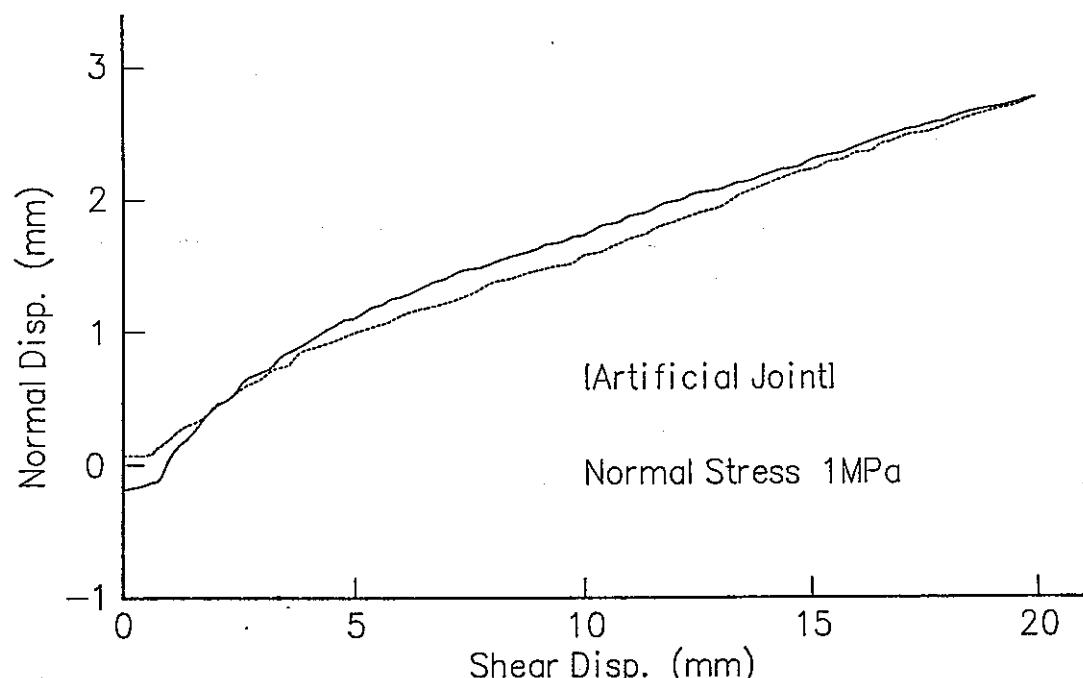


(b)

図-4-13 Shear stress-displacement curves for constant normal stresses of 1MPa: (a)natural joint, (b)artificial joint.



(a)



(b)

图 -4-14 Normal-shear displacement curves for constant normal stresses of 1MPa: (a)natural joint, (b)artificial joint.

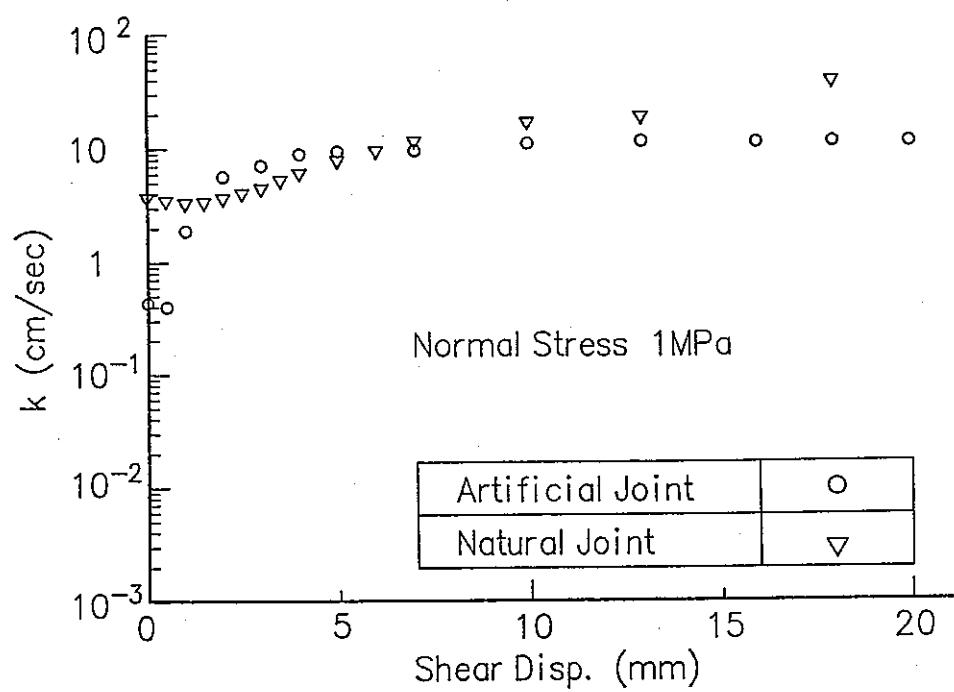


图 -4-15 Hydraulic conductivity-shear displacement diagram for constant normal stresses of 1MPa.

4. 6 参考文献

- (1)Makurat, A., N. Barton, N.S. Rad & S. Bandis 1990. Joint conductivity variation due to normal and shear deformation joints. Proc. of the Int. Sym. on Rock Joints. 535-540.
- (2)Barton, N. & A. Makurat 1985. Shear-flow coupling in non-planar rock joints. Int. Symp. on coupled processes affecting the performance of Nuclear Waste Repository. 255-258.
- (3)Teufel, L.W. 1987. Permeability changes shear deformation of fractured rock. Proc. of the 28th US Symp. Rock Mechanics. 473-480.
- (4)渡辺邦夫 1983. 埼玉大学地盤水理実験施設報告, No.2
- (5)Barton, N., S. Bandis & K. Bakhtar 1985. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. vol.22, No.3, 121-140.

5. ボーリングコアを用いた高信頼性三次元地圧計測法の開発

5. 1 はじめに

従来から用いられ多くの実績を有する応力解放法や水圧破碎法に比べて、コアを用いた地圧計測法は簡便でかつ低コストであり、定方位コアさえ採取できればかなりの深度に対しても三次元地圧が計測できることから極めて魅力的な方法になりつつある。しかし、これまでの研究では、主として、①基本原理の科学的説明やその実証が不十分であること、②岩石の正確な挙動に必ずしも立脚していないことなどのために、高い信頼性を有しているとは言い難い現状にある。本研究では、これまでに提案されているボーリングコアを用いた4つの方法（A S R法、A E法、D R A法、D S A法）について、それらの方法を真に信頼できる方法にするために、基本原理の背景となる岩石の力学的挙動について基礎的な研究を行うとともに計測装置を試作して実際の現場試料を用いて計測を行った。なお、それぞれの方法の名称は、以下に示すように、英語の頭文字で略記したものである。

A S R法 : Anelastic Strain Recovery法

A E法 : Acoustic Emission法

D R A法 : Deformation Rate Analysis法

D S A法 : Differential Strain Analysis法

5. 2 基礎的研究

5. 2. 1 A S R法による三次元地圧計測法の開発

鉛直応力が主応力の一つでかつ被り圧で与えられると仮定してきたこれまでの方法に対して、松木（1992）は、6方向以上の非弾性垂直ひずみを測定することにより三次元地圧を計測する方法を提案した。三次元地圧の計測方法としては、変位計を用いる方法とひずみゲージを用いる方法があるが、後に述べる釜石鉱山における現場計測では、後者を用いて地圧計測を行ったので、ここでは本研究で試作した測定装置も含めてひずみゲージを用いた三次元地圧計測法について述べる。

(1) 非弾性垂直ひずみの測定方法

まず、採取された定方位ボーリングコアにレファレンスラインを引き、小型カ

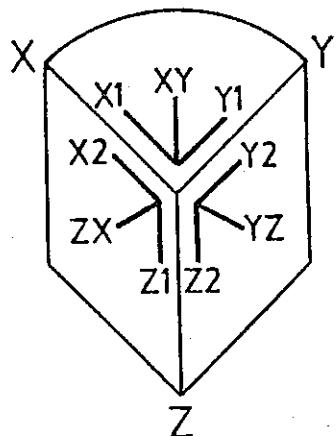


図 5-1 A S R 法によるひずみの測定方向

ッターを用いて図 5-1 に示すような互いに垂直な 3 面に切断し、それぞれの面を研磨した後アセトンで洗浄する。次に、瞬間接着剤で 3 枚のロゼットゲージ（共和電業製 KFG-10-120-D17-11）を図 5-1 の様に貼付し、試料の湿潤状態を測定中一定に保つために試料全体をシリコーンゴムでシールした後、通常は、恒温槽に投入する。なお、それぞれのロゼットゲージ表面には温度変化を測定するために熱電対（クロメルーアルメル）が取り付けられている。また、恒温槽には、測定装置によるひずみのドリフト量を測定するため、ひずみゲージを貼付した黄銅製のダミー試験片が設置されている。ただし、釜石鉱山の現場計測では、坑内温度がほぼ 10°C 一定であるので、特に恒温槽は用いず、大型のポリボックス内に試料と計測装置を設置した。これらのひずみ変化（1 ゲージ 3 結線式）や温度は、データアクイジョンコントローラ（日本電気三栄（株）製 7V14）で測定し、パソコン用コンピュータの CRT に表示しながらフロッピーディスクに記憶する。なお、ひずみの測定中、試料とダミー試験片の温度変化のみならず、室温ならびにデータアクイジョンコントローラと各ひずみゲージの接続部の温度変化も測定した。計測装置の系統図を図 5-2 に示す。

(2) 解析方法

このようにして測定された非弾性垂直ひずみから三次元地圧を決定する手順を図 5-3 に示す。まず、現場で測定された 9 方向の非弾性垂直ひずみから、最小二乗法により非弾性ひずみテンソル 6 成分を決定する。次に、この非弾性ひずみ

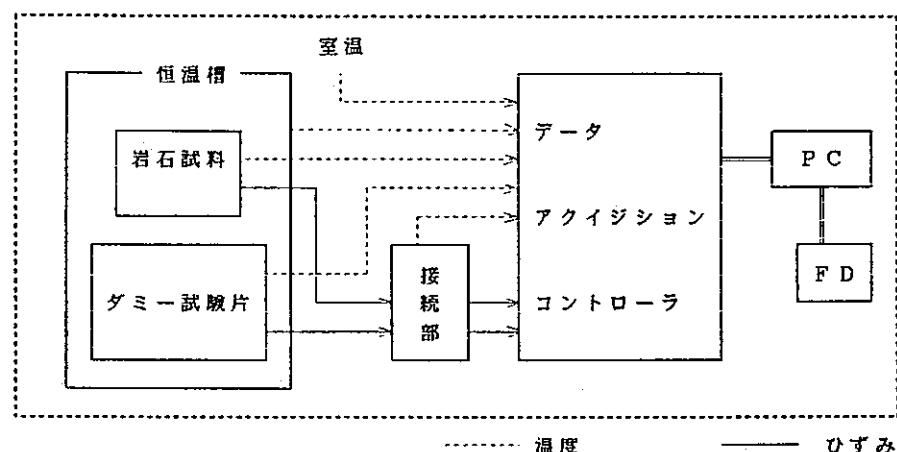


図 5-2 計測装置の系統図

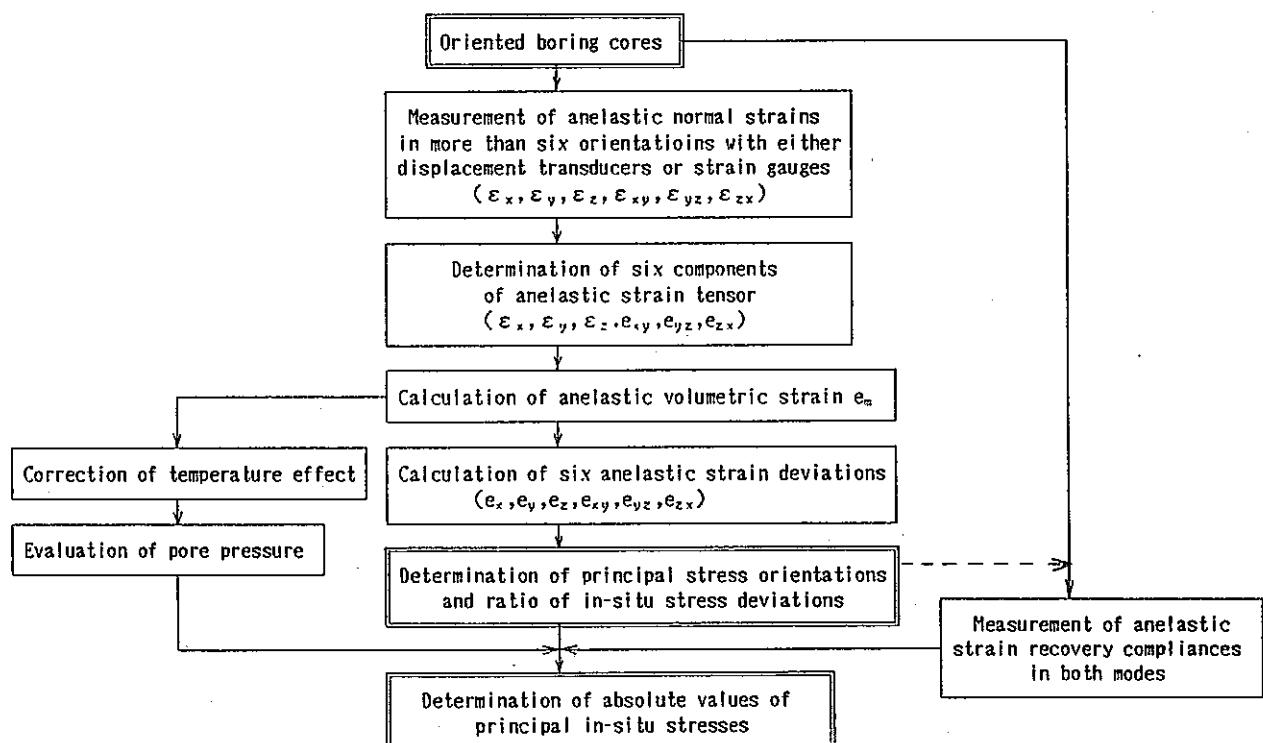


図 5-3 A S R 法による三次元地圧計測の手順

テンソルから非弾性平均垂直ひずみならびに非弾性偏差主ひずみを求める。岩石が等方粘弾性体であれば、非弾性偏差ひずみの主軸と3次元地圧の主軸は等しいことから、非弾性偏差主ひずみの方向から主応力の方向を知ることができる。また、岩石が等方粘弾性体であれば、非弾性偏差主ひずみの比もひずみ回復中一定であり、この比は岩石の非弾性ひずみ回復特性と無関係に偏差主応力の比を与える。さらに、当試料近辺のコアを用いて三軸圧縮試験を行い、その除荷特性から体積変形とせん断変形に関する非弾性ひずみ回復コンプライアンスを測定すれば、三次元地圧の絶対値を求めることができる。

(3) A S R 法の適用性と今後の課題

A S R 法は、岩石の非弾性的なひずみの回復量から地圧を計測する方法である。従って、観測される非弾性ひずみ量が十分大きければ地圧の推定は可能であるが、後に述べるように、花崗岩で代表されるような硬岩に対しては、非弾性ひずみ量が小さいために地圧の推定がしばしば困難になる。A S R 法をこのような硬岩類にも適用するためには、今後、より高精度の長期ひずみ計測法を開発する必要がある。

5. 2. 2 AE のカイザー効果に関する基礎的研究

岩石のカイザー効果を利用して地下の応力状態を評価できる可能性があることを最初に示したのは、金川ら（1975）の研究であり、以来、多くの研究者がカイザー効果による地圧計測法の完成に向けて研究を続けてきた。しかし、この地圧計測法は未だに確立しておらず、他の確立した地圧計測法の結果と比較されて吟味されているのが現状である。これは、これまでにもしばしば問題とされてきたAEの測定の難しさに加え、岩石のカイザー効果の基本特性についての十分な理解がなされていないこと、およびカイザー効果のメカニズムの解明も不十分であることなどによる。そこで、ここでは、まず、岩石のカイザー効果の基本特性を調べるため、花崗岩に一軸圧縮の先行応力を加えて、カイザー効果に対する先行応力レベルの影響ならびに先行応力が解放された後の放置時間の影響について検討を行った。次に、カイザー効果のメカニズムの解明を目的にして、一個の傾いたクラックを有するガラス板を圧縮載荷してAEを計測した。導入したクラックは岩石中に既存するマイクロクラックを模擬しており、この試験結果より、岩石

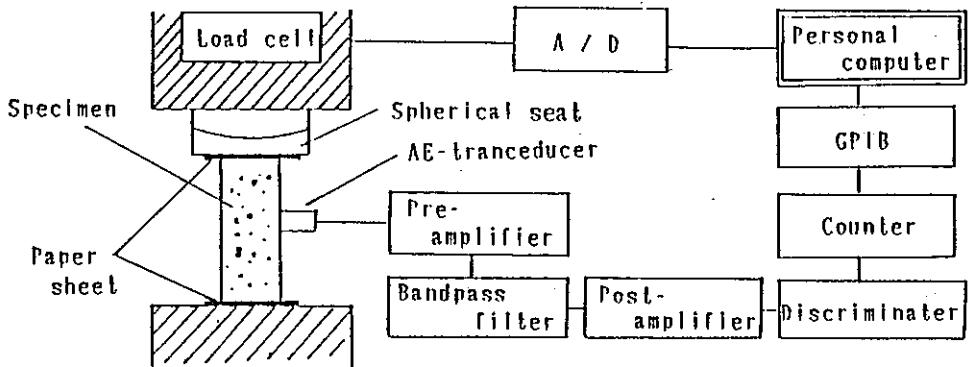


図 5-4 AE 計測システム

のカイザー効果と圧縮載荷に伴うクラック挙動の関連性について考察した。

(1) 花崗岩のカイザー効果の基本特性

実験に用いたAE計測システムの概略を図5-4に示す。このシステムは、AE累積数と載荷応力の関係をリアルタイムでCRTに表示すると同時に、AE発生数と載荷応力のデータをフロッピーディスクに記録できる。AEトランスデューサは1MHz共振型を使用し、アルミ製のアダプタを介してゴムバンドで試験片に装着した。試験片、アダプタおよびトランスデューサの界面にはシリコングリスを塗布した。プリアンプとメインアンプの利得はそれぞれ60dBと30dBであり、バンドパスフィルタは0.05MHz以下および0.5MHz以上の信号をカットするように設定した。

試験に供した岩石は、稻田花崗岩（一軸圧縮強度、205MPa）であり、試験片は、直径36mm、長さ90mmの円柱型とした。試験片端面からのノイズ発生を防ぐため、試験片の端面はカーボランダムを用いて鏡面に仕上げ、試験時には、その端面と載荷盤の間にオイルを染み込ませたろ紙を挿入した。

図5-5は、載荷-保持-除荷の載荷パターンを連続して10回繰り返して行い、各サイクルの載荷時においてAE累積数を測定した結果である。載荷は変位速度を0.03mm/minに一定に制御して行い、最大の載荷応力をサイクル毎に増加させて1時間保持した。同図において、9サイクル目まではカイザー効果が明瞭に観測される。しかし、最後の10サイクル目ではAE累積数の急増点は先行応力の90MPaよりも低応力側に寄っており、カイザー効果が不明確になっている。応力-体積ひずみ線図から評価したダイレイタンシー開始応力は約110MPaであり、カイザー効果が

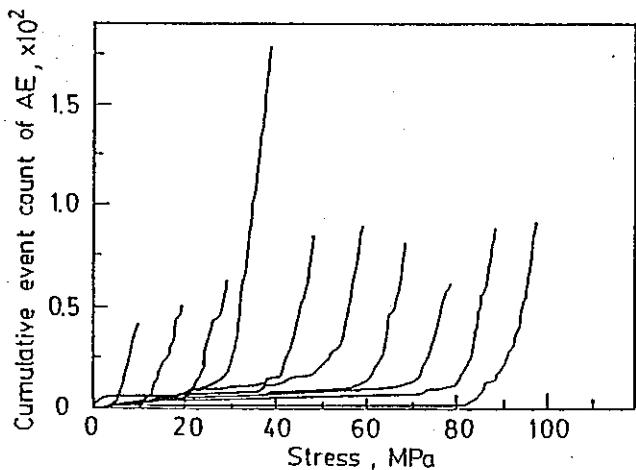


図 5-5 カイザー効果の先行応力依存性

このように不明瞭となるのは先行応力の大きさがダイレイタンシー開始の応力に近いためと考えられる。

図 5-6 は、80 MPaの一軸先行応力を20時間加えて種々の期間放置した試験片に対して再載荷を行いAE放出特性の観測を行った結果である。カイザー効果は、放置時間が4日以内においては明瞭に現れているが、それ以後の放置時間では不明瞭である。また、先行応力を加えた試験片のAEの特性は、放置時間の経過に伴って無負荷試料のそれに戻る傾向があるのがわかる。

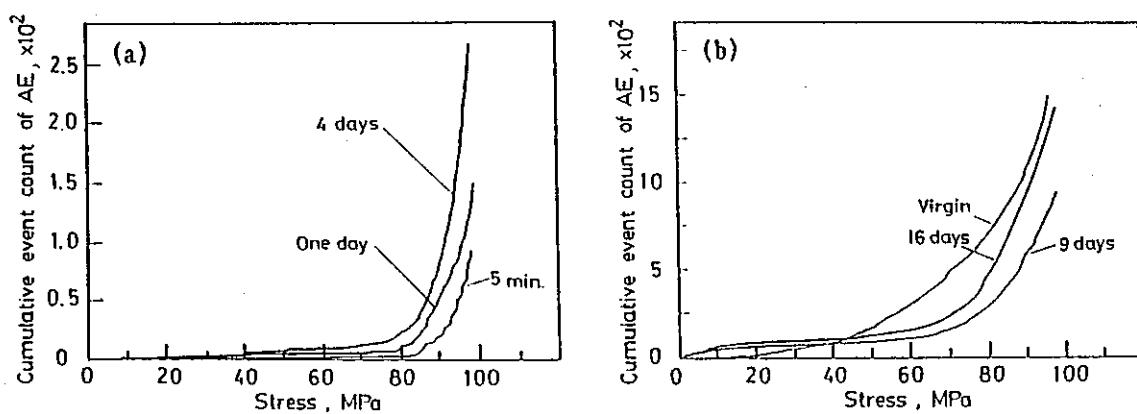


図 5-6 カイザー効果に及ぼす放置時間の影響

(2) 閉鎖クラックを有するガラス板のカイザー効果

岩石にダイレイタンシーを起こす程高い応力を加えたときのAEはマイクロクラッキングによるが、これより低い応力で発生するAE、すなわちカイザー効果を出現させるAEの発生機構についてはほとんど解っていない。一方、岩石中の先在マイクロクラックの表面は、圧縮載荷時に互いに滑ることによりAE発生源となることが十分に考えられる。そこで、カイザー効果のメカニズムを解明する上でクラックの滑りとAE発生の関係を調べることが重要であると考え、これを目的としたモデル実験としてクラックを入れたガラス板の繰り返し圧縮載荷を行いAEの特性を調べた。

閉じたクラックの作製は以下の方法で行った。すなわち、ガラス板の片面にカッターで所定の長さの傷を付け、これを反対の面から軽く叩き、反射波により傷を起点としたクラックをガラス板の厚さ方向に伝播させた。なお、このようにして導入したクラックを以下では主クラックと呼ぶ。

図5-7は、このようにして製作した試験片を圧縮載荷した時の破壊過程を模式的に示したものである。破壊過程は3段階に大別できる。第1段階は、主クラック面に沿って数対の引張クラックが載荷軸方向に初生する。第2段階は、これらの引張クラックが安定に成長するが、主クラックの両端にある引張クラックの成長が特に速く、最終段階では、これが限界長さに達して不安定破壊する。主クラックは、破壊過程の第2段階になって滑り易くなるので、AE計測のための繰り返し圧縮試験にはこの段階に達した試験片を用いた。また、主クラックの滑り挙動を観測するために、主クラック端から進展している引張クラックをまたぐようにひず

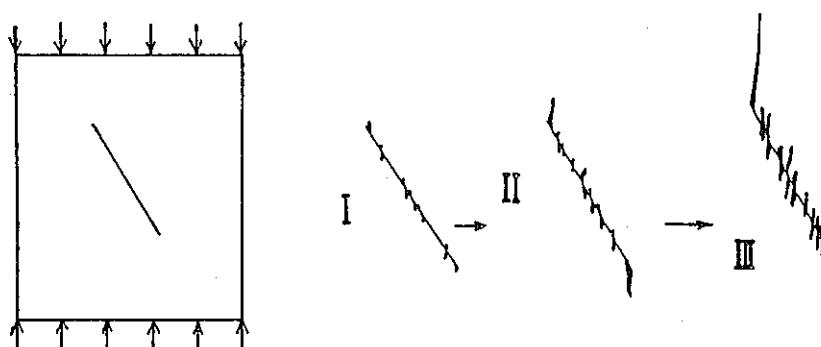


図5-7 圧縮応力場における閉鎖クラックからのき裂の発生と成長

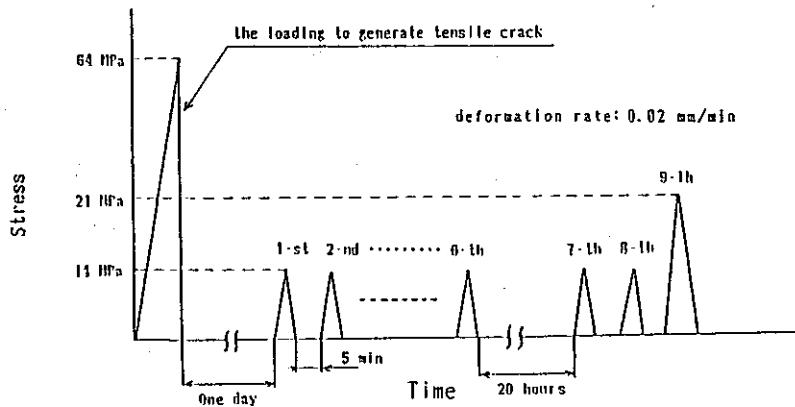


図 5-8 閉鎖クラックを有するガラス板に対する載荷パターン

みゲージを試験片表面に貼り付けた。圧縮載荷は9サイクル行ったが、その載荷パターンは図5-8に示すとおりである。実験では、ひずみゲージの出力と応力の関係、および、AE累積数と応力の関係を測定した。

図5-9は、図5-8に示した載荷パターンの第1サイクルと第2サイクルの結果である。2回目の載荷により、応力-ひずみ線図の載荷過程はよりなめらかになり、ヒステリシスループの面積はより小さくなり、またAEの活性度は大きく減少している。また、第1サイクルの除荷後にはひずみの残留が認められたが、主クラック両端の引張クラックが完全に元の閉じた状態に戻っていないのも観察された。なお、以上の変化は、引き続いて行われた4サイクルにおいても起こったがわずかであった。以上の結果より、繰り返し圧縮載荷した時のクラックの滑り挙動とAE

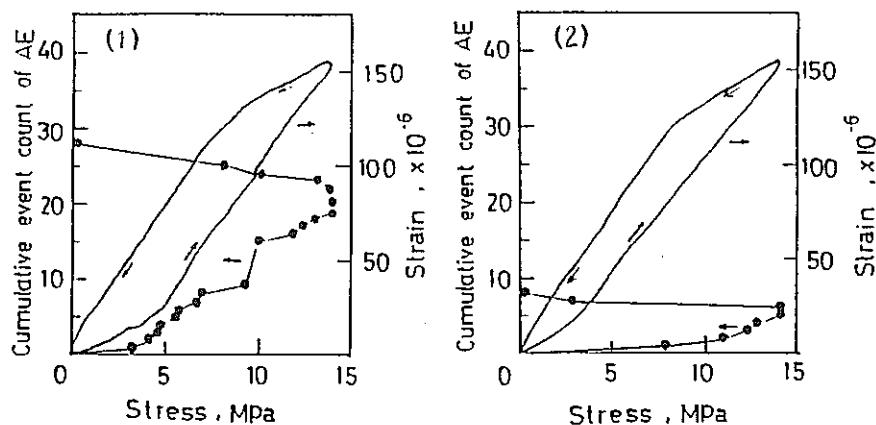


図 5-9 第1サイクルと第2サイクルの結果

放出のメカニズムは、図5-10に模式的に示すようであると考えられる。すなわち、クラック面は微視的に見ると凹凸があり、凸部は滑り難い。最初の載荷では主クラックは凸部とそれ以外の滑り易い部分の両方の部分で滑りを起こすが、凸部の滑り量は小さいので凹凸部の両端の引張クラックが開口する。なお、凸部は対面と削り合うようにすべり、この時AEが発生する。除荷過程では凸部は固着して滑らず、このため、除荷後にはき裂に沿ったせん断変形が残留する。次の載荷では、凸部の滑りはほとんど起こらず、他の部分の滑りとそれに伴う引張クラックの開口だけが起こるためAEの発生は低下する。

第7サイクルは、第6サイクルから20時間後に行ったが、その応力-ひずみ線図とAE放出特性は第1サイクルと同様であった。また、第7サイクルの直前には、主クラック両端の引張クラックの開口状態は第1サイクル以前に戻っており、残留変形がなくなっていることが確認された。これは、長時間の経過により固着していた凸部がゆっくりと滑って元に戻ったことを示している。

図5-11は、第9サイクルの結果である。このサイクルでは最大載荷応力をそれまでの14MPaから21MPaに増加させたが、AEの発生は応力が14MPaを越えたあたりから増加しておりカイザー効果が認められる。これは、載荷応力が先行応力を越えることによって固着していた凸部が再び滑り出してAEが発生したためと考えられる。

以上述べたガラス板を使ったモデル実験により、クラックが滑ることによりAE

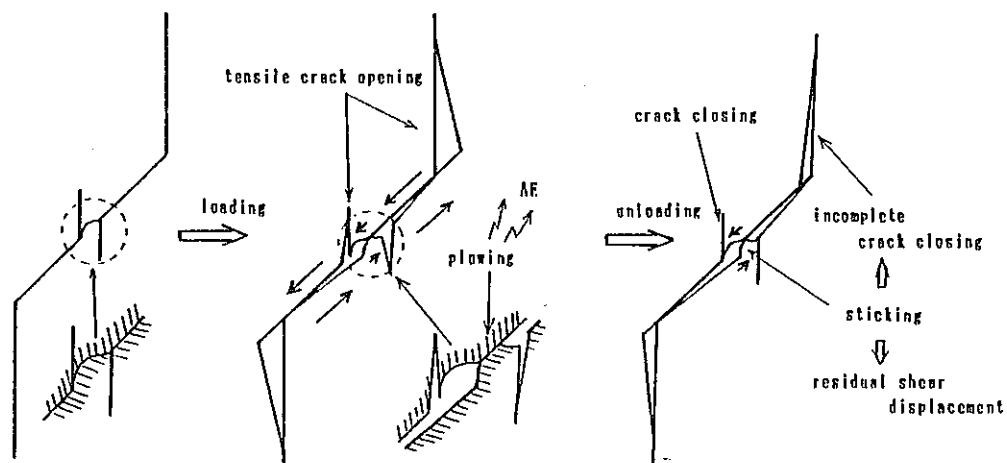


図5-10 クラックの滑りとAEの発生

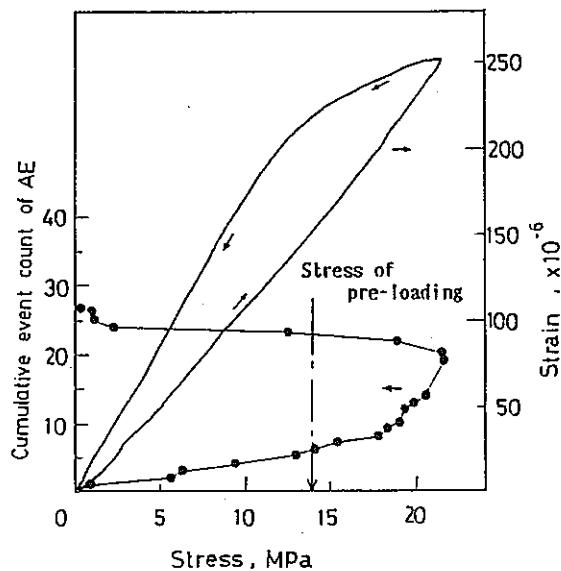


図 5-11 第 9 サイクルでの AE

が発生することが確認された。岩石中の既存のマイクロクラックも同様にふるまうとすれば、このクラックの滑りは岩石の低応力レベルにおけるAE発生のメカニズムになると考えられる。すなわち、モデル実験では、クラックの滑りによって生じたせん断変形の一部が除荷後に残留し、2回目の載荷においてはAEの発生数が減少することがわかった。この現象を、クラック面の凸部における局所的な固着で説明し、また岩石中のマイクロクラックの滑りにおいても同様な現象が起こる考えられるので、これは、岩石の低応力レベルにおけるカイザー効果のメカニズムとなる。さらに、モデル実験では、放置時間の経過に伴ってAEの活性度が低下しつつ残留したせん断変形が元に戻ることが観測されたが、これは、岩石のAE放出特性が放置時間とともに無負荷試料のそれに回復したことによく説明している。

5. 2. 3 D R A に関する基礎的研究

岩石の圧縮試験において、応力が予め与えられた値を越えると非弾性ひずみが急増する。D R A法（変形率変化法）は、Yamamoto et al. (1990) により開発された方法で、岩石コアの一軸圧縮載荷を行ってこの非弾性ひずみの挙動を計

測することにより載荷軸方向の先行応力を評価する手法である。近年、このD R A法を実フィールドへ応用する例が増えており、他の地圧計測法と調和的な結果を得たとの報告がなされている。しかし、D R A法は、まだ確立した地圧計測法として認められておらず、その信頼性を高めるためには、岩石の非弾性ひずみに関する基本特性を明らかにすること、ならびにそのメカニズムについての科学的説明が必要であると考えられる。そこで、本研究では、人工的に先行応力を加えた岩石試験片を用いてD R Aを行い、その先行応力評価に及ぼす先行応力レベルの影響、先行応力の載荷方向の影響および先行応力として封圧成分がある場合の影響等について調べた。

(1) 実験方法

計測システムの概略を図5-12に示す。本システムの構成および測定データの解析方法は、DRAの提案者である山本の示したものと基本的に同じである（山本清彦、1983；Yamamoto K., et al. 1990）。ひずみゲージおよびロードセルからの信号はそれぞれ動ひずみ計によって増幅されるが、動ひずみ計とX-Yレコーダ間の配線は、軸ひずみの信号 $A_1 \cdot \varepsilon$ から線形なひずみの分 σ / E_s を差し引いて、非弾性ひずみを強調した信号 $A_3 (\varepsilon - \sigma / E_s)$ をX-Yレコーダに記録できるように工夫されている。図5-13は、載荷-除荷を2回繰り返した時の応力-ひずみ線図の例であり、非弾性ひずみを強調した応力-ひずみ線図と通常の応力-ひずみ線図の両方が記録されている。計測終了後、前者の応力-ひずみ線図から、一回目と二回目の載荷時のひずみの差をデジタイザーで読み取って応力-ひずみ差曲線

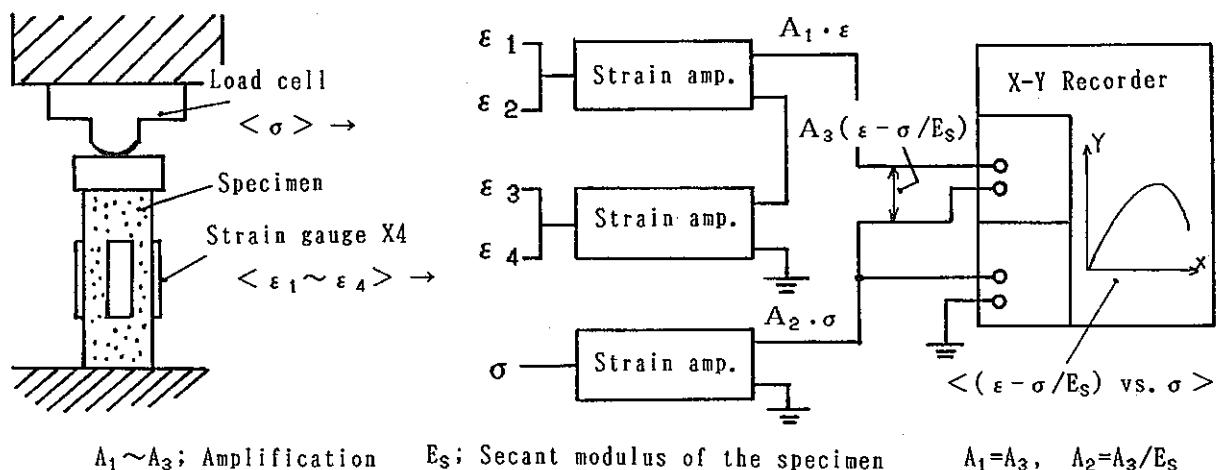


図5-12 D R A計測システム

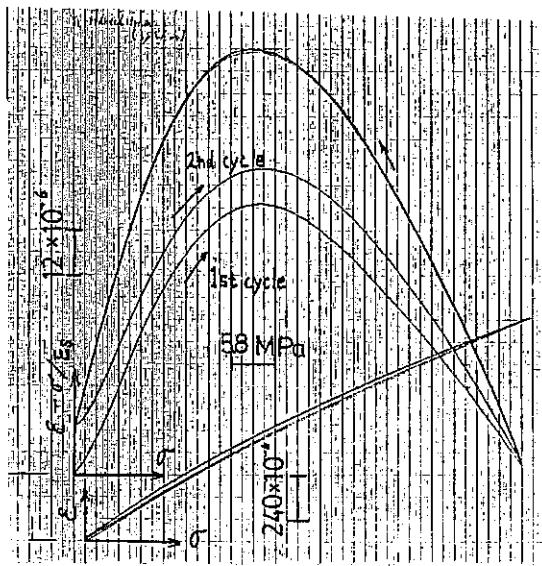


図 5-13 応力ーひずみ曲線および応力ーひずみ差曲線の例

を求め、その曲線上でひずみ差が急激に変化する点を求めて先行応力を評価した。なお、試験片の載荷は応力速度一定で行い、 $3 \sim 4 \text{ MPa/min}$ に制御した。

実験に共した岩石は稻田花崗岩（一軸圧縮強度； 205 MPa ）であり、直径 $25 \sim 33 \text{ mm}$ 、高さ $55 \sim 99 \text{ mm}$ の圧縮試験片に整形した。先行応力を与える方法は、試験の目的に合わせて変えており、これは実験結果と合わせて述べる。

(2) 先行応力レベルと放置時間の影響

図 5-14 は、D R A 法による先行応力評価における先行応力レベルおよび先行応力を与えた後の経過時間の影響を検討した実験結果をまとめたものである。図中の●印は、2回の繰り返し載荷で先行応力を与え、30分後に D R A を実施した結果であり、これを見ると広範囲の大きさの先行応力が正確に評価されていることが分かる。▲印は、同様の方法で先行応力を与えた後、1日後に D R A を実施した結果であるが、先行応力と評価した応力の差はやや大きくなっている。○印は、約 30 MPa の先行応力を 100 回繰り返し与えてから 1 日後、5 日後および 12 日後に D R A を実施した結果である。先行応力は、5 日後まではほぼ正確に評価されているが、12 日後では 12% 低い値に評価されており、経過時間と共に先行応力を記憶した非弾性ひずみ挙動が失われてゆく傾向がある。

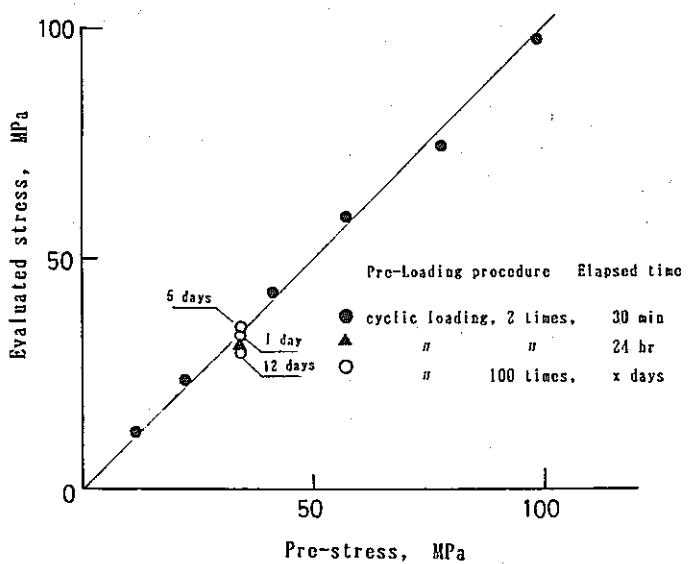


図 5-14 先行応力レベルと経過時間の影響

(3) 先行応力の載荷方向の影響

直径 68mm, 高さ 190mm の試験片に 70MPa の先行応力を 100 回繰り返して与えた後, その軸方向となす角が 0° , 30° , 45° , 60° , 90° となる方向から小型の試験片 (直径 25mm, 高さ 55~65mm) を切り出して D R A 法を実施した。実験結果は、図 5-15 に示すとおりであり、D R A 法の結果は、 0° の方向以外は先行垂直応力と良い一致を示した。

(4) 封圧成分の影響

先行応力を静水圧 (30, 35MPa) で与えた試験片および三軸圧縮 ($\sigma_1 = 50$ MPa, $\sigma_2 = \sigma_3 = 30$ MPa) で与えた試験片について D R A を実施した結果を表 5-1 に示す。同表には、D R A 法の結果と先行応力 σ_1 の間の誤差も示してあるが、どの場合もその誤差は大きく、評価した応力は先行応力より 30~40% 低い。

一方、図 5-16 は、54MPa の一軸先行応力を 2 回載荷した後、80MPa までの一軸載荷を 2 回行って測定した応力 - 横ひずみの関係から応力 - ひずみ差曲線を求めた結果である。応力 - 軸ひずみの関係から求めた結果と同様に、先行応力を越えた後に非弾性ひずみが急増している。この結果より、ある方向の先行応力は、それと垂直方向の非弾性ひずみに何等かの影響を及ぼすことが考えられる。従って、

表 5 - 1 先行軸応力評価に及ぼす封圧成分の影響

先行応力 及び 載荷時間	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 30 \text{ MPa}$, 24hr	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 35 \text{ MPa}$, 24hr	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 35 \text{ MPa}$, 89hr	$\sigma_1 = 50 \text{ MPa}$ $\sigma_2 = \sigma_3 = 30 \text{ MPa}$ 24hr
DRAによる σ_1 の評価, σ_e	21.8 MPa	21.8 MPa	25.3 MPa	30.4 MPa
誤差 $(\sigma_e - \sigma_1) / \sigma_1$	-27 %	-38 %	-28 %	-39 %
誤差 $(\sigma_e - \varepsilon_1 E) / \varepsilon_1 E$	+12 %	-3 %	+11 %	-22 %

* ε_1 ; 先行応力によって生じる軸ひずみ

表 5 - 1 の結果は、横方向の応力 σ_2, σ_3 がそれと垂直な軸方向の非弾性ひずみに影響したことによるとも考えられる。そこで、非弾性ひずみの挙動は、先行応力によって支配されるのではなく、先行して生じた軸ひずみに依存すると考えると、

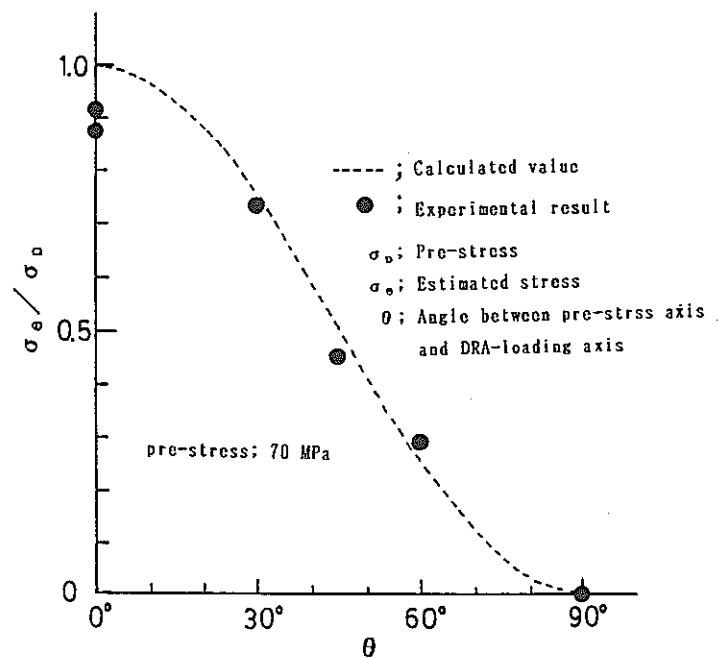


図 5 - 15 先行応力に対する試験片の採取方向の影響

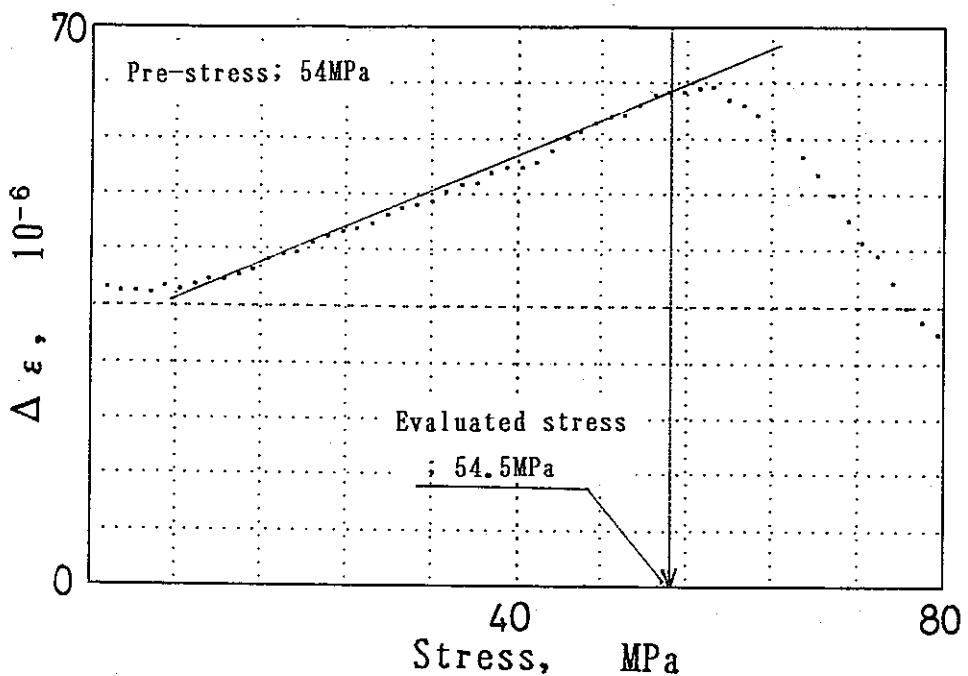


図 5-16 横ひずみからの先行一軸応力の推定

横応力は、 $(\sigma_2 + \sigma_3) v / E$ だけ軸ひずみを小さくするので、D R A 法で評価される応力は実際より低くなることが説明できる。表 5-1 の最下段は、このことを確かめるために、先行して生じた軸ひずみに相当するひずみを一軸載荷で発生させるのに必要な一軸応力を基準に、D R A 法の誤差を評価した結果である。誤差は、先行応力を基準に評価した場合より小さくなっているが、なお、無視できないほど大きい。なお、この実験では、先行応力の載荷時間が短いことがこの原因の一つとも考えられるので、この点について今後さらに検討する必要がある。

5. 2. 4 D S A 法に関する基礎的研究

D S A は、静水圧下での高精度ひずみ測定を通じて岩石試料中のクラックによるひずみを定量化する方法として、Simmonsら (1974) および Siegfried ら (1980) により開発された。すなわち、クラックを含まない圧縮率が一定の溶融石英を参考試料として用い、岩石試料のひずみから溶融石英のひずみを引くことにより、温度や機器等による誤差をキャンセルさせて高精度のひずみを測定し、岩石試料のクラック量を評価する方法であった。その後、Strickland ら (1

980)により、次のような仮定を設けることにより、クラック量の測定を通じて地圧を計測する方法として提案された。すなわち、

- a) ボーリングによって地圧が解放されると岩石が膨張し、初期主応力方向に垂直にクラックが生じる。ただし、それ以前にあったクラックは無視できる。
- b) 生じたクラックの量は初期主応力の大きさに比例する。

のことにより、定方位コアが得られれば、三次元的な初期地圧の方向と主応力の大きさの比がわかるうことになり、簡便かつ低コストの深部地圧計測法となった。

D S A 法では、これまで、主として 3 種類 ($\Delta \beta_I$, $\Delta \beta / \beta^1_I$, η_{0I}) のクラック量を用いて地圧の推定が行われ、これらの間には大きな差がないことが確かめられている。しかし、一方では、応力解放法などの他の地圧計測法の結果とは必ずしも一致した結果が得られていない（志水ら, 1991）。また、ボーリングによる地圧の解放以前にあるクラックが無視できるかどうかに疑う余地を残している。

そこで、ここでは、現場で応力解放法により地圧計測が行われたコア試料に対して、新しい方法による地圧評価を行い、従来法とともに応力解放法の結果との比較を行った。また、地圧下のボーリングに伴うコアの損傷の D S A に及ぼす影響を評価するため、実験的研究により一軸引張応力とクラック量 ($\Delta \beta / \beta^1_I$) との関係を求めた。

(1) 新しい評価法 (ν_I , $\Delta \varepsilon$) について

差ひずみ - 静水圧曲線において、任意の静水圧での接線とひずみ軸との切片を ζ_{ij} とすると、

$$\zeta_{ij}(P) = P (d \varepsilon_{ij} / d P) - \varepsilon_{ij}$$

であり、 ζ_{ij} は、ある圧力までに完全に閉じたクラックによるひずみ量を表す。

さらに、 $\zeta_{ij}(P)$ を P について微分して得られる ν_{ij} ,

$$\nu_{ij} = P (d^2 \varepsilon_{ij} / d P^2)$$

は、 ζ_{ij} の増加率、すなわちクラックのアスペクト比に関する分布関数を与える (Siegfriedら, 1980)。従って、 ν_{ij} の主値を求めることにより岩石試料内のクラック系を評価することができる。このようにして求めた ν_{ij} の主値と静水圧の関係の例を図 5-17 に示す。局所的なピークが数箇所で認められ、特定のアスペクト比をもつクラックが多く含まれていることがわかる。これらのピー

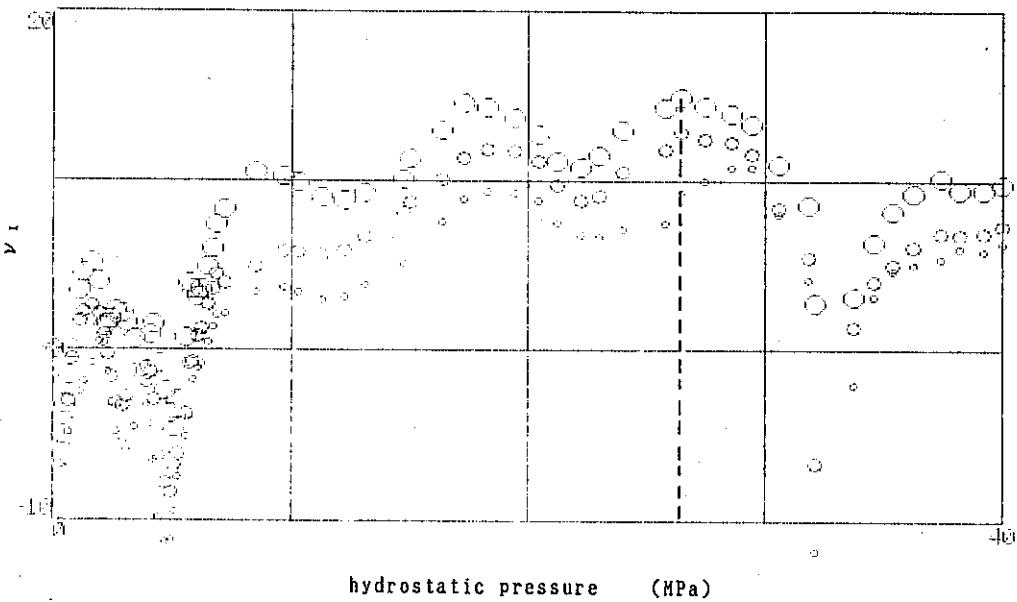


図 5-17 ν_{13} の主値と静水圧の関係の例

クのうち、本研究では、とりあえず最大ピーク値を与える ν の値が、地圧解放に伴って生じたクラックによると考え、このときの主値の方向と値を求めて他の地圧計測法と比較した。

また、変形率変化法（D R A 法）においては、一軸荷重を何回か加えて軸ひずみを測定し、その j 回目の値から i 回目 ($j > i$) の値を引いたひずみ差関数 $\Delta \varepsilon$ を求めて、屈曲点応力を得ることにより、先行応力を推定する。一方、D S A でも、3回連続して静水圧を加える。そこで、D R A と同様に、静水圧下で得られるひずみについて、2回目から1回目を引いたひずみ差関数 $\Delta \varepsilon$ を求め、屈曲点応力を解析することにより、地圧の推定を試みた。図 5-18 は、ある方向におけるひずみ差関数と静水圧の関係の例である。明瞭な屈曲点が認められる。

(2) 現場試料に対する D S A による地圧評価

用いた試料は、新潟県湯沢市と群馬県水上市間を結ぶ関越トンネルで球状孔底ひずみ法による応力解放で得られたボーリングコアならびに岩手県釜石鉱山から得られた孔径変化法による応力解放により得られたコアである。

本研究で用いた試験装置の模式図を図 5-19 に示す。本試験装置は、耐圧が 180 MPa の圧力容器、静水圧を加える油圧ポンプ、ブルドン管式圧力計、データ取り込みのための データアクイジションコントローラ、データ入力ならびに表示

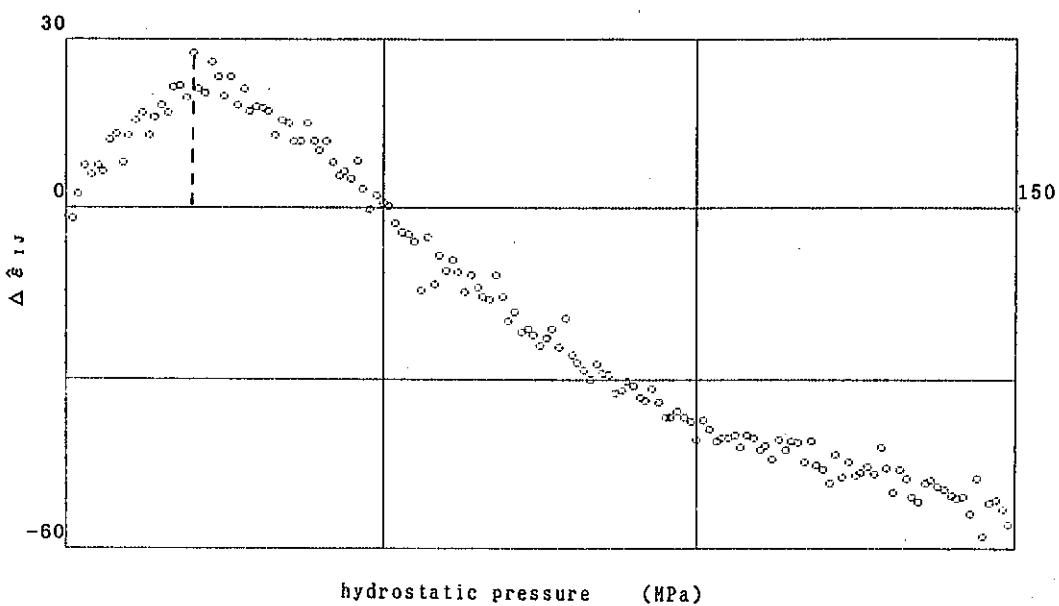


図 5-18 ある方向におけるひずみ差関数と静水圧の関係の例

のためのパーソナルコンピュータ等から構成される。また、試験片を図 5-20 に示すが、一辺が 30mm の立方体試料の互いに垂直な 3 面にロゼットゲージとシングルゲージを 1 枚ずつ貼付したもので、圧力媒体が試験片中に浸透するのを防ぐために、厚さが約 0.1mm のビニールフィルムでシールしてある。

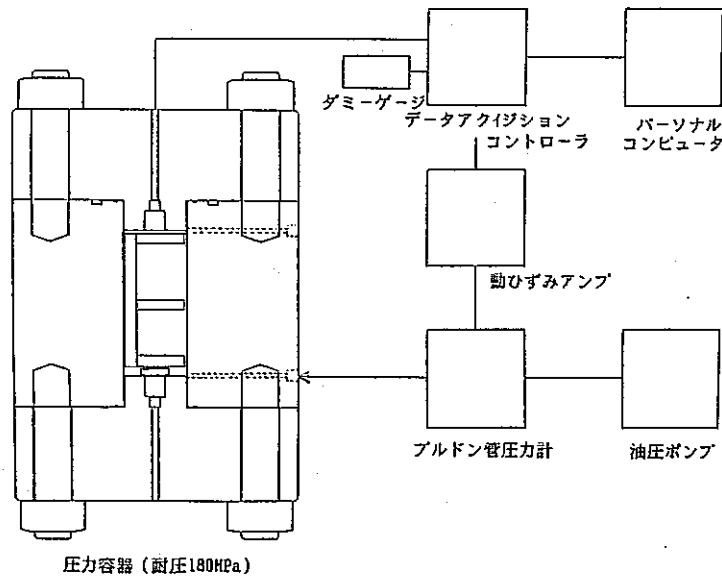


図 5-19 D S A における試験装置

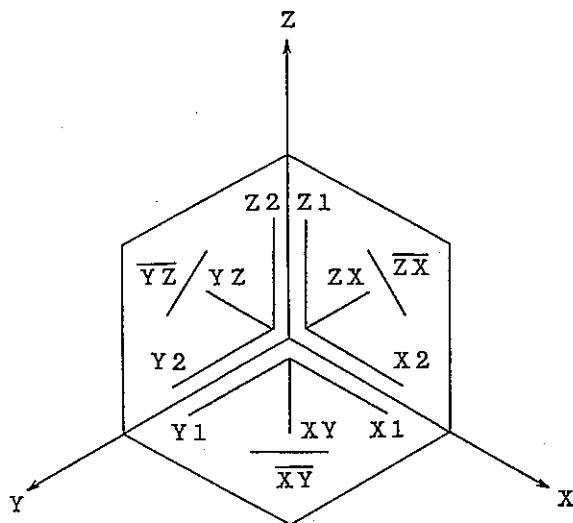


図 5-20 D S A で用いられる試験片

① 関越トンネルより採取したコアに対する D S A による地圧評価

関越トンネルは谷川岳連峰を貫く約11kmの道路トンネルである。コアの採取場所は集塵室用のトンネルで、被りは約800mである。球面孔底ひずみ法による計測が10カ所で行われており、本研究では、この内の2本を用いた。それぞれのボーリング孔口からの距離は、11.4m, 12.4mであり、以下ではコア1, コア2と称する。なお、岩種は石英閃緑岩である。

図5-21は、D S Aによる従来の評価法 ($\Delta \beta / \beta^1_I$) および新しい評価法 (ν_I , $\Delta \varepsilon$) と球状孔底ひずみ法の結果の比較したものである(上半球投影)。主応力の方向をみてみると、コア1では、D S Aによるいずれの評価法もばらついており、かつ球状孔底ひずみ法の結果とも一致しない。一方、コア2では、D S Aによる評価はほぼ同じ方向であるのに対し、球状孔底ひずみ法との一致は認められない。主応力の大きさとその比については、コア1では、 ν_I と $\Delta \varepsilon$ について最大主応力と中間主応力については大きな差が認められなかった。また、 $\Delta \varepsilon$ の主応力の大きさは、コア1については、応力解放法によって得られた地圧の大きさに近い値を示している。

② 釜石鉱山より採取したコアに対する D S A による地圧評価

用いた試料は、岩手県釜石鉱山の550mレベルにおいて1990年10月に孔径変化法により採取されたKS-2と称されるボアホールからのコアである。なお、

岩種は花崗岩であり、被りが300m、密度が 2.74g/cm^3 なので、被り圧は約8MPaである。

図5-22に、孔径変化法の結果と $\Delta\beta/\beta^1_1$ および新しい評価法(ν_1 , $\Delta\varepsilon$)による結果を示す。主応力の方向をみると、孔径変化法と $\Delta\beta/\beta^1_1$ の最小主応力の方向は近く、最大と中間主応力の方向が逆転している。これは、孔径変化法で得られた最大主応力と中間主応力にそれほど差がないことが反映している可能

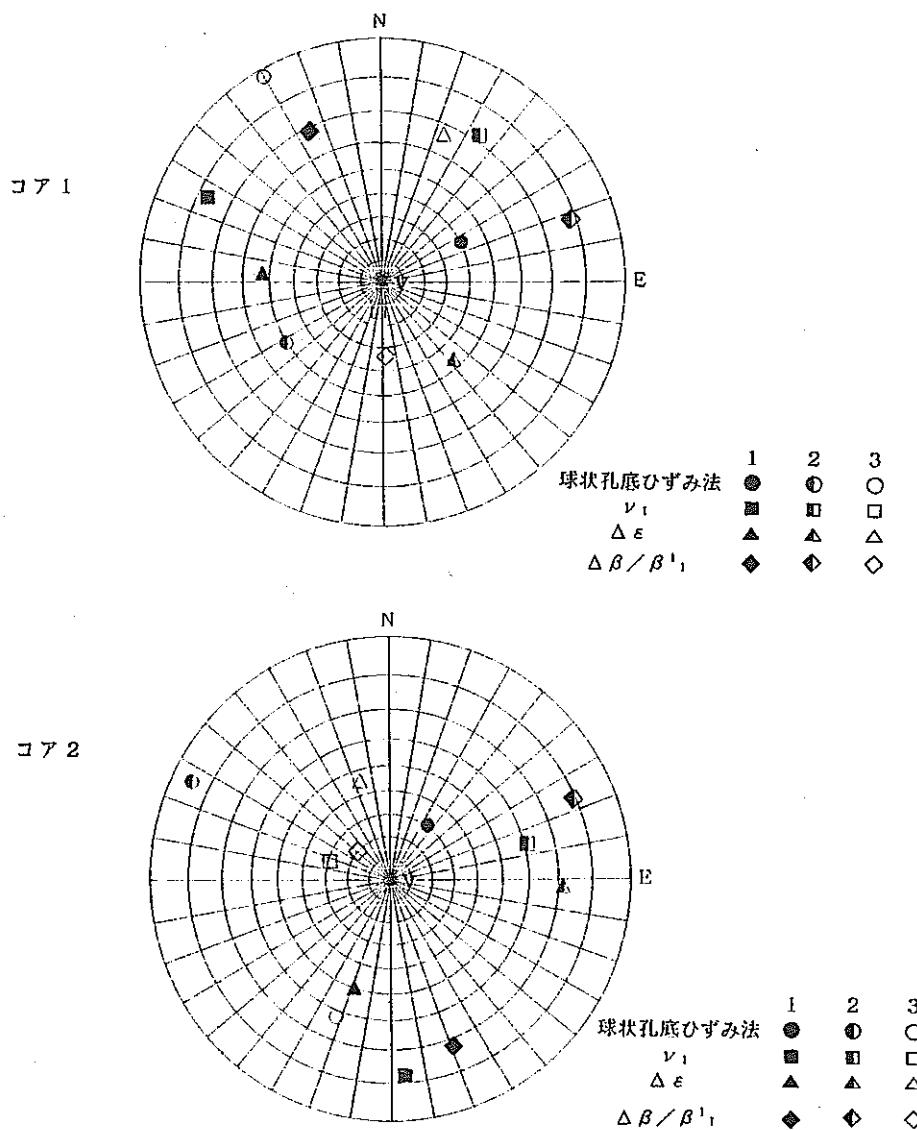


図5-21 D S Aによる従来の評価法 ($\Delta\beta/\beta^1_1$) および新しい評価法 (ν_1 , $\Delta\varepsilon$) と球状孔底ひずみ法の結果の比較 (上半球投影)
(関越)

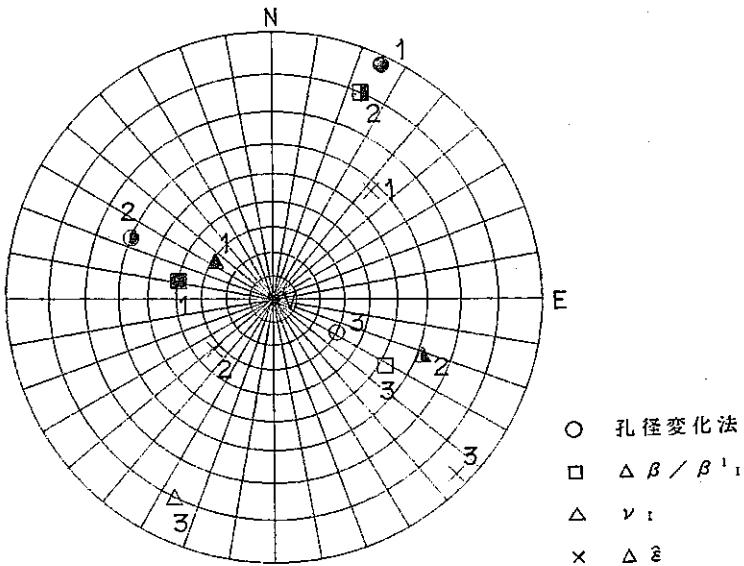


図 5-22 孔径変化法の結果と $\Delta\beta / \beta^1_1$ および新しい評価法 (ν_1 , $\Delta\varepsilon$) による結果の比較（釜石）

性がある。一方、 ν_1 と $\Delta\beta / \beta^1_1$ から求めた方向は、最大主応力方向は似ているものの中間と最小主応力は逆転しており、また $\Delta\varepsilon$ からの方向は他の方法による結果とかなり異なる。

(3) 一軸引張応力によるコアの損傷

D S A で地圧を評価する場合、既に述べたように、クラックはすべて地圧が解放されることにより生じ、初期クラックは無視できるとの仮定がある。しかし、これはかなり疑問であり、常に成り立つとは考えにくい。一方、単なる応力の解放ではなく、地圧下のボーリングによって生ずる引張の応力集中によりコアが損傷することも考えられる。そこで、本研究では、地圧下のボーリングによるコアの損傷が引張応力のみによるものとまず考え、稲田花崗岩を用いて引張試験を行い、引張応力に伴うコアの損傷を D S A により評価した。

試験片は、直徑 30mm、長さ 120mm で、コア軸はリフトプレーンに垂直である。まず、引張強度を求め、次に、その 25%, 50%, 75% の引張応力を岩石試料に加えた後、試験片から長さ 30mm の部分を切り出して D S A を行った。なお、稲田花崗岩の一軸引張強度は 5 MPa であり、破断した試験片についても同様の試験を行った。

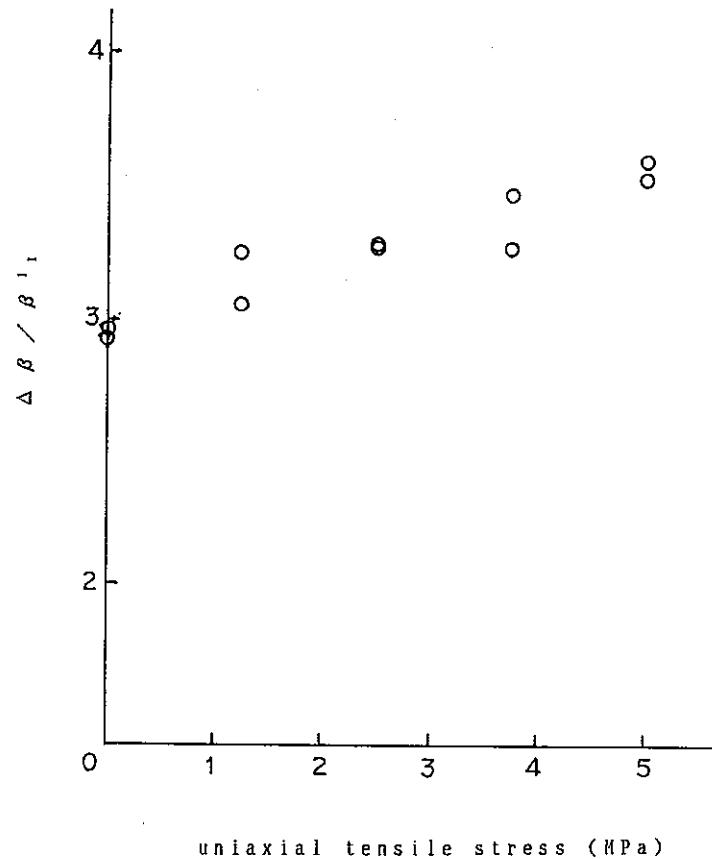


図 5-23 引張応力と軸方向のクラック量 $\Delta\beta / \beta_{1i}$ の関係（稻田花崗岩）

図 5-23 に、引張応力と軸方向のクラック量 $\Delta\beta / \beta_{1i}$ の関係を示す。引張応力が増加するに従い $\Delta\beta / \beta_{1i}$ の値も増加しているのがわかる。しかし、初期の $\Delta\beta / \beta_{1i}$ は約 3 であり、引張応力による増加分は約 0.6 であることから、稻田花崗岩の場合、引張応力によるクラックの増加分は、もともと岩石内部にあるクラック量に比べて小さい。このことは、実際の現場で採取したコアについて考えると、先在クラックが存在する岩石でかつ花崗岩のように引張強度が大きい場合は、応力解放により生じるクラックがそれほど大きいとは期待できないことを示している。

現場試料の DSA による実験結果から、関越コアと釜石コアの $\Delta\beta / \beta_{1i}$ について比べてみると、関越コアの $\Delta\beta / \beta_{1i}$ の主値の最大値は 3 前後であり、釜石コアの $\Delta\beta / \beta_{1i}$ の主値の最大値は 1 より小さい値である。このことから、関越では、応力解放以前にすでに多くのクラックが存在しており、地圧解放によって

生じたクラックはそれほど大きな影響がなかったものと考えられる。それに対して、釜石のコアでは、地圧解放によって生じたクラックが大きな割合を占めている可能性がある。従って、応力解放法による結果と D S A の結果を比較した場合、関越コアは D S A と一致せず、釜石コアが一部にせよ D S A と一致傾向を示していたのは、このような応力解放以前の先在クラック量の多少によったためであるとも考えられる。

5. 3 釜石鉱山における原位置試験

釜石鉱山 250m レベルにおけるボーリング位置を、図 5-24 に示す（ただし、同図のグリッド間隔は 1000m である）。ボーリング長は約 10m であり、方向はほぼ水平かつ坑道軸にほぼ垂直である。孔径は 132mm、コア径は 100mm であり、全長にわたって栗橋花崗閃緑岩であった。ボーリングコアは、主として 2 系列のクラックを含み、R Q D は 84.4 % であった。

坑道壁面から約 5m、6m および 10m の位置で採取されたコアを用いて、5.2.1 で述べた方法により原位置での非弾性ひずみ測定を行った。坑道壁面から約 10m の位置のコアに対する測定結果を図 5-25 に示す。測定は、コアの応力が解放されてから約 1 時間後に開始された。上部の曲線はダミーゲージを含む試料のひずみ変化であり、下部の曲線はそれぞれ、気温、リード線コネクター部の温度および試料とダミーゲージの温度である。同図から、ひずみの変化は極めて小さく、有効な地圧の推定が困難であることがわかる。

A E 法、D R A 法および D S A 法による地圧の評価は、採取されたコアを用いて現在進行中であり、別の機会に報告する予定である。

5. 4 おわりに

本研究では、簡便かつ低コストであるという極めて魅力的な長所を有するボーリングコアを用いた地圧計測法の信頼性を高める目的で、4 つの方法について基礎的研究を行い、また原位置試験を実施した。

それぞれの方法とも、まだ開発の初期段階にあり、たとえ地圧に対する推定値

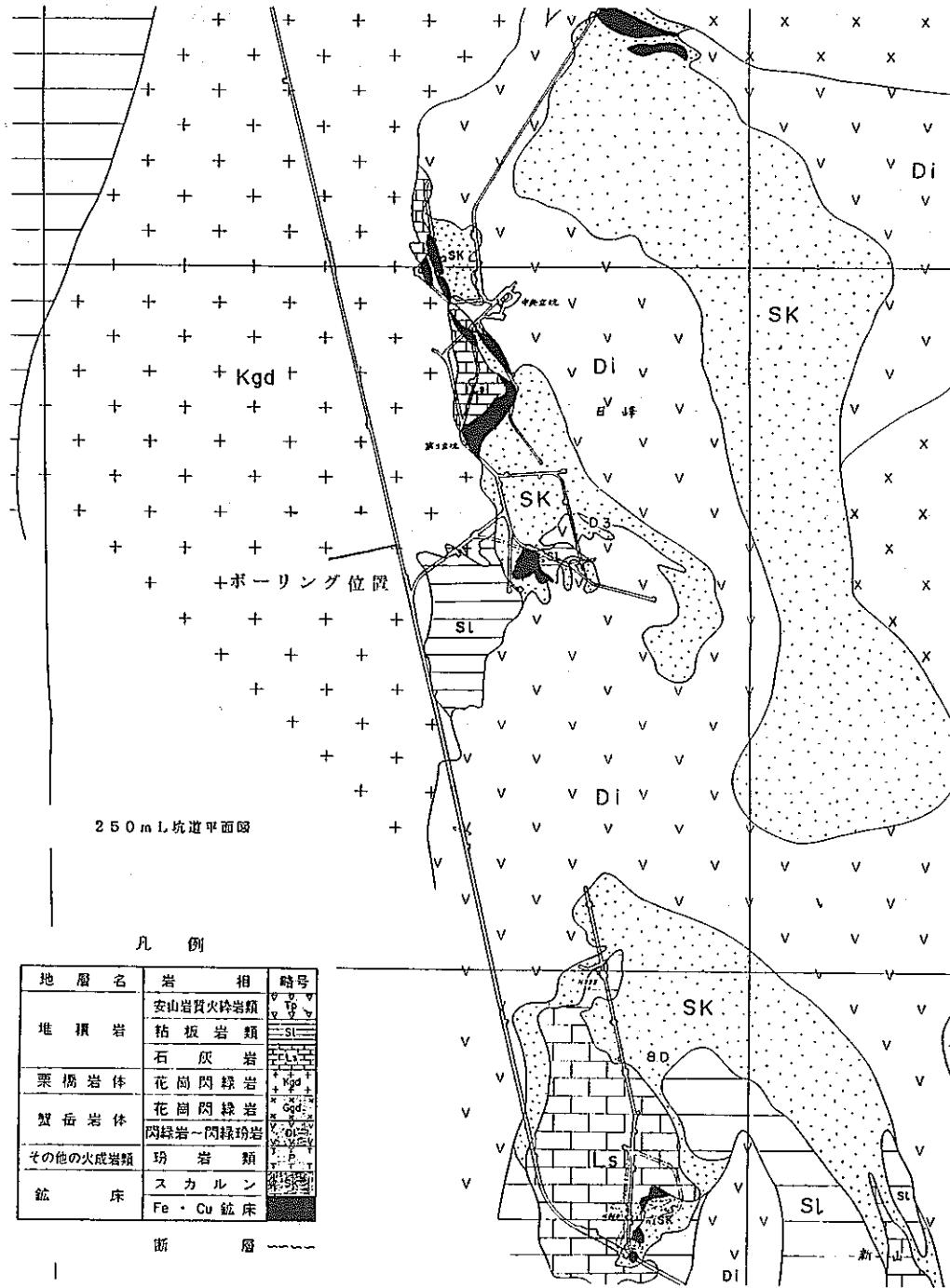


図 5-24 釜石鉱山 250m レベルにおけるボーリング位置

が得られたとしても、その信頼性を評価できる段階には達していない。これらの方法の信頼性を高めるための今後の主たる研究課題としては、次のことが挙げられる。

① 基本原理の検証と科学的理解 (DSA法, DRA法, A-E法)

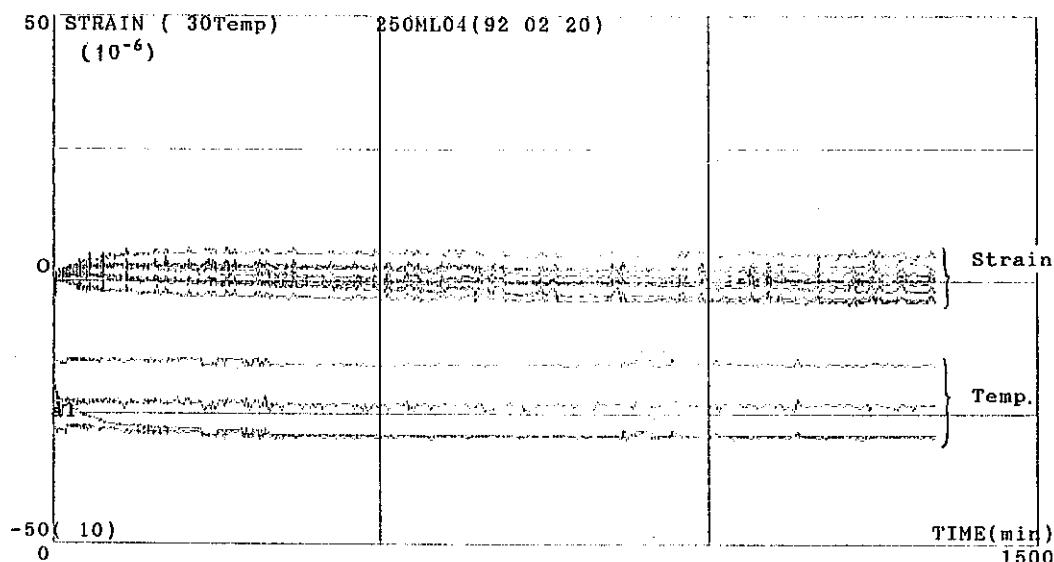


図 5-25 A S R 法による測定結果の例

- ②適用性に関する判断基準の開発 (A S R 法, A E 法)
- ③長期間にわたる高精度測定技術の開発 (A S R 法)
- ④ボーリングコアを用いた地圧計測に関する総合的評価法の開発

(参考文献)

- Simmons, G. et al. (1974) : J.G.R., 79, 4283-4285.
 Siegfried, R. et al. (1980) : J.G.R., 83, 1269-1278.
 金川忠他 (1975) : 第9回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 46-50.
 Strickland, F.G. et al. (1980) : Proc. 21st U.S. Sympo. on Rock Mech., 523-532.
 山本清彦他 (1983) : 地震学会講演予稿集 No.1.
 Yamamoto K. et al. (1990) : Tohoku Geophys. Journ., 33, 127-147.
 志水俊仁他 (1991) : 資源・素材学会春季大会講演要旨集, 311-312.
 松木浩二 (1992) : 資源・素材学会誌, 108, 41-45.