

# 00SE-03孔における水圧破碎法による

## 初期応力測定

(核燃料サイクル開発機構 契約業務)

平成13年 3 月

同和工営株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to :  
Technical Cooperation Section,  
Technology Management Division,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-49 Muramatsu, Naka-gun, Ibaragi 319-1194,  
Japan

©核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute) 2001

## 00SE-03孔における水圧破碎法による初期応力測定

加藤春實\*

## 要 旨

核燃料サイクル開発機構は、東濃鉾山領域を例として、東濃鉾山敷地内の地表から掘削されたボーリング孔において初期応力測定を行ない、三次元的な初期応力状態の評価方法について研究を実施している。本調査ではその一環として00SE-03孔を利用して水圧破碎試験をおこない、初期応力（水平面内の最大および最小主応力値および最大主応力の方位）と深度の関係を深度233.6mから263.9mの区間で測定した。そして、今回実施された00SE-03孔の結果と、これまでに99SE-02孔、TM-1孔、TM-2孔および98SE-01孔において行われた水圧破碎試験の結果とを比較検討した。得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 00SE-03孔の深度233.6mから263.9mまでの初期応力環境は $S_H > S_h > S_v$ の逆断層型である。
- (2) 00SE-03孔の深度233.6mから深度238.5mの区間における最大主応力の方向はN70Eであるが、249.9mから下部の最大主応力の方位はN30Wを中心に分布しており、当該地域における地殻水平ひずみの最大圧縮方向と調和的である。
- (3) 00SE-03孔で測定された初期応力状態は、孔口の接近している99SE-02孔の土岐花崗岩における測定結果とおおむね一致し、これら2本のボーリング孔の周辺の初期応力状態はほぼ同じであると考えられた。
- (4) 不整合面以下の土岐花崗岩に限定して東濃鉾山敷地内の初期応力状態を概観すると、月吉断層上盤の土岐花崗岩内部の $S_H$ と $S_h$ は下盤の値よりも大きく、最大主応力の方位は上盤の方が下盤よりも西側に分布しているという特徴が見いだされた。

---

本報告書は、同和工営株式会社が核燃料サイクル開発機構との契約により実施した業務の結果である。

契約番号：12C1078

サイクル機構担当グループおよび担当者：東濃地科学センター 地質環境特性研究グループ  
グループリーダー 武田精悦

\*：同和工営株式会社 ジオサイエンス事業部

－： $S_v$ 、 $S_h$ および $S_H$ はそれぞれ鉛直方向の被り地圧、水平面内の最小主応力および最大主応力である。

## ***In situ* stress measurement in 00SE-03 borehole using hydraulic fracturing**

H.Kato\*

### **ABSTRACT**

In order to study characterization techniques of 3 Dimensional state of *in situ* stress, Japan Nuclear Cycle Development Institute has been measuring *in situ* stress using boreholes drilled from ground surface of Tono mine area. As part of the study, hydraulic fracturing tests were conducted in vertical borehole 00SE-03 at Tono mine. The following conclusions were reached by comparing the results of stress measurements obtained from 00SE-03 with those obtained from TM-1, TM-2, 98SE-01 and 99SE-02.

- (1) The hydraulic fracturing tests in 00SE-03 revealed reverse faulting stress regime ( $S_H > S_h > S_v^+$ ) from 233.6m to 263.9m depth.
- (2) In 00SE-03, the maximum horizontal stress was found to be approximately N70E from 233.6m to 238.5m depths and to rotate to N30W below 249.9m. The N30W orientation is consistent with the result obtained from plate motion survey within the region.
- (3) *In situ* stress state of Toki granite measured in 00SE-03 agreed well with the one measured in 99SE-02. This implies that *in situ* stress state around these two boreholes is similar.
- (4) In the Toki granite extending below the unconformity, the maximum and minimum horizontal stresses are higher in the hanging wall of Tsukiyoshi reverse fault compared with the footwall of the fault. Also, the orientation of the maximum horizontal stress was found to have E-W trending in the hanging wall and approximately N30W in the footwall of the fault.

---

This report has been drawn up by Dowa Engineering Co., Ltd. under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute.

Agreement No.: 12C1078

JNC Liaison: Seietsu Takeda, Geoscience Research Group, Tono Geoscience Center.

\* : Dowa Engineering Co., Ltd., Geoscience Consulting Division.

+ :  $S_v$ ,  $S_h$  and  $S_H$  are vertical stress, minimum horizontal and maximum horizontal stress, respectively.

目 次

1. 目的	1
2. 測定位置	1
3. キャリパー検層	2
3.1 測定方法	2
3.2 検層結果	2
4. 水圧破碎法	4
4.1 測定方法	6
4.2 計測システム	9
4.3 測定結果	10
4.3.1 ダミーパッカーの降下	10
4.3.2 破碎前の型取り	10
4.3.3 水圧破碎試験結果	10
4.3.4 破碎後の型取り	11
4.3.5 解析結果	12
4.3.6 考察	14
4.4 結言	17
引用文献	17
5. 東濃鉦山周辺の初期応力分布	18
5.1 不整合面から 00SE-03 孔の深度 263.9m までの花崗岩内部の初期応力状態	19
5.2 東濃鉦山敷地内の土岐花崗岩における初期応力状態	20
5.3 結言	21
引用文献	21
6. 結論	22

## 付表目次

表 3.1 キャリパー検層機器一覧	2
表 4.1 測定機器一覧	9
表 4.2 00SE-03 孔における水圧破碎試験の測定結果	12
表 4.3 00SE-03 孔における水平面内の最小主応力 $S_h$ 、最大主応力 $S_{Hmax}$ 、 $S_{Hmin}$ および最大主応力の方位 $\phi$	13

## 付図目次

図 2.1 00SE-03 孔位置図	1
図 3.1 00SE-03 孔におけるキャリパー検層結果	3
図 4.1 ワイヤライン方式による水圧破碎システム	5
図 4.2 水圧破碎法による初期応力測定手順	8
図 4.3 水平面内の最大および最小主応力とボアホール深度の関係	15
図 4.4 00SE-03 孔で誘起されたき裂の走向とボアホール深度の関係	16
図 5.1 東濃鉾山敷地内に掘削されたボーリング孔の配置図	18
図 5.1 00SE-03 孔と 99SE-02 孔で測定された(a)水平面内の最大および最小主応力および(b)水平面内の最大主応力の方位とボアホール深度の関係	20

## APPENDIX

APPENDIX I 圧力-時間、流量-時間曲線	A1
APPENDIX II 水圧破碎によって造成されたき裂のスケッチ	A11
APPENDIX III Breakdown および re-opening における圧力-時間曲線の重ね合わせ	A14
APPENDIX IV Shut-in 後の圧力減衰速度の逆数と圧力の関係	A24
APPENDIX V 写真集	A34



### 3. キャリパー検層

キャリパー検層は、孔径の変化をボーリング孔の深度に対して連続的に測定・記録し、孔径の分布を把握するほか、孔径による補正を必要とする他の検層結果の解釈などに用いられる。今回は、水圧破碎試験の試験位置を決めるための孔径の情報を得るために実施した。

#### 3. 1 測定方法

キャリパー検層の測定器は、小型のモーターを内蔵し、地上からの遠隔操作により測定用アームの開閉をおこなう。アームを閉じた状態で孔内に測定器を降下させ、測定孔の最深部でアームを開き、測定器を巻き上げながらアームで測定される孔径の変化を記録した。ボーリング孔の直径は、互いに直交する2つの方向（x方向、y方向）に0.1mm単位まで測定した。キャリパー検層に使用した機器は表3.1の通りである。

表 3.1 キャリパー検層機器一覧

種目	機器	型式	仕様
車両	検層車	三菱ファイター	三菱自動車・軽油車
収録装置ほか	ケーブル	5芯硬鋼線 アーマードケーブル	外径：8.4mm 耐熱：260℃
	データ収録 データ処理	GSC-DWLシステム	デジタル検層システム コントロールユニット： NECPC9821LS13 プリンター：ROLON TP-5000 CANNON BJC-5500J 収録・処理ソフト：DWLSVer.7.1
キャリパー検層	地上機器	LPM RMM（×2）	電源：AC100V,50/60Hz BIN DC300V・測定電源 90mA
	孔内機器	X-Y Axis	外径：45mm, 全長：127cm 測定範囲：5～71cm 耐圧：1,500psi 測定温度：max 190℃

#### 3. 2 検層結果

ボーリング孔の直径と深度との関係を描くと図3.1の通りである。00SE-03孔は、掘削深度500.1mのボーリング孔であるが、測定器を降下させたところ、深度476mまでしか降下しなかった。よって、測定は深度476mより開始した。また、00SE-03孔は、直径76mmのダイヤモンドビットを用いてボーリングされたが、仕上がり孔径は深度方向に一様でなく複雑に変化していた。まず、深度302mと360mでボーリング孔の直径は局所的に大きく拡大していることが認められた。また、ボーリング孔の断面形状は真円でなく、水平面内のある方向の孔径は76mmのビットゲージよりも4～5mm拡大しているとともに、それと直交する方向ではビットゲージよりも1～3mm小さい。断面形状がこのように真円でない傾向は、深度200m付近から現れ、深度302mよりも深いところで特に顕著であった。

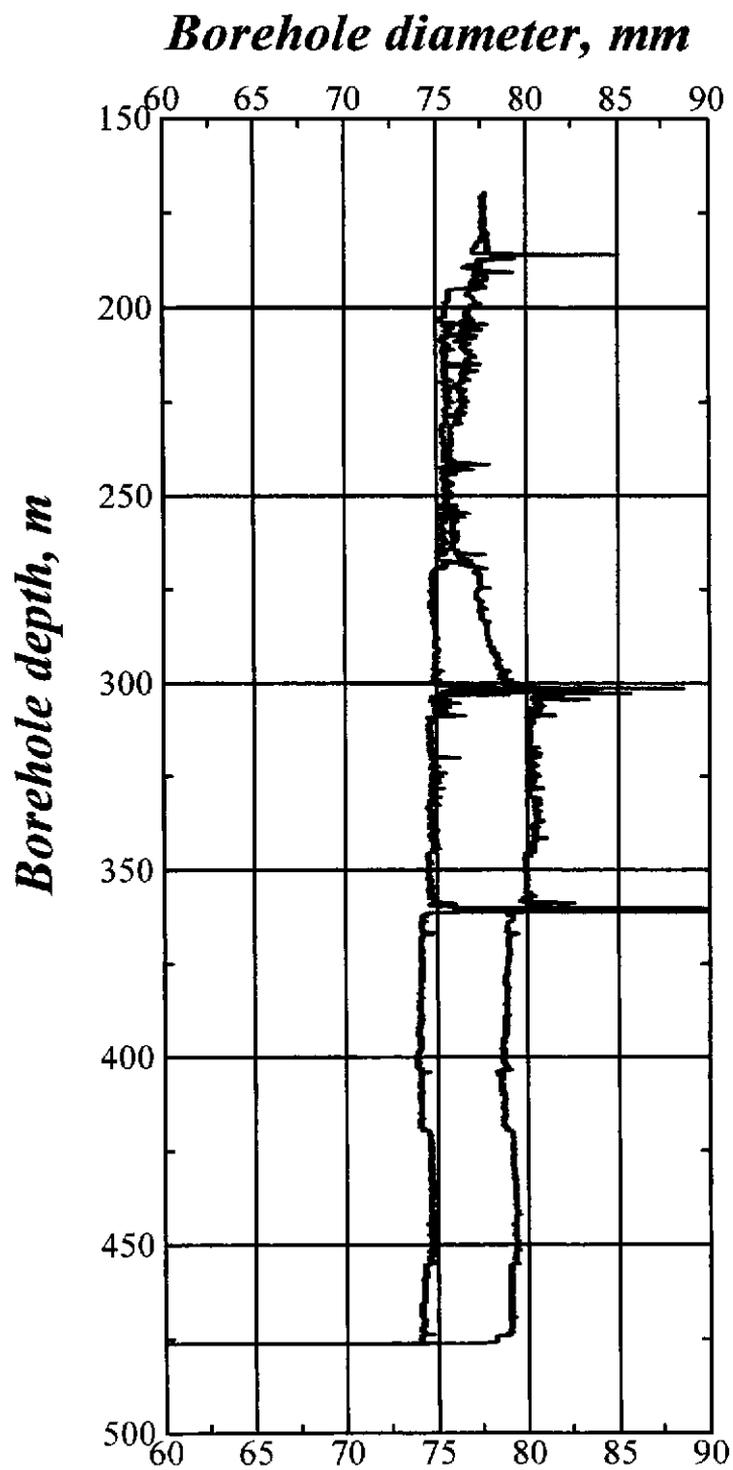


図 3.1 00SE-03 孔におけるキャリパー検層結果

#### 4. 水圧破砕法による初期応力測定

地下空間の利用において、初期応力は一般構造物における負荷応力に相当するもので、地下空間設計の第1因子であり、地下構造物の安定性、安全性、寿命などを支配する主要因子である<sup>[1]</sup>。岩盤の初期応力測定法としては、応力解放法、水圧破砕法、応力補償法、ボーリングコアを用いる手法などが行なわれている。このうち水圧破砕法は、地表あるいは坑道から掘削されたボーリング孔のある区間をダブルパッカーによって密閉し、この密閉区間に水を圧入して引張応力によってボーリング孔の壁面を破壊し、き裂を岩盤内に進展させ、試験中の水圧の変化等から初期応力状態を測定するものである。この方法は、応力解放法と異なりオーバーコアリングを必要とせず、地表や坑道壁面から相当深い所にも容易に適用できる点で他の測定方法に勝る長所を有している。しかも、岩盤内部の広い範囲に比較的容易にき裂を進展させることができるので、ボーリング孔まわりの比較的広い範囲の平均的な応力分布を調査するのに適している。また、破壊条件を観測方程式としているので、応力の評価に弾性定数を必要とせず直接的に応力を測定できる。

地下深部での水圧破砕法による初期応力測定においては、地下深部の坑道からボーリングされた比較的浅いボーリング孔を利用して計測を行なう場合がある。このとき用いられるパッカーは、ゴムパッカーと破砕区間への流路が独立した2本の圧力系統から構成されている。このシステムは比較的簡単な試験設備であるから経済的に計測できるという利点はあるが、人力によってプローブを出し入れするので、適用できるボーリング孔の長さは最大でも30m程度であるという欠点がある。一方、地下空洞の建設にとりかかる前の初期応力測定、地熱開発あるいは地震予知のための初期応力測定においては、地下に坑道がないと地表から大深度のボーリング（たとえば深度500m）を行なわなければならない。大深度のボーリングは、石油の分野で良くおこなわれているが、石油掘削のための技術や設備をそのまま応用した従来の水圧破砕の方法では、掘削やぐら、掘削パイプ、動力などの大規模な設備が必要となる。また、従来の水圧破砕システムでは、パッカーを膨張させるための流路と破砕のための流路の切り替えが非可逆的であったため、ボーリング孔内で連続的に水圧破砕を行なうことはできなかった。

このような問題を解決するために、大深度において、かつ小規模な設備によって水圧破砕ができる測定システムが開発された<sup>[2]</sup>。このシステムは図4.1に示すように、高圧ホース、ワイヤラインおよびストラドルパッカー（水圧破砕用パッカー）から構成され、ゴムパッカーへの加圧から破砕区間への加圧へと流路を切り替えるためのプッシュ・プルバルブと呼ばれる機構を備えている。このためパッカーシステムにつながる高圧ホースは1本であり、大深度のボーリング孔への適用が容易である。また、ボーリング孔内の水位が低い場合でもホース内に残っている流体の水頭によってパッカーが膨張したままにならないように、パッカーにはリリースバルブが取り付けられている。さらに、破砕区間の流体圧はストラドルパッカーの近傍に設置された圧力変換器によって測定するので、この流体が長い高圧ホースの中を通過することによって生じる圧力降下は測定される圧力にほとんど

影響をおよぼさない。

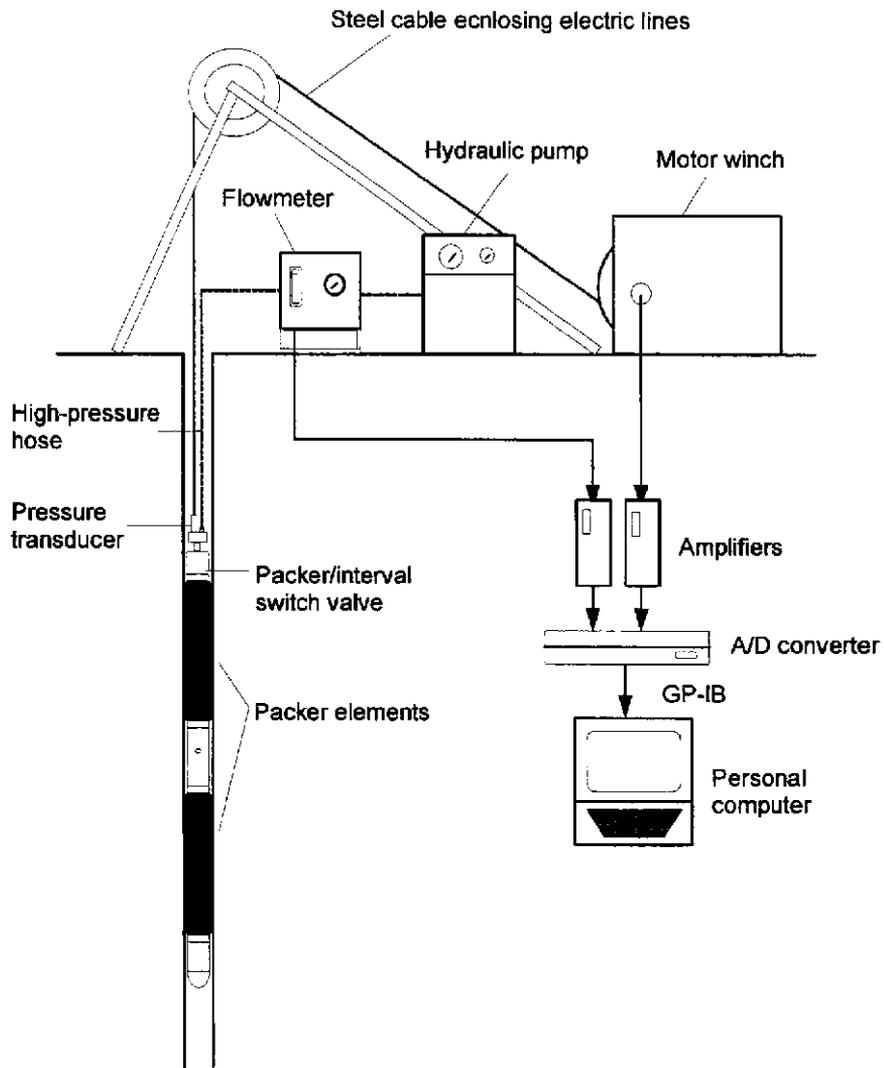


図 4.1 ワイヤライン方式による水圧破碎システム

#### 4. 1 測定方法

プッシュ・プルバルブシステムを用いた水圧破碎試験の手順を図 4.2 にしたがって説明する。

##### (1) ダミーパッカーによるボーリング孔径の調査

岩盤内部に存在する断層、天然き裂および岩質が変化する箇所とボーリング孔が交差するところでは、ボーリング孔壁面からの崩壊物や壁面の変形によってボーリング孔の直径が小さくなるかあるいは閉塞する場合がある。そのような箇所ではパッカーが自重で降下できないばかりか抑留される恐れがある。そこで、まずストラドルパッカーとその直径と重量が同じダミーパッカーをボーリング孔の所定の深度まで降下させ、パッカーが自重だけで通過できるだけのボーリング孔径が確保されているかを調査する。

##### (2) 水圧破碎前の孔壁の型取り

ボーリングコアの目視による鑑定、RQD の深度分布、BTV 観察結果およびキャリパー検層の結果を総合的に判定し、天然き裂が少なく孔壁の安定した区間を試験位置として選定する。このようにして選定した位置で、インプレッションパッカー（ボーリング孔壁面の凹凸を写し取るためのゴムパッカー）を用いた水圧破碎前の孔壁の型取りを行ない、天然き裂の状態をさらに詳しく調査する。インプレッションパッカーの表面は可塑性のチューブによって被覆されているので、所定の深度でインプレッションパッカーを膨張させ、その表面をボーリング孔壁面に押し付けることで壁面の凹凸がチューブの表面に記録される。インプレッションパッカーの膨張圧力は岩盤および初期応力の状態によって異なるが、通常、5 から 10MPa で、保持時間は約 30 分である。ボーリング孔壁面に多数の天然き裂が認められた場合は、これを避けるためにさらに別の試験位置を探す。

##### (3) 水圧破碎試験

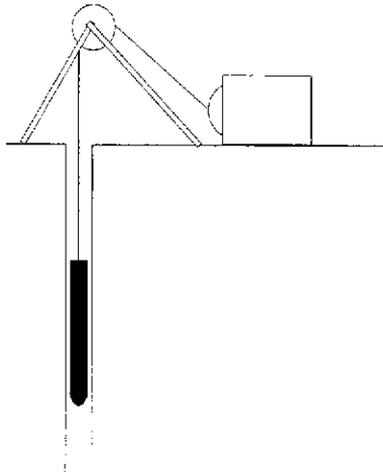
所定の深度までストラドルパッカーを降ろし、水圧破碎試験を行なう。まず、ゴムパッカーを膨らませて加圧区間を確保する。そしてストラドルパッカーの加圧区間に比較的大きな流量（3～6l/min）で破碎流体（清水）を圧入し、破碎区間の水圧を上昇させる。ボーリング孔の壁面にき裂が生じて破碎区間の圧力が急激に低下したら高圧ポンプによる流体の圧入を停止し、圧力の経時変化を観測する。その後、地表の圧力パネルのバルブを操作して加圧区間に通じる流路を大気に解放し、き裂に圧入されていた破碎流体を排出する。次に再び同じ流量で流体を圧入し、先に生じたき裂がボーリング孔壁面において再開口するときの圧力  $P_r$  (Re-opening pressure) を測定する。き裂の再開は最低 4 回実施して、圧力-時間挙動の再現性を調べる。水圧破碎によって誘起されたき裂を再開してからポンプを停止し、加圧区間に通じる流路のバルブを大気に解放すると破碎区間の圧力は低下し、き裂は再び閉じようとする。このためき裂に圧入されていた破碎流体は破碎区間に逆流する。

このとき大気に解放されているバルブを閉じると破碎区間の圧力は回復する(Pressure rebound)。造成されたき裂に破碎流体が封じ込められて岩盤あるいはボーリング孔へのリークが少ない場合、特に明瞭な圧力の回復がみられるので、このような破碎区間では造成されたき裂に作用する法線応力と破碎流体の圧力が釣り合うときの圧力  $P_s$  (Shut-in pressure) が容易に決定できることが多い。

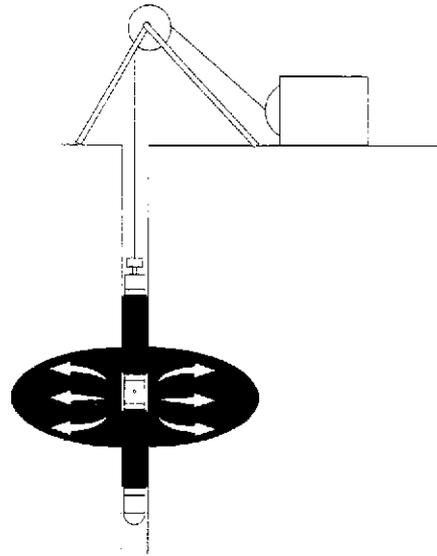
#### (4) 破碎後の型取りによる人工き裂の方位測定

水圧破碎後、再びインプレッションパッカーを用いて破碎地点の壁面の型取りを行ない、(2) で得られたインプレッションと比較することにより新たに造成されたき裂が判定される。このインプレッションパッカーの下端には坑井方位傾斜儀計が取り付けられているので、インプレッションの表面に印された基準線の方位が測定される。したがって、インプレッションの表面に写し取られたき裂の走向傾斜を決定することができる。

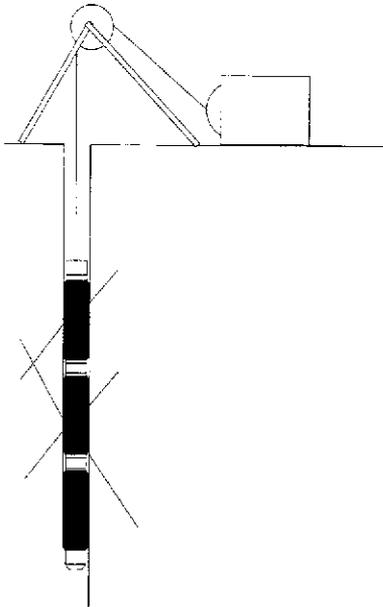
(1) Inserting a dummy packer.



(3) Hydraulic fracturing.



(2) Impression test before hydrofrac.



(4) Impression test after hydrofrac.

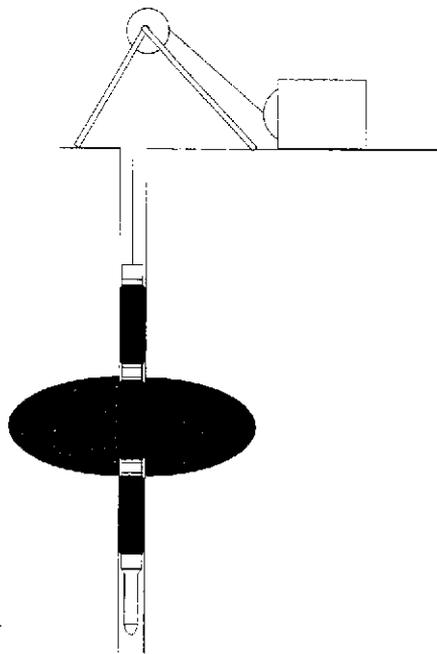


図 4.2 水圧破砕法による初期応力測定手順

#### 4. 2 計測システム

水圧破碎試験のための計測システムは、図 4.1 に示す通りである。破碎流体は電動高圧ポンプによって流量計および高圧ホースを通じてストラドルパッカーの加圧区間まで送られる。ボーリング孔の破碎区間における破碎流体の圧力は、ケーブルヘッドに内蔵された圧力変換器によって測定され、そのデータはアーマードケーブルを通じて地表の動ひずみ測定器まで転送される。破碎区間への圧入流量は圧力パネルに設置された流量計によって測定される。動ひずみ測定器および流量計の出力はいずれも A/D 変換器を介してパーソナルコンピュータに転送され記録される。データの取り込み速度は 0.2s である。水圧破碎によって誘起された人工き裂の方位は、インプレッションおよびインプレッションパッカーの下端に取り付けられた坑井方位傾斜儀計のデータから決定される。

水圧破碎試験に用いた主な計測機器は表 4.1 のようである。

表 4.1 測定機器一覧

測定機器	メーカー	数量
ストラドルパッカー、ウレタンゴム、耐圧 30MPa	同和工営 (株)	1 本
インプレッションパッカー、ウレタンゴム、耐圧 30MPa	同和工営 (株)	1 本
ケーブルウィンチ、1.5kW、1000m 用	同和工営 (株)	1 台
高圧ポンプ、JRX-110-400、11kW、10 l/min、最高吐出圧力 40MPa	荏原製作所製	1 台
システムコントローラー、PC-9801T	日本電気 (株)	1 台
A/D コンバーター、ADC-116C	(株) 共和電業	1 台
シグナルコンディショナー、CDA-230C	(株) 共和電業	1 台
圧力変換器、PGM-500KD、測定範囲 49.03MPa	(株) 共和電業	1 台
流量計、MP-MCF-SLE、測定範囲 6.0l/min	流体工業 (株)	1 台
坑井方位傾斜儀計、TYPE-SS、最小読取り精度 1°	(株) 村田製作所	1 台

#### 4. 3 測定結果

##### 4. 3. 1 ダミーパッカーの降下

ボーリング孔の中に水圧破碎装置が自重で降りるかどうを確認するために、直径74mm、重量約30kgのダミーパッカーを降下させたが、深度257m付近から降下しなくなった。このため、直径68mmの型取りパッカーをダミーパッカーの代わりに使用し、深度450mまで降下させた。このとき、パッカーは深度260m付近から孔壁に接触しながら降下した。

##### 4. 3. 2 破碎前の型取り

破碎前の型取を開始すると、深度410mで型取りパッカーが破裂し、一時的に抑留された。次に実施した深度407mでも型取りパッカーが破裂した。さらに、深度414mではパッカーが破裂し、パッカーを引き上げる途中、深度281mで完全に抑留され、アーマードケーブルが切断した。孔内に抑留された型取りパッカーは、ボーリングロッドによって回収された。ボーリング孔の直径が大きく拡大している深度300mより深いところで水圧破碎試験をおこなうとパッカーの抑留が再発する可能性が大きいと判断されたので、水圧破碎試験は深度180mから300mの区間で実施することになった。

ボーリングコア柱状図に記載されたRQDの深度分布、キャリパー検層結果およびBTV観察結果に基づいて、再度、天然き裂が少ないと判定される10地点を選定し、水圧破碎前の型取りを行なった。すなわち、深度233.6、235.5、238.5、241.4、251.4、249.9、253.0、258.9、260.9および263.9mである。

00SE-03孔はNQサイズ(直径76mm)のビットで掘削されたが、キャリパー検層の結果は、ボーリング孔の直径が深度によって複雑に変化していることを示していた。このため、型取りをおこなうときは試験深度の直径に適合するように、直径の異なるゴムパッカーを使用した。上記の10点は問題なく型取りを完了した。

##### 4. 3. 3 水圧破碎試験結果

水圧破碎試験は、深度233.6mから263.9mにわたって10回行なった。破碎前の型取りと同様に、測定深度のボーリング孔の直径に応じて直径の異なるゴムパッカーを使用した。造成されたき裂のタイプ(縦き裂、横き裂、人工き裂、天然き裂)、き裂の走向および傾斜、ボーリング孔壁面において最初にき裂が発生するときの圧力 $P_b$ (Breakdown pressure)、それを同じ流量で再開するときの圧力 $P_r$ (Re-opening pressure)、造成されたき裂に作用する法線応力と破碎流体の圧力が釣り合うときの圧力 $P_s$ (Shut-in pressure)などは表4.2のようである。試験を実施した深度が4.3.2で述べた破碎前の型取りの深度と若干異なる場合があるのは、破碎前の型取り結果に基づいて天然き裂のより少ない深度を選定したためである。水圧破碎試験中の圧力-時間曲線、流量-時間曲線および破碎前後の型取りから判定された人工き裂および天然き裂はAPPENDIX IおよびIIに示す通りである。

ここで、表4.2に示した $P_b$ 、 $P_r$ および $P_s$ の決定方法について述べる。まず $P_b$ は第1回目の加圧サイクルにおける最高圧力として求められる。 $P_r$ は、第1回目の加圧サイクルに

よってボーリング孔の壁面にき裂が生じるときに得られる圧力-時間曲線と、次に同一の流量でそのき裂を再開したときに得られる圧力-時間曲線とを重ね合わせ、後者の曲線が前者の曲線からそれるときの圧力として求めることができる<sup>[3][4]</sup>。ただし、き裂を再開するときの圧力-時間曲線は、再開を何回か繰り返し、ボーリング孔壁面における岩盤の引張強度  $T$  が完全にゼロとなった後の曲線を用いなければならない。各深度で測定された第1回目およびき裂を再開したときの圧力-時間曲線を重ね合わせた図を APPENDIX III に示す。なお、深度 238.5m と深度 249.9m における水圧破碎試験では、第1回目の加圧サイクルにおける流量と、それ以後の加圧サイクルにおける圧入流量とが異なるため、 $P_r$  はき裂の再開における圧力-時間曲線が非線形になり始めるときの圧力として求めた。

$P_s$  は、水圧破碎によって誘起されたき裂に作用する法線応力と破碎流体の圧力が釣り合うときの圧力である。ポンプを停止(shut-in)した後の破碎区間の圧力-時間曲線に明瞭な変曲点がみいだされる時、すなわち shut-in 直後いったん急激に低下した圧力がそれ以降時間とともにほとんど低下しないとき  $P_s$  は比較的容易に決定できる。しかし多くの場合、shut-in 後の圧力の減衰速度は急激に低下しないので  $P_s$  を圧力-時間曲線の変曲点として決定することはむずかしい。そこで圧力-時間曲線から図式的に  $P_s$  を求めるいくつかの方法<sup>[4][5][6][7]</sup> が提案されているが、ここでは決定方法の基礎となる理論が明快な Hayashi and Haimson<sup>[7]</sup> の方法を用いた。この方法では、shut-in 後の圧力-時間曲線から求められるボーリング孔の水圧とその時間変化率の逆数との関係を3直線で近似し、高圧側の2直線の交点におけるボーリング孔の水圧が  $P_s$  として求められる (APPENDIX IV 参照)。

表 4.2 をみると、 $P_b$ 、 $P_r$  および  $P_s$  の大きさは、横き裂が生じた深度 241.7m よりも浅いところで大きく、それよりも深いところで小さい。例えば、深度 233.6m から 241.7m までの  $P_b$  の平均値は 10.78MPa であるのに対して、深度 249.9m から 263.9m までの平均値は 6.99MPa である。また、初期応力の最小主応力の大きさとみなされる  $P_s$  は、深度 233.6m から 241.7m までの平均値が 7.85MPa、それ以下で 5.78 MPa である。

#### 4. 3. 4 破碎後の型取り

縦き裂の走向および横き裂の走向傾斜は、インプレッションに写し取られたこれらのき裂のトレースに最も適合する平面を最小二乗法によって決定した<sup>[4]</sup>。00SE-03 孔では、深度 241.7m でほぼ水平な天然き裂が再開したのを除くと、他のすべての深度でボーリング孔軸を含む新たな縦き裂が誘起された。

表 4.2 00SE-03 孔における水圧破碎試験の測定結果

ボーリング 孔の 深度 (m)	岩石	人工き裂の タイプ <sup>+</sup>		き裂の 方位 $\phi_i$ (deg) <sup>++</sup>	測定圧力など(MPa)										備考
		L/T	N/J		$P_b$	$P_r$				$P_s$				T	
						第1回	第2回	第3回	平均値	第1回	第2回	第3回	平均値		
233.6	花崗岩	L	N	-46.69	8.60	7.49	7.91	7.95	7.78	7.15	7.42	7.21	7.26	0.82	
235.5	花崗岩	L	N	-71.46	8.92	7.45	7.06	7.09	7.20	6.89	7.04	6.97	6.97	1.72	
238.5	花崗岩	L	N	-70.02	10.76	7.68	8.08	7.26	7.67	8.50	8.39	—	8.45	3.09	
241.7	花崗岩	T	J	—	14.83	11.18	8.69	—	9.94	8.68	8.74	—	8.71	4.90	走向N20.4W傾斜2.4N
249.9	花崗岩	L	N	-25.78	7.06	5.59	5.62	5.38	5.53	5.80	5.85	5.76	5.80	1.53	
251.8	花崗岩	L	N	-14.32	7.05	?	5.57	5.7	5.64	5.82	5.51	5.79	5.71	1.42	
253.0	花崗岩	L	N	-23.27	7.46	5.5	5.95	5.5	5.65	5.83	5.47	5.79	5.70	1.81	
258.9	花崗岩	L	N	-39.95	6.61	6.19	6.15	6.16	6.17	5.94	5.97	6.00	5.97	0.44	
260.9	花崗岩	L	N	-27.12	6.47	6.08	5.63	5.37	5.69	5.63	5.50	5.51	5.55	0.78	
263.9	花崗岩	L	N	-23.14	7.29	6.78	6.18	5.87	6.28	5.98	6.02	5.86	5.95	1.01	

$P_b$ : Break down pressure.  $P_r$ : Re-opening pressure.

$P_s$ : Shut-in pressure.  $T$ : Tensile strength;  $T=P_b P_r$ .

+ : Long、Transverse、N および J はそれぞれ縦き裂、横き裂、新たに造成されたき裂および既存のき裂を意味する。

++:  $\phi_i$  は縦き裂の走向を磁北から時計まわりに測定した角度である。

#### 4. 3. 5 解析結果

ここでは、ボーリング孔軸がひとつの主応力軸の方向と一致していると仮定し、円孔まわりの弾性解を用いる解析方法に基づいて各測定深度における水平面内の主応力を求める。

Break down pressure  $P_b$ 、ボーリング孔軸と直交する水平面内の最大主応力  $S_H$ 、最小主応力  $S_h$ 、pore pressure  $P_o$  および破砕区間の岩盤の引張強度  $T$  から、よく知られた次式が導かれる。

$$P_b = 3 S_h - S_H - P_o + T \quad \dots \dots \dots (4.1)$$

水圧破砕によって生じた縦き裂をボーリング孔壁面において再開するときの圧力を  $P_r$  ( $T=0$ ) とすると

$$P_r = 3 S_h - S_H - P_o \quad \dots \dots \dots (4.2)$$

したがって、多孔質岩盤における水平面内の最大主応力  $S_{Hmin}$  は次式で与えられる。

$$S_{Hmin} = 3 S_h - P_r - P_o \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

空隙率の小さい結晶質岩盤に対する水平面内の最大主応力  $S_{Hmax}$  は  $P_o$  を無視することによって次式のように推定される。

$$S_{Hmax} = 3 S_h - P_r \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

ここで、最小主応力  $S_h$  は shut-in pressure  $P_s$  として水圧破砕試験における圧力-時間曲線から決定され、次式で表される。

$$S_h = P_s \quad \dots \dots \dots (4.5)$$

表 4.2 の  $P_r$  および  $P_s$  を式 (4.3) から (4.5) に代入して水平面内の最大主応力  $S_H$  および最小主応力  $S_h$  を求めると表 4.3 のようである。ただし、 $P_o$  は 00SE-03 孔の地下水面 (孔口からの深度 46.6m) から水圧破砕深度までの水頭圧に等しいと仮定した。

表 4.3 00SE-03 孔における水平面内の最小主応力  $S_h$ 、最大主応力  $S_{Hmax}$ 、 $S_{Hmin}$  および最大主応力の方位  $\phi$

ポアホールの 深度(m)	主応力(MPa)			$S_H$ の方位 $\phi$ (deg)
	$S_h$	$S_{Hmin}$	$S_{Hmax}$	
233.6	7.26	12.16	14.00	-46.69
235.5	6.97	11.85	13.70	-71.46
238.5	8.45	15.78	17.66	-70.02
241.7	8.71	—	—	—
249.9	5.80	9.89	11.88	-25.78
251.8	5.71	9.47	11.49	-14.32
253.0	5.70	9.42	11.44	-23.27
258.9	5.97	9.66	11.74	-39.95
260.9	5.55	8.85	10.95	-27.12
263.9	5.95	9.45	11.58	-23.14

\*:  $\phi$  は磁北から時計まわりに計った回転角度。

まず、水平面内の主応力の大きさをボーリング孔の深度の関数として表示すると図 4.3 のようである。ここで、○印は水平面内の最小主応力  $S_h$ 、□印は  $P_o$  を考慮して式 (4.3) から求めた水平面内の最大主応力  $S_{Hmin}$ 、そして■印は式 (4.4) から求めた最大主応力  $S_{Hmax}$  である。点線は鉛直応力  $S_v$  の大きさを示している。ただし、00SE-03 孔は 99SE-02 孔

に接近して掘削されているので、99SE-02 孔の場合と同様に堆積層と花崗岩との不整合面が深度 152.7m に存在するもの仮定し、堆積岩と花崗岩の平均単位体積重量（それぞれ  $17.0\text{kN/m}^3$  および  $25.5\text{kN/m}^3$ ）<sup>[8]</sup> から鉛直応力を推定した。

次に、各深度において決定された水平面内の最大主応力  $S_H$  の方位とボーリング孔の深度の関係を描くと図 4.4 のようである。ここで、○印は破碎後の型取りのレプリカに写し取られたき裂のうち人工の縦き裂と判定されたき裂の走向であり、ボーリング孔軸と垂直な水平面内の最大主応力の方向と一致する。レプリカを母線にそって切り開いて展開し、レプリカに写し取られた人工の縦き裂のトレースをボーリング孔軸と平行な辺からの距離として離散化したとき、それらの距離の標準偏差を角度に変換したものが横軸に平行な誤差棒である。

#### 4. 3. 6 考察

##### 1) 応力環境について

初期応力の環境は、深度 233.6m から 263.9m まで  $S_H > S_h > S_v$  の逆断層型である。前節で述べたように、 $S_h$  の大きさ（すなわち  $P_h$ ）は深度 241.7m より深くなると不連続的に減少する。このような分布傾向は  $S_h$  ばかりでなく  $S_H$  の大きさについても認められる。このような主応力の分布傾向がどのような理由によって生じるかを解明するためには、ボーリングコアの岩相および力学特性の調査を含めた総合的な研究をおこなう必要があるように思われる。

##### 2) 最大主応力方向について

図 4.4 をみると、深度 233.6m から深度 238.5m までの深度の浅い区間における最大主応力の方向は N70E である。しかし、249.9m から下部の最大主応力の方位は N30W を中心に分布しており、当該地域における地殻水平ひずみの最大圧縮方向<sup>[9]</sup> と調和的である。

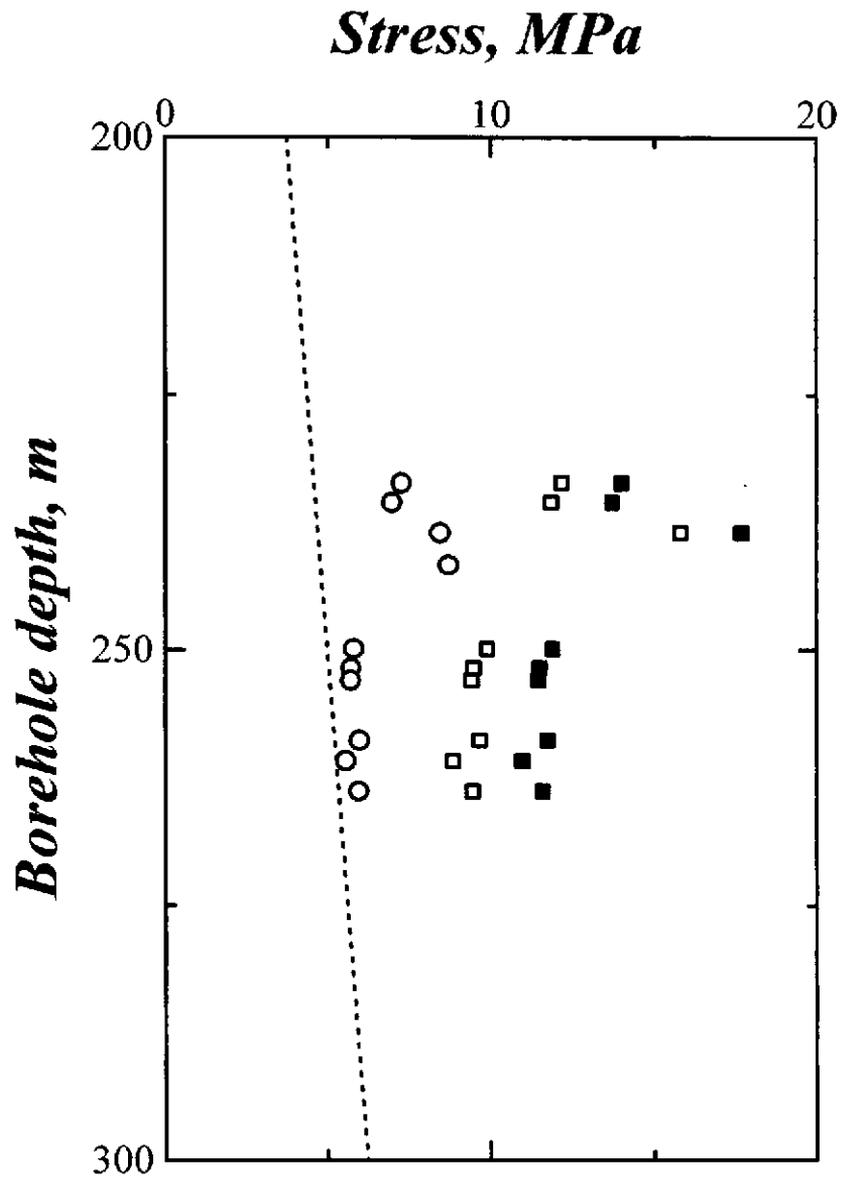


図 4.3 水平面内の最大および最小主応力とボアホール深度の関係  
 点線は堆積層および花崗岩の平均単位体積重量から求めた鉛直応力  $S_v$  である。 $\circ$ 印は最小主応力  $S_h$ 、 $\square$ 印は  $S_{Hmin}$ 、 $\blacksquare$ 印は  $S_{Hmax}$  である。

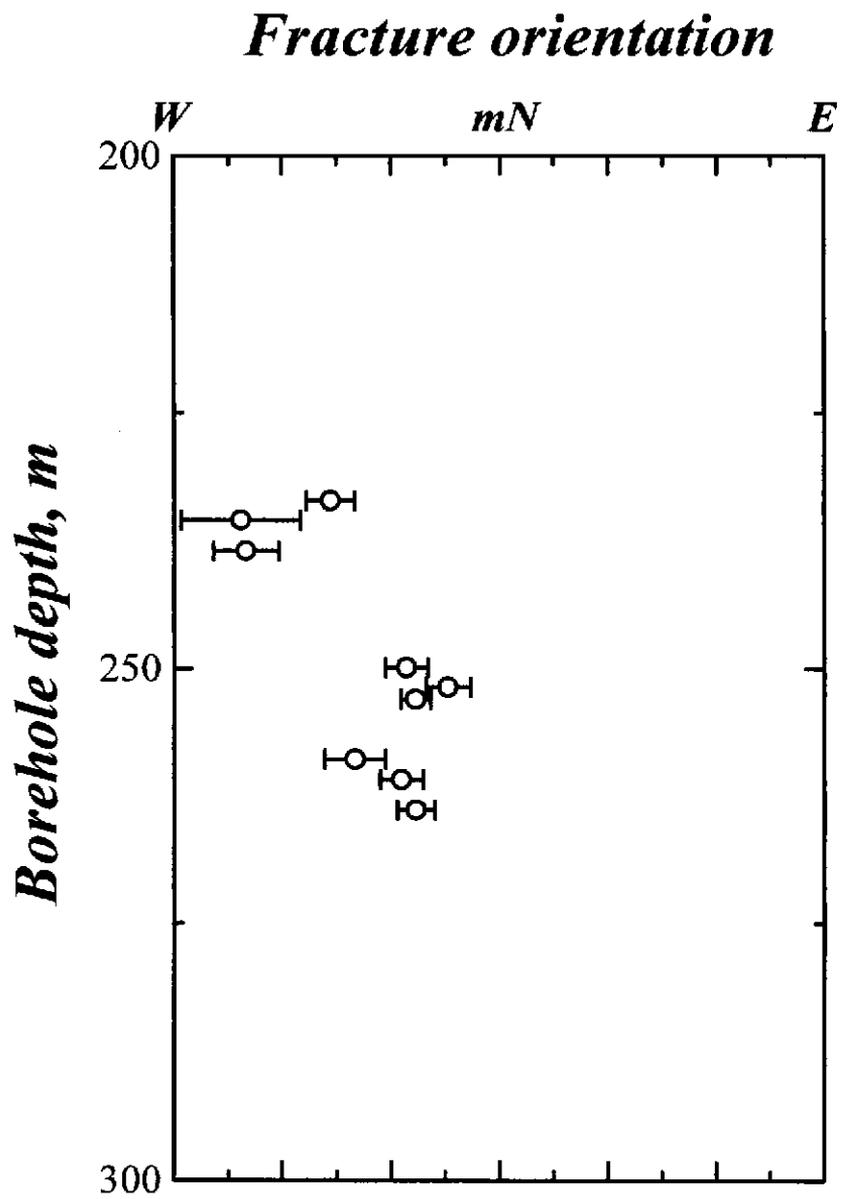


図 4.4 00SE-03 孔で誘起されたき裂の走向とボアホール深度の関係

#### 4. 4 結言

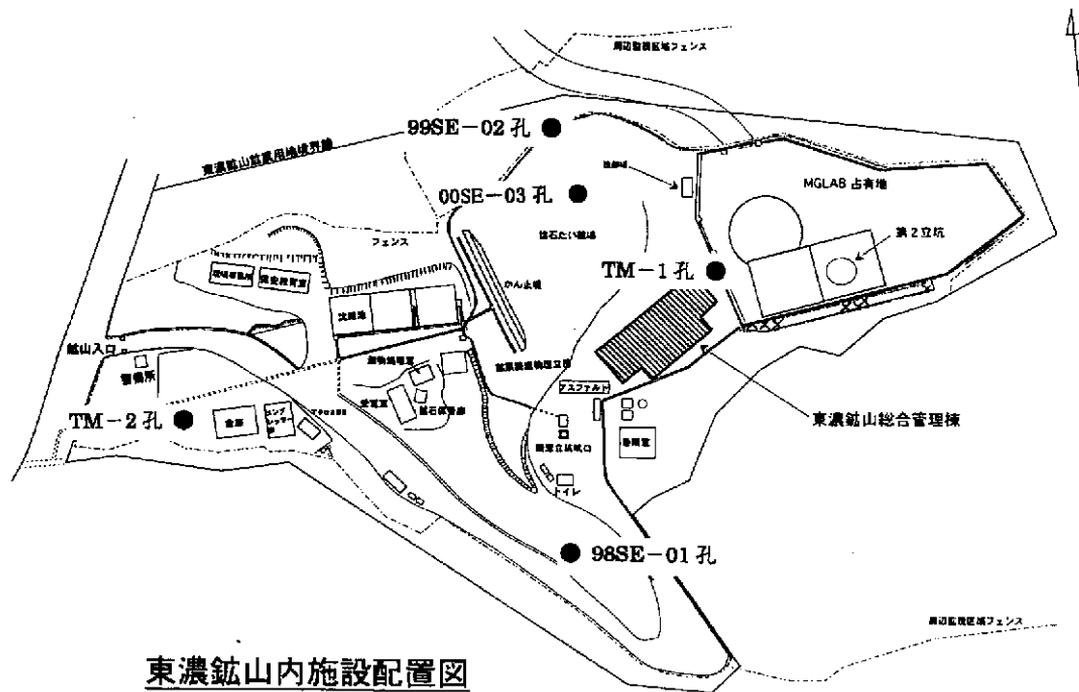
00SE-03 孔の深度 233.6m から深度 263.9m までの 10 深度で水圧破碎試験を行ない、9 深度でボアホール軸を含む縦き裂が誘起された。応力環境は深度 233.6m から深度 263.9m まで  $S_H > S_h > S_v$  の逆断層型であったが、水平主応力の大きさは深度 241.7m を境にして不連続的に減少した。最大主応力の方位は、深度 233.6m から深度 238.5m の浅い深度で N70E、深度 249.9m から下部で N30W を中心に分布しており、下部における最大主応力の方位は当該地域における地殻水平ひずみの最大圧縮方向と調和的であった。

#### 引用文献

1. 菅原勝彦, 岩盤応力測定に関する研究の動向, 資源と素材, Vol.114, p.834-844, 1998.
2. Rummel F., Baumgartner J. and Alheid H. J., Hydraulic fracturing stress measurements along the eastern boundary of SW-German Block, Proc. of a Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U.S. National Committee of Rock Mechanics, National Academy Press, Washington, D.C., p.3-17, 1981.
3. Haimson B.C., Near surface and deep hydrofracturing stress measurements in Waterloo quartzite, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.17, p.81-88, 1980.
4. Lee M.Y. & Haimson B.C., Statistical evaluation of hydraulic fracturing stress measurement parameter, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No.6, p.447-456, 1989.
5. Baumgartner J. & Zoback M.D., Interpretation of hydraulic fracturing pressure-time records using interactive analysis methods, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No.6, p.461-469, 1989.
6. Vik G. & Tundbride L., Hydraulic fracturing – a simple tool for controlling the safety of unlined high pressure shafts and headrace tunnels, Proc. of the Int. Symp. On Rock Stress and Rock Stress Measurements/Stockholm, 1986.
7. Hayashi K. and Haimson B.C., Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination from hydraulic injection test data, J. Geophys. Res., 96, p.18311-18321, 1991.
8. 核燃料サイクル開発機構, 98SE-01 孔のコアを用いた AE 法による初期応力測定, JNC TJ7400 99-001, 1999.
9. <http://cais.gsi-mc.go.jp/HIZUMI/JPG/chubu100.jpg>

## 5. 東濃鉦山周辺の初期応力分布

東濃鉦山敷地内では、00SE-03 孔の他にこれまで 98SE-01 孔、TM-1 孔、TM-2 孔 および 99SE-02 孔という 4 本の NQ~HQ ボーリング孔において深度 200m までの水圧破砕法による初期応力測定が行なわれた。図 5.1 はこれらのボーリング孔の配置図である。これらのボーリング孔は、いずれも下部の基盤花崗岩およびそれを不整合に覆う上部の新第三紀の堆積層で掘削された。ここでは、00SE-03 孔の深度 233.6m から深度 263.9m までの測定結果と、このボアホールに最も近接している 99SE-02 孔の測定結果から、深度 152.7m の不整合面から深度 263.9m までの花崗岩内部の初期応力状態について検討するとともに、これまで東濃鉦山敷地内に掘削された他の 4 本のボアホールにおける花崗岩内部の初期応力状態とも比較検討した。



東濃鉦山内施設配置図

図 5.1 東濃鉦山敷地内に掘削されたボーリング孔の配置図

### 5. 1 不整合面から 00SE-03 孔の深度 263.9m までの花崗岩内部の初期応力状態

00SE-03 孔では、土岐花崗岩の深度 233.6m から深度 263.9m における初期応力状態が測定された。一方、99SE-02 孔では深度 39.0m から深度 205.0m にわたって新第三紀の堆積層とそれに不整合に覆われる土岐花崗岩内部の初期応力状態が測定されている。これら 2 本のボーリング孔の孔口は水平距離で約 20m 離れているだけなので、孔口から月吉断層および不整合面までの深度に大きな違いはなく、ほぼ同一の地質構造を有する岩盤に掘削されていると考えることができる。そこで、縦軸に共通のボアホール深度をとって 00SE-03 孔と 99SE-02 孔における主応力の大きさおよび最大主応力の方位を表示すると図 5.2 のようである。

まず、不整合面より下部の土岐花崗岩における主応力とボアホール深度との関係（図 5.2(a)参照）をみると、初期応力環境は深度 263.9m までほぼ逆断層型である。また、深度 233.6m から深度 238.5m までの約 5m の区間で、 $S_H$  と  $S_h$  はそれぞれ  $S_v$  の約 1.7 倍および約 3.2 倍と局所的に大きいことが認められる。しかし、この区間を除くと水平面内の主応力比はボアホールと無関係にほぼ一様であり、 $S_H$  と  $S_h$  はそれぞれ  $S_v$  の約 1.1 倍および約 2.0 倍である。深度 233.6m から深度 238.5m で初期応力が局所的に増大する原因を解明するためには、前章で述べたようにボーリングコアの岩相および力学特性の調査を含めたより総合的な研究をおこなう必要がある。

次に、図 5.2(b)の最大主応力の方位とボアホール深度との関係をみると、不整合面よりも下部の最大主応力の方位は N20W から N70W の範囲にばらついている。また、局所的に応力が増大した深度 233.6m から深度 238.5m では、最大主応力の方位は最も西に偏っている。ただし、大局的に見ると不整合面以下の最大主応力の方位は 00SE-03 孔および 99SE-02 孔ともに N30W を中心に分布しており、当該地域における地殻水平ひずみの最大圧縮方向とほぼ一致する。以上のことから、00SE-03 孔および 99SE-02 孔の土岐花崗岩で測定された初期応力の大きさと最大主応力の方位の分布傾向はおおむね一致し、これら 2 本のボーリング孔の周辺の初期応力状態はほぼ同じであると考えられる。

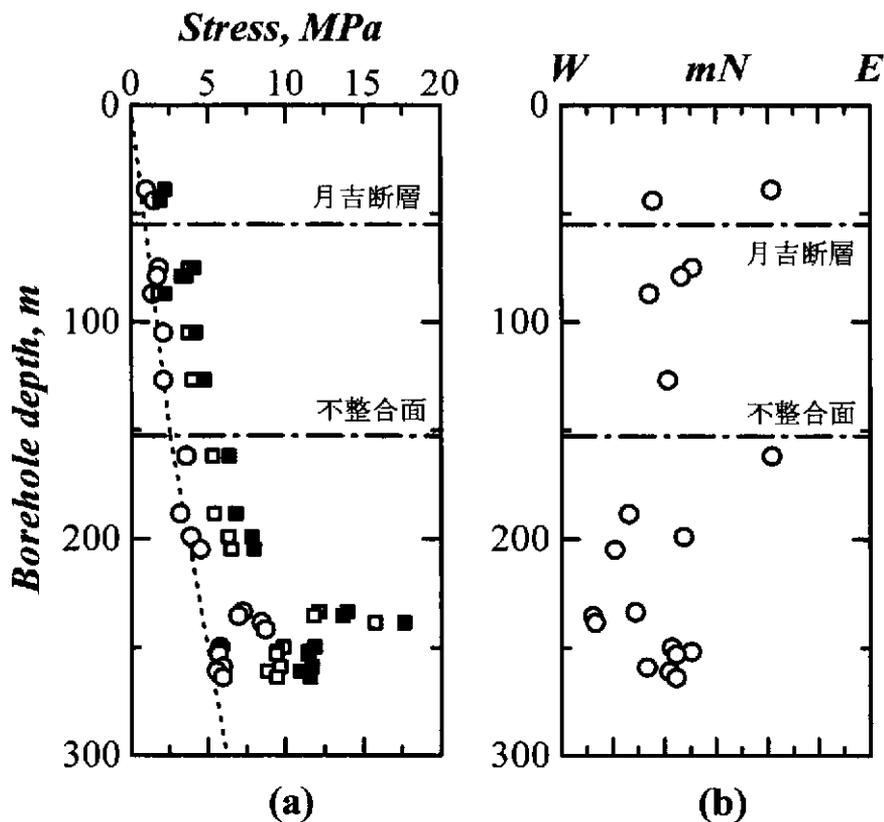


図 5.2 00SE-03 孔と 99SE-02 孔で測定された(a)水平面内の最大および最小主応力および(b)水平面内の最大主応力の方位とボアホール深度の関係。深度 0m から深度 205.0m までの測定値が 99SE-02 孔、深度 233.6m 以下の測定値が 00SE-03 孔の測定値である。図中の点線、○印、□印および■印の意味は図 4.3 および図 4.4 と同じである。

## 5. 2 東濃鉱山敷地内の土岐花崗岩における初期応力状態

東濃鉱山敷地内に掘削された 99SE-02 孔、TM-1 孔、TM-2 孔および 98SE-01 孔の位置は、比較的狭い範囲に分布しているにもかかわらず、堆積層および基盤花崗岩を含めた岩盤内の最大主応力の方位分布は、個々のボアホールごとに異なる<sup>[1]</sup>ことが明らかになっている。これは、各ボアホールで測定された初期応力状態が広域的な応力場ではなく、地質構造および地質的な不均質性の影響を受けた局所的な初期応力状態を反映しているからであると考えられた。しかし、00SE-03 孔を含めた 5 本のボーリング孔における測定結果を不整合面以下に限定して概観すると、東濃鉱山敷地内の土岐花崗岩の初期応力状態として次のような特徴が見いだされる。すなわち、月吉断層上盤の土岐花崗岩内部 (98SE-01 孔) においては、 $S_H$  および  $S_h$  とともに下盤の値よりも大きい。そして、最大水平応力の方位は N40W よりも西側に分布している。一方、下盤の花崗岩における水平主応力は上盤の値よりも小さく、かつ最大水平応力の方位はおおむね N30W から N60W の範囲に分布している。

### 5. 3 結言

00SE-03 孔で測定された初期応力状態は、孔口の接近している 99SE-02 孔の土岐花崗岩における測定結果とおおむね一致し、これら 2 本のボーリング孔の周辺の初期応力状態はほぼ同じであると考えられた。また、不整合面以下の土岐花崗岩に限定して東濃鉾山敷地内の初期応力状態を概観すると、月吉断層上盤の土岐花崗岩内部の  $S_H$  と  $S_h$  は下盤の値よりも大きく、最大主応力の方位は上盤の方が下盤よりも西側に分布しているという特徴が見いだされた。

### 引用文献

1. 核燃料サイクル開発機構, 99SE-02 孔における水圧破碎法による初期応力測定、JNC TJ7430 2000-001, 2000.

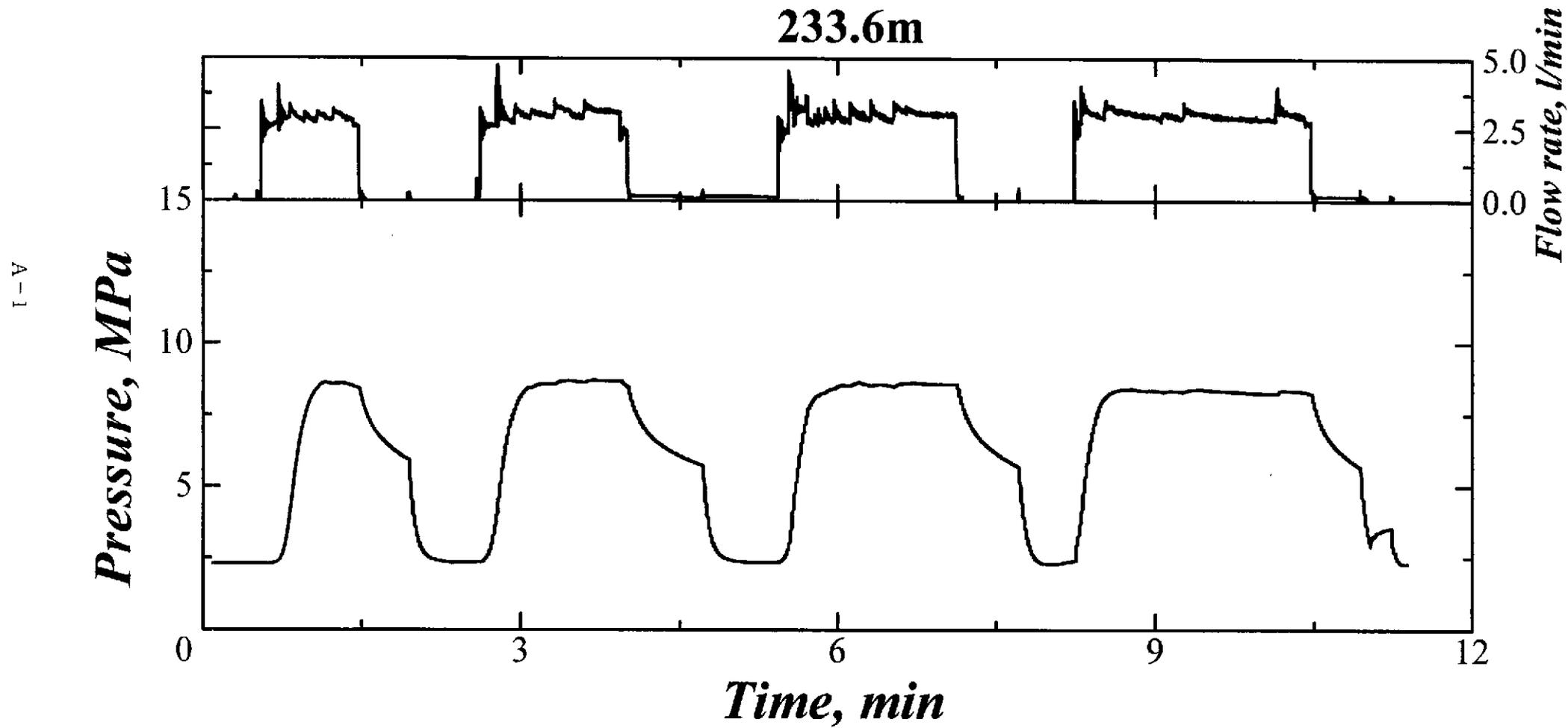
## 6. 結論

核燃料サイクル開発機構は、東濃鉦山領域を例として、東濃鉦山敷地内の地表から掘削されたボーリング孔において初期応力測定を行ない、三次元的な初期応力状態の評価方法について研究を実施している。本調査ではその一環として 00SE-03 孔を利用して水圧破碎試験をおこない、初期応力（水平面内の最大および最小主応力値および最大主応力の方位）と深度の関係を深度 233.6m から 263.9m の区間で測定した。そして、今回実施された 00SE-03 孔の結果と、99SE-02 孔、TM-1 孔、TM-2 孔および 98SE-01 孔でこれまでに行われた水圧破碎試験の結果とを比較検討した。得られた知見をまとめると次の通りである。

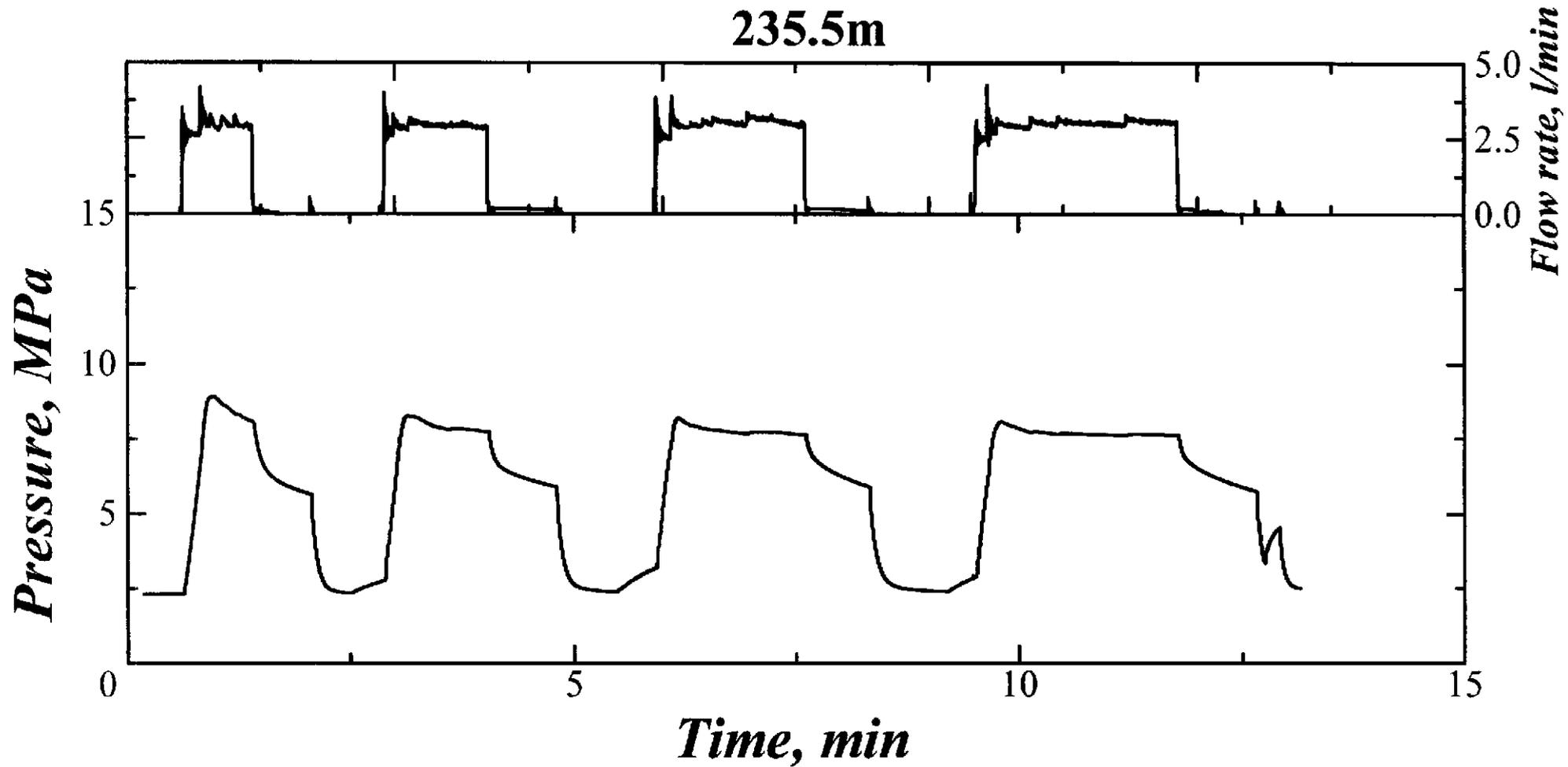
- (1) 0SE-03 孔の深度 233.6m から 263.9m までの初期応力環境は  $S_H > S_h > S_v$  の逆断層型である。
- (2) 0SE-03 孔の深度 233.6m から深度 238.5m の区間における最大主応力の方向は N70E であるが、249.9m から下部の最大主応力の方位は N30W を中心に分布しており、当該地域における地殻水平ひずみの最大圧縮方向と調和的である。
- (3) 00SE-03 孔で測定された初期応力状態は、孔口の接近している 99SE-02 孔の土岐花崗岩における測定結果とおおむね一致し、これら 2 本のボーリング孔の周辺の初期応力状態はほぼ同じであると考えられた。
- (4) 不整合面以下の土岐花崗岩に限定して東濃鉦山敷地内の初期応力状態を概観すると、月吉断層上盤の土岐花崗岩内部の  $S_H$  と  $S_h$  は下盤の値よりも大きく、最大主応力の方位は上盤の方が下盤よりも西側に分布しているという特徴が見いだされた。

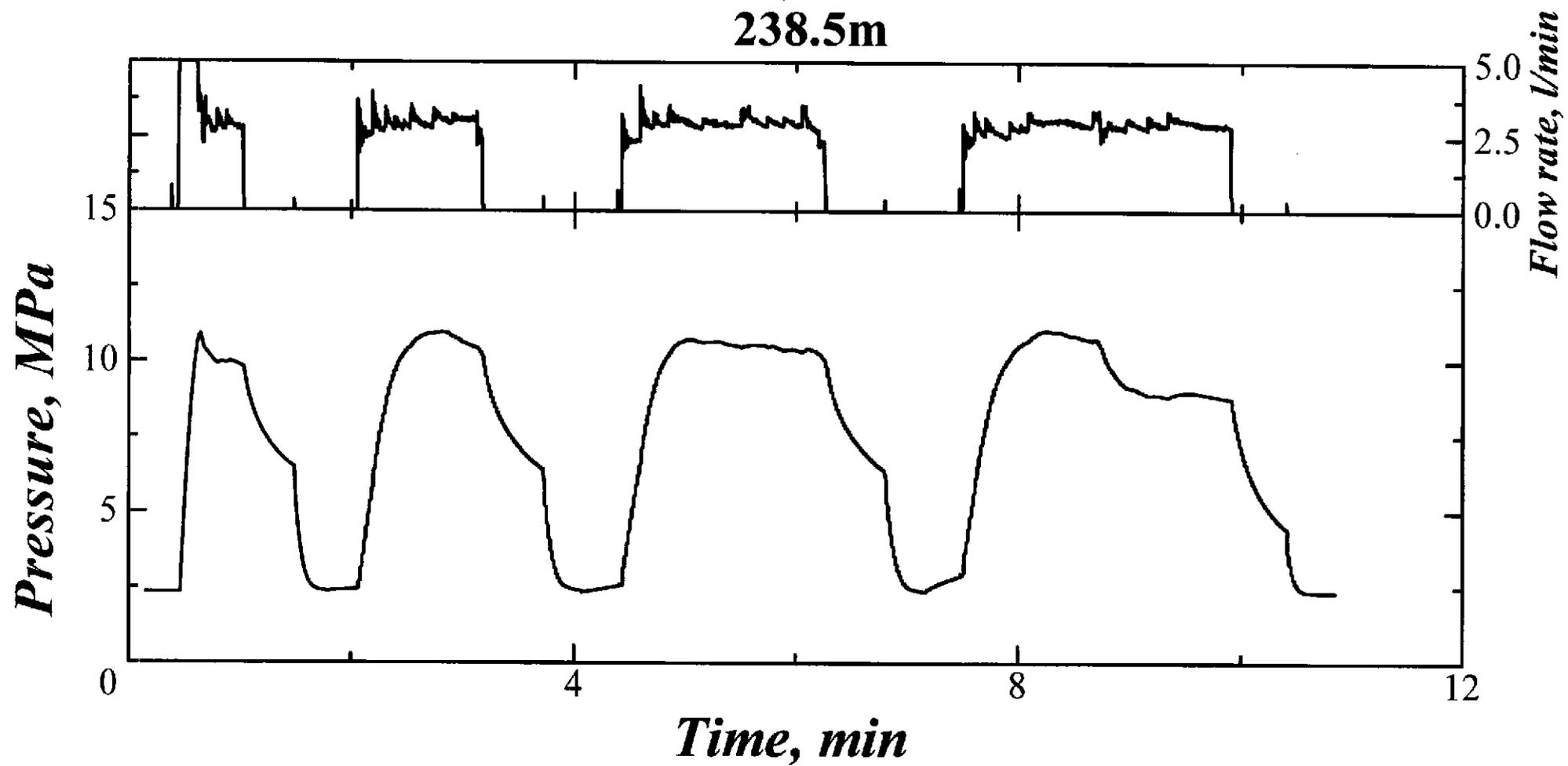
# APPENDIX I

圧力－時間、流量－時間曲線

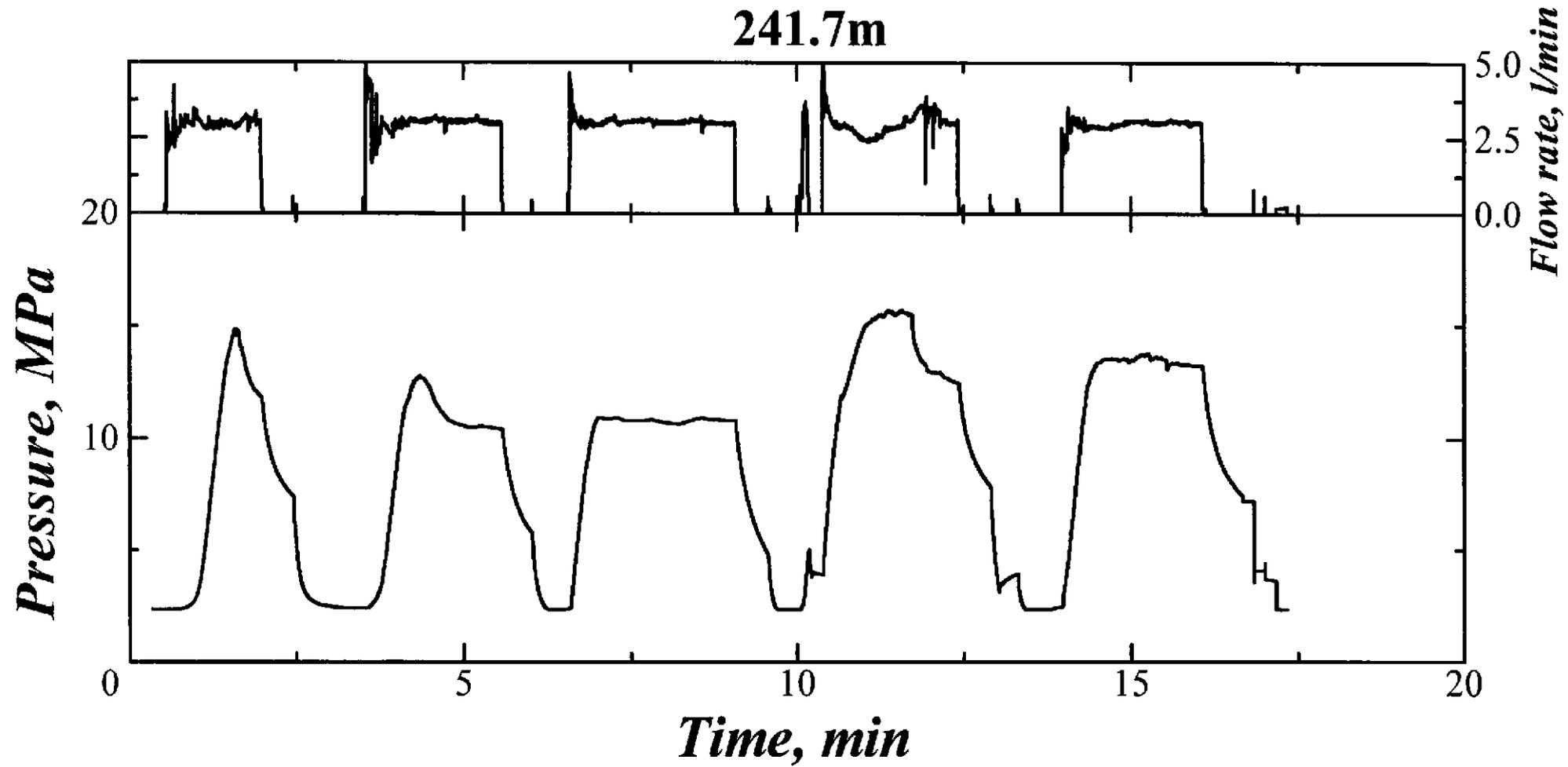


A-2

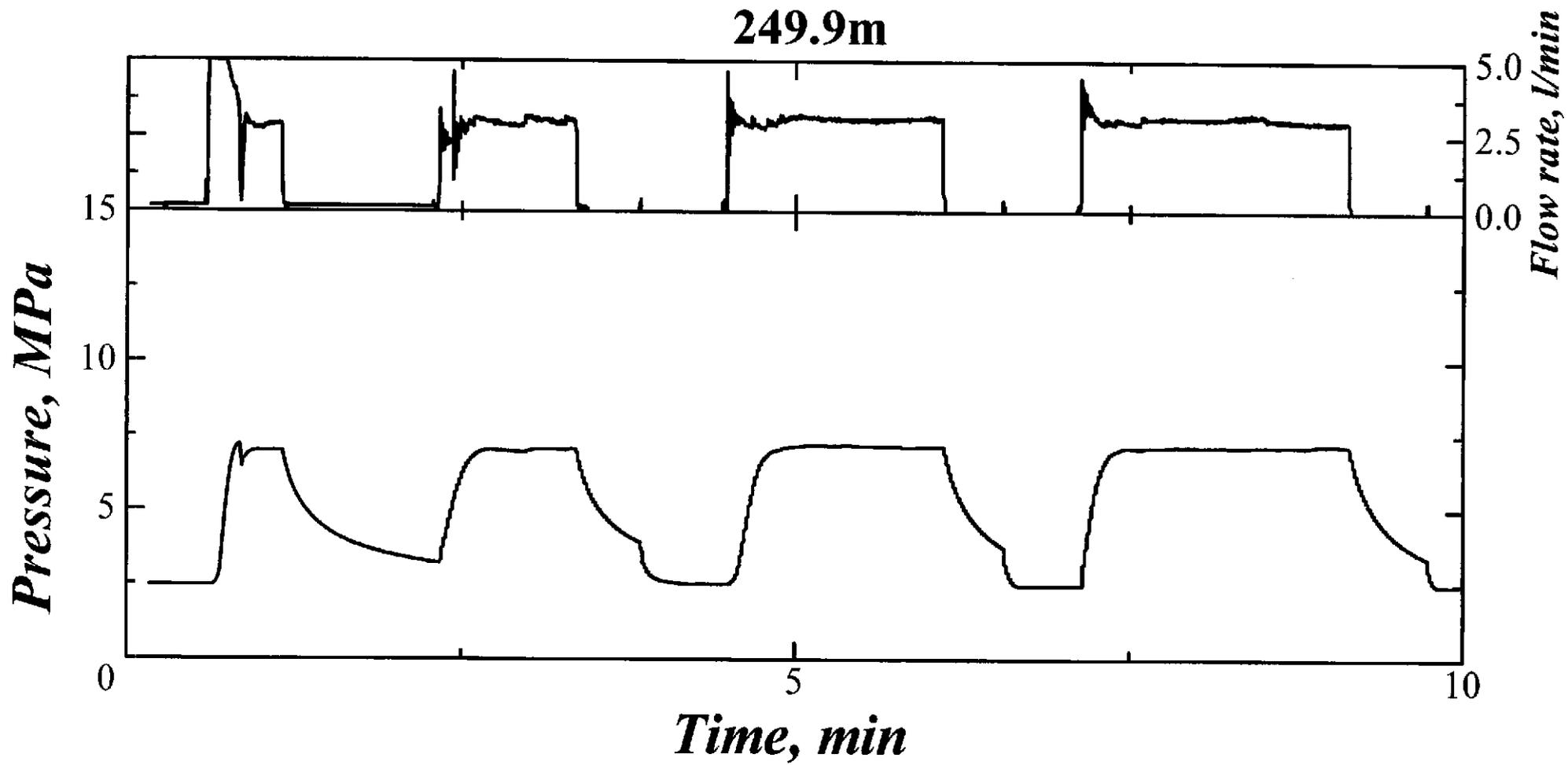


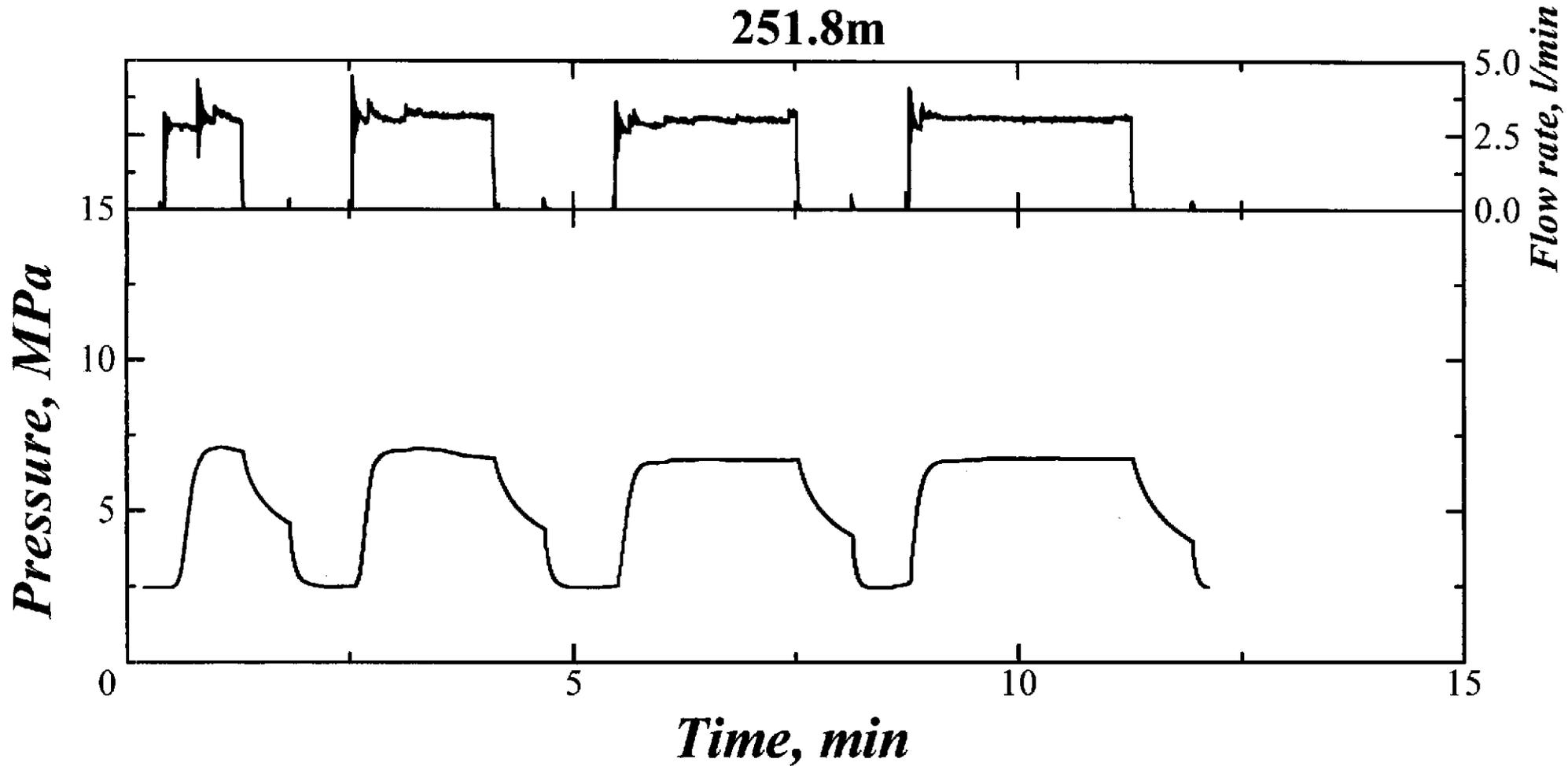


A-4

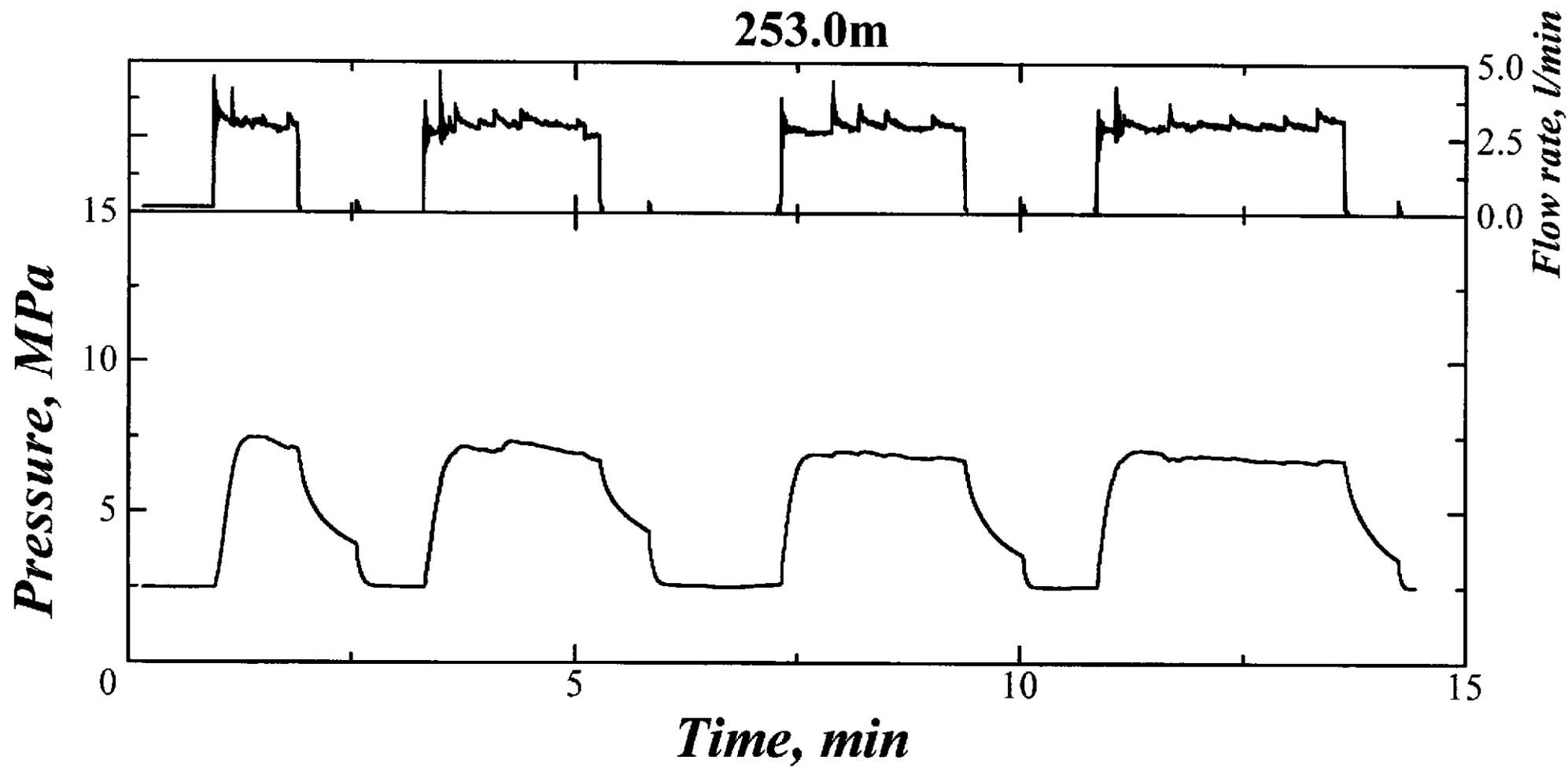


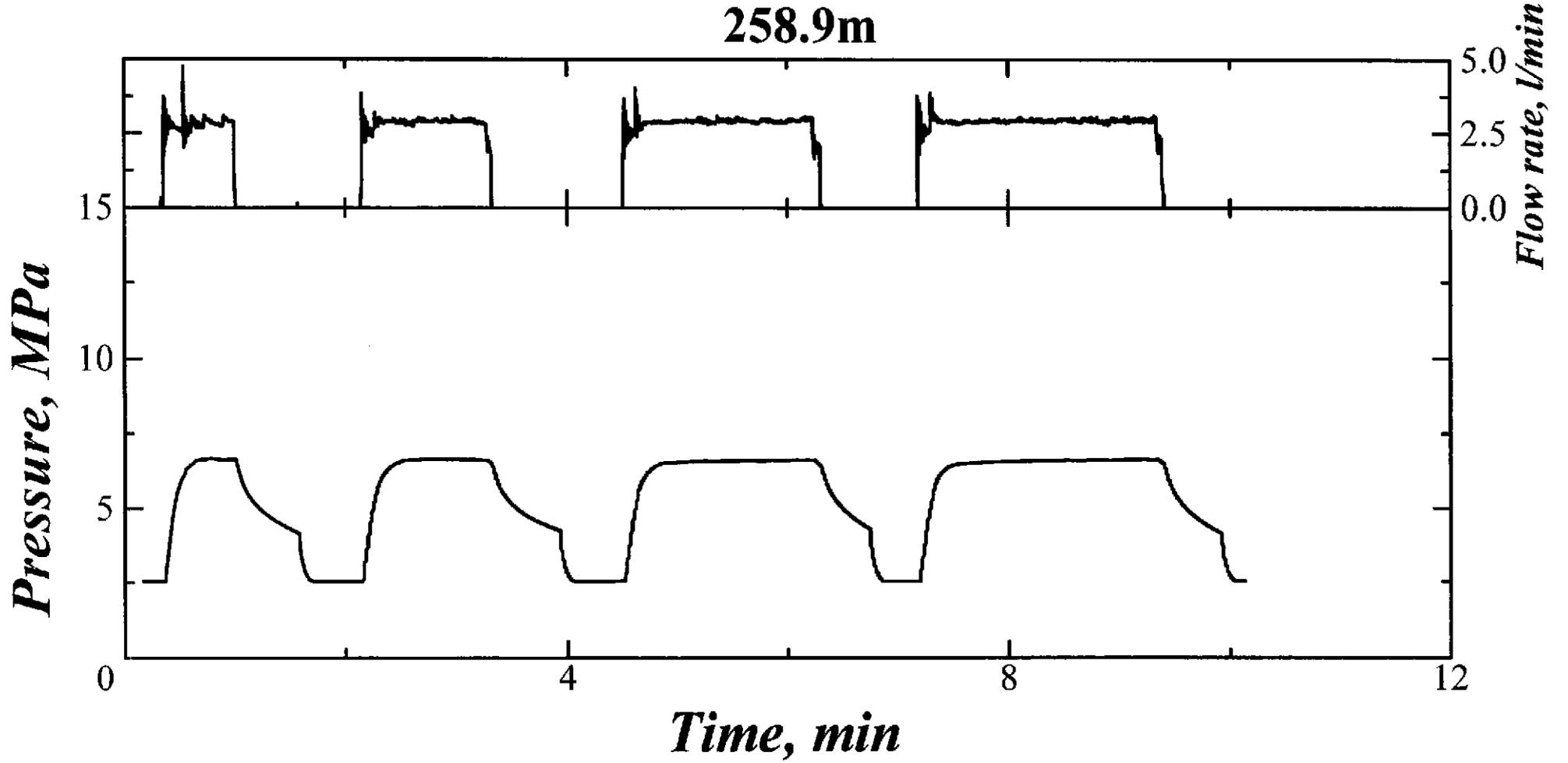
A-5

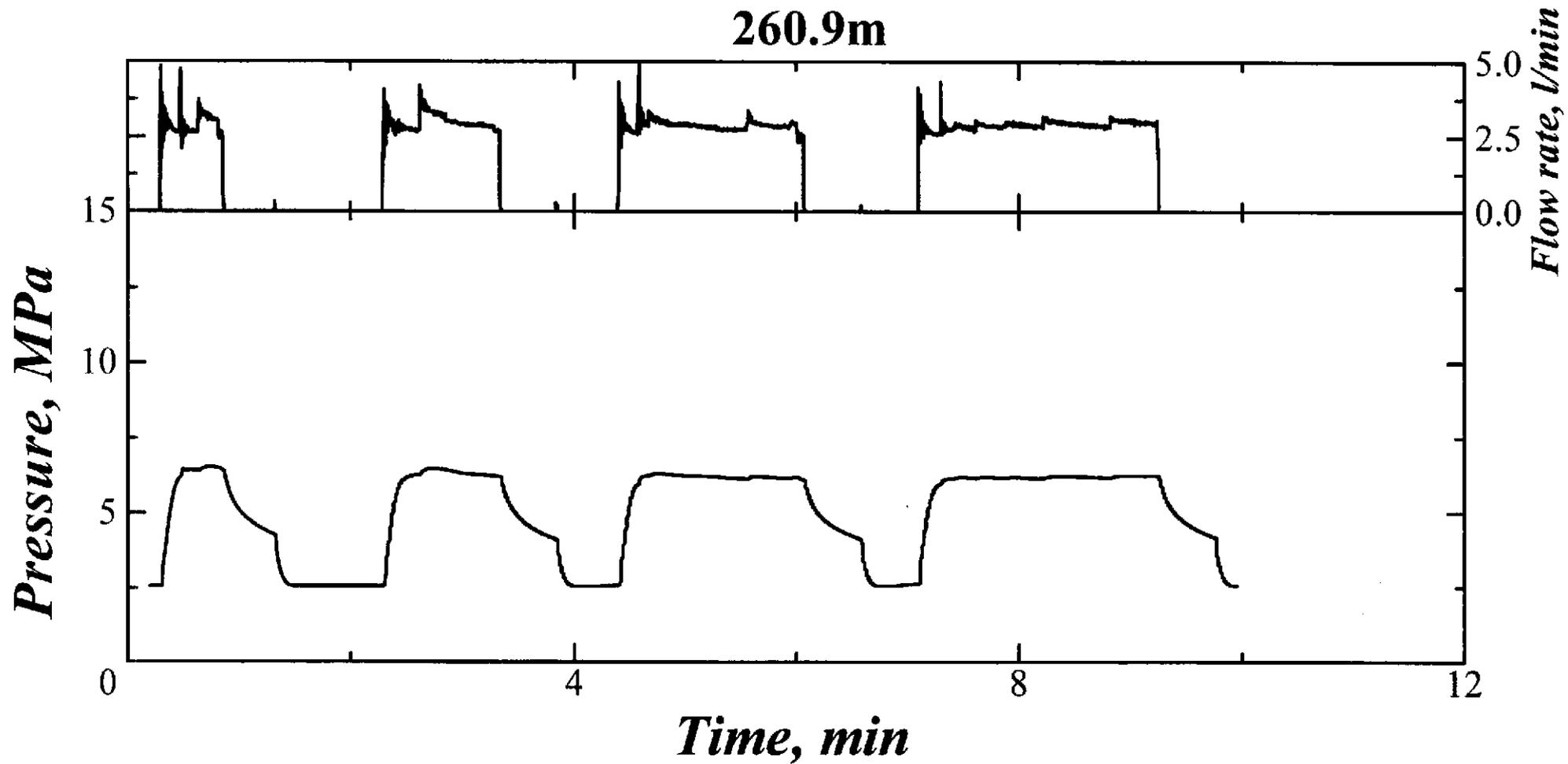


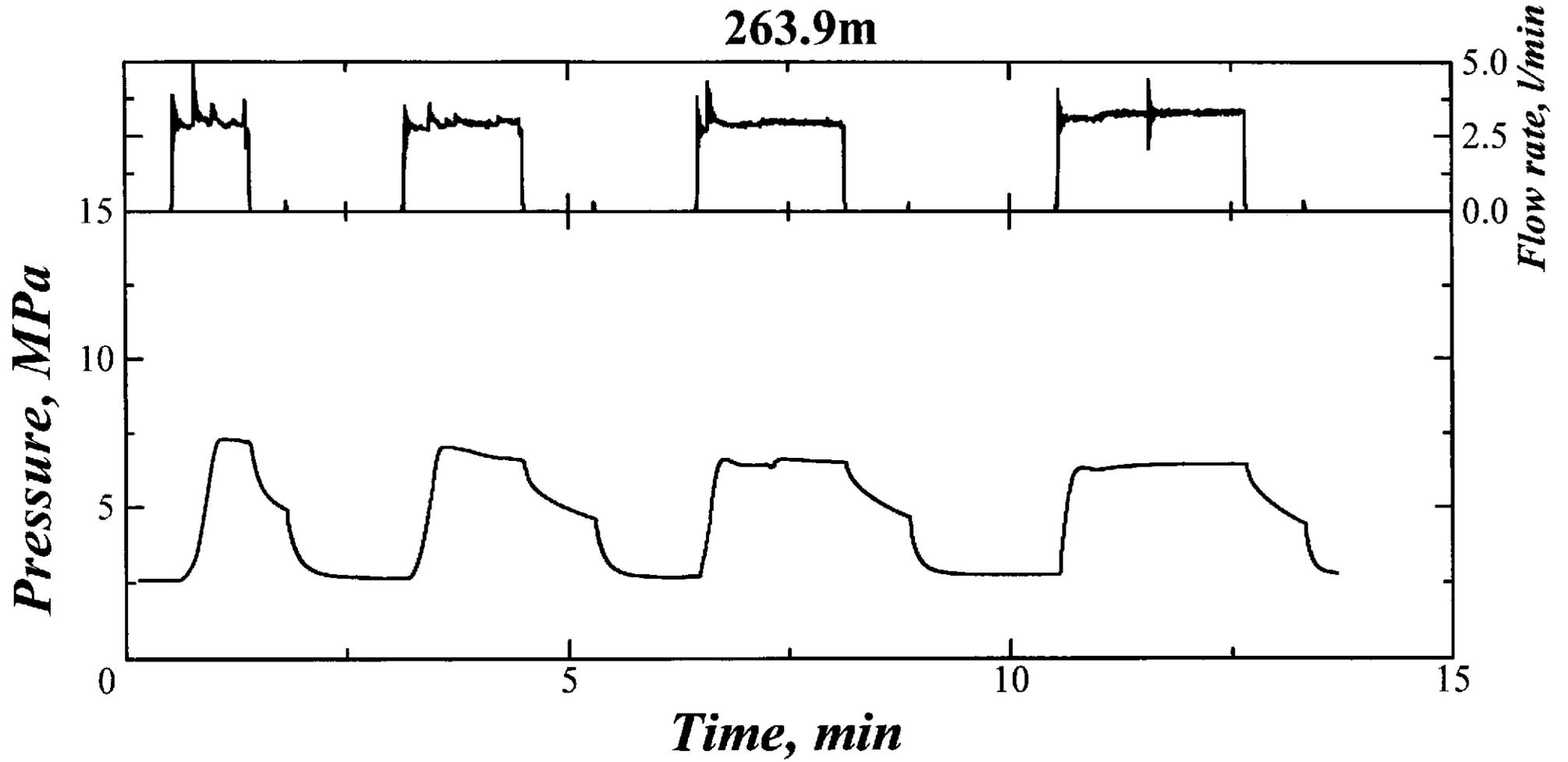


A-7



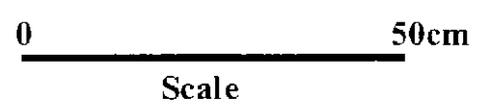
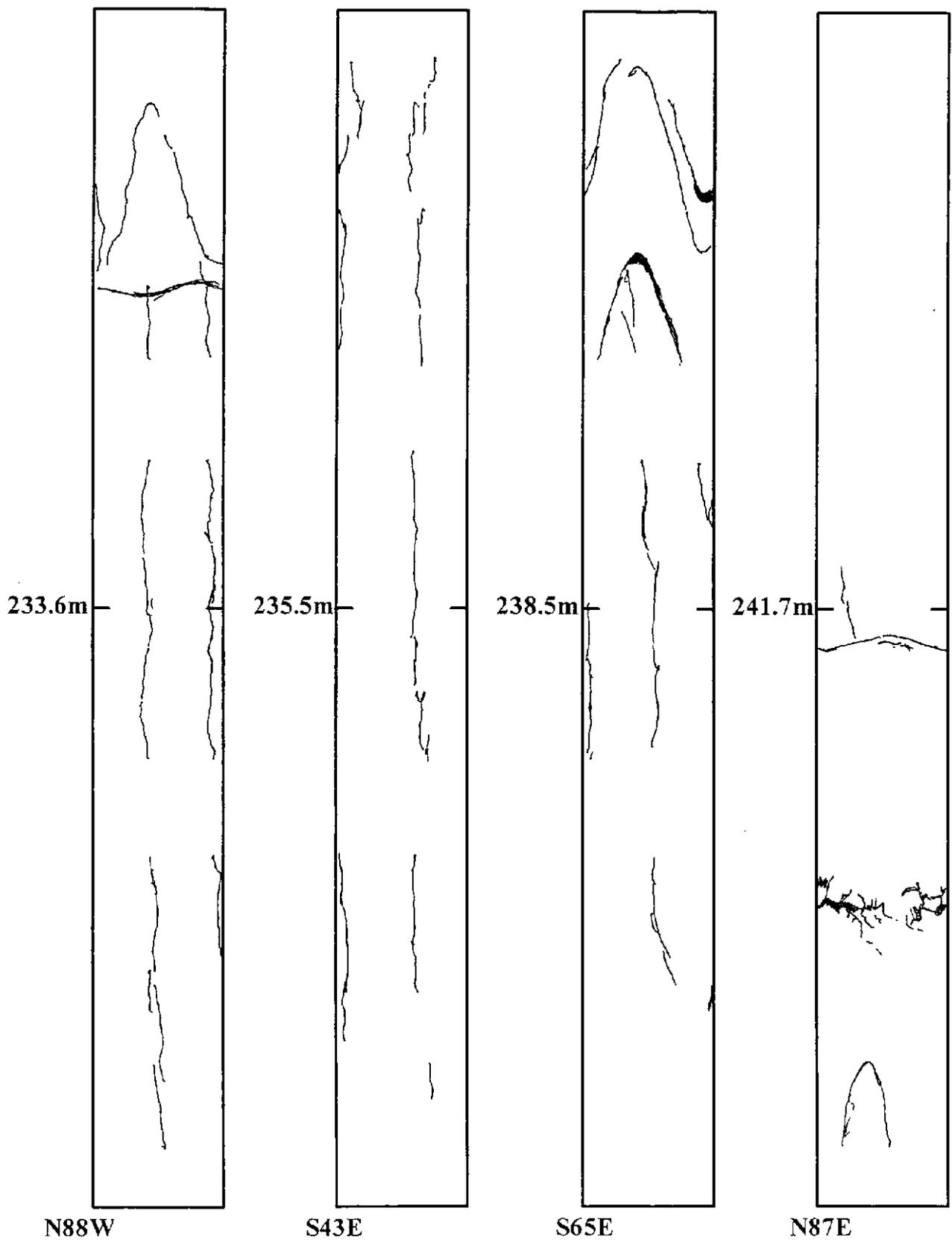


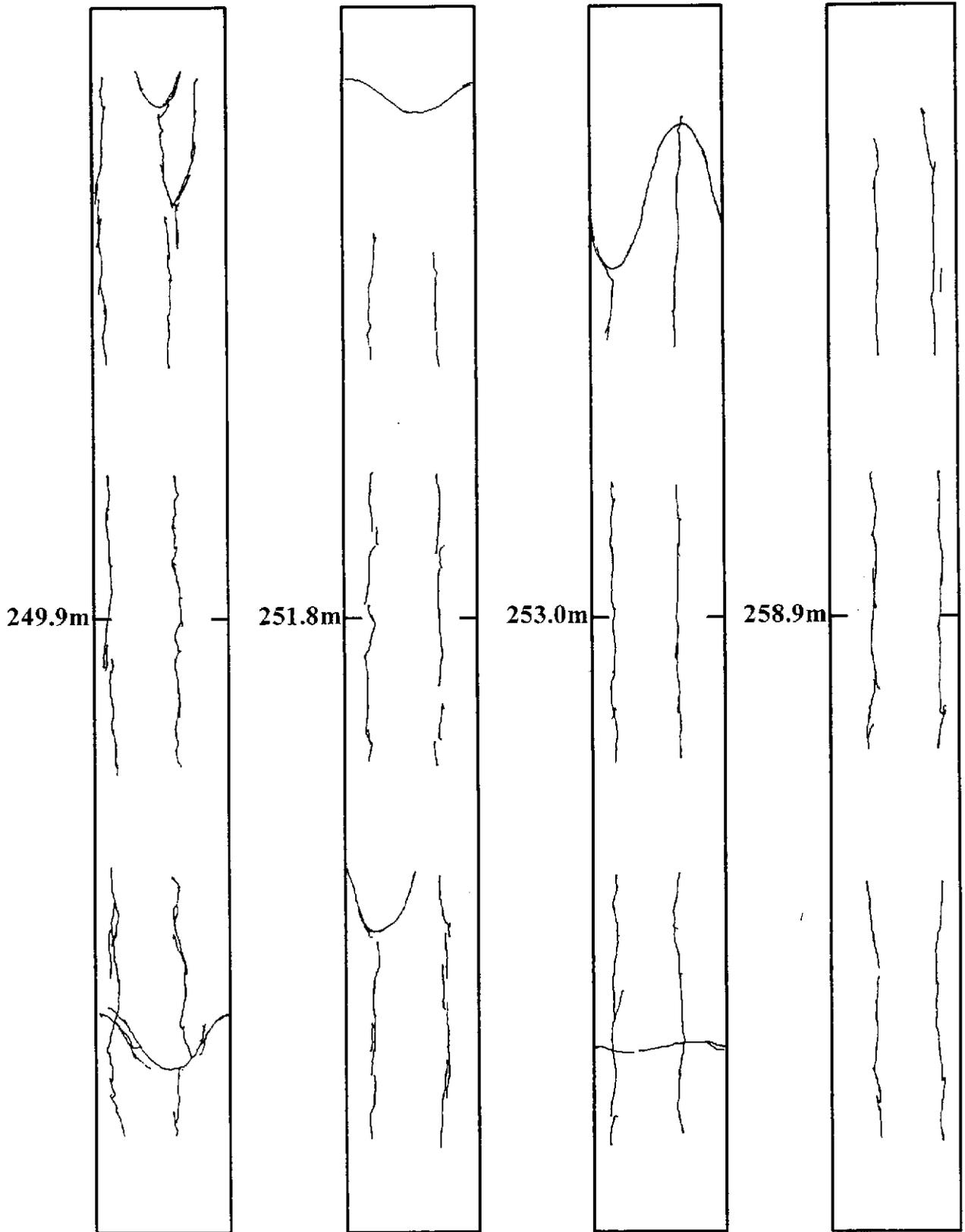




## APPENDIX II

水圧破碎によって造成されたき裂のスケッチ



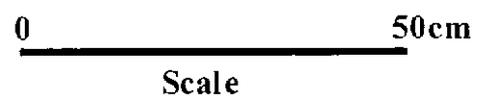


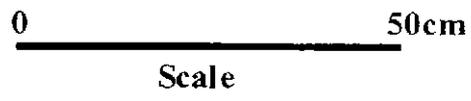
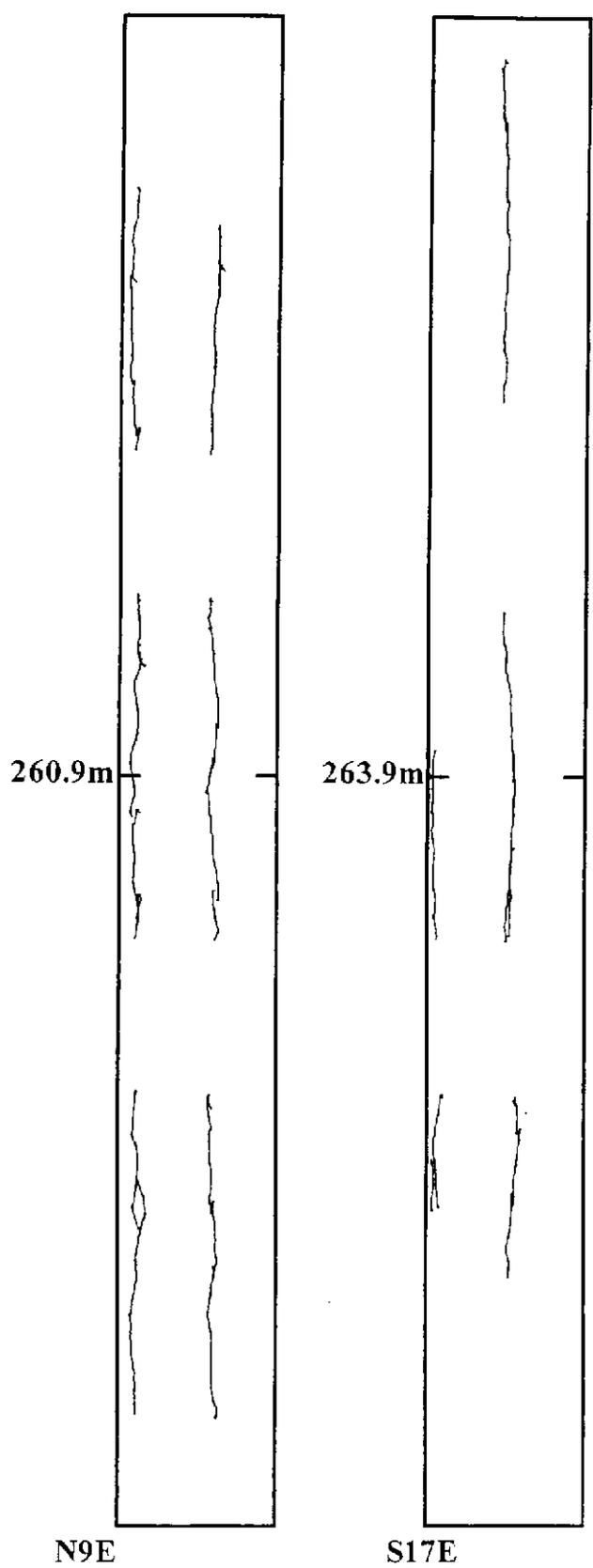
S10W

S56W

S40W

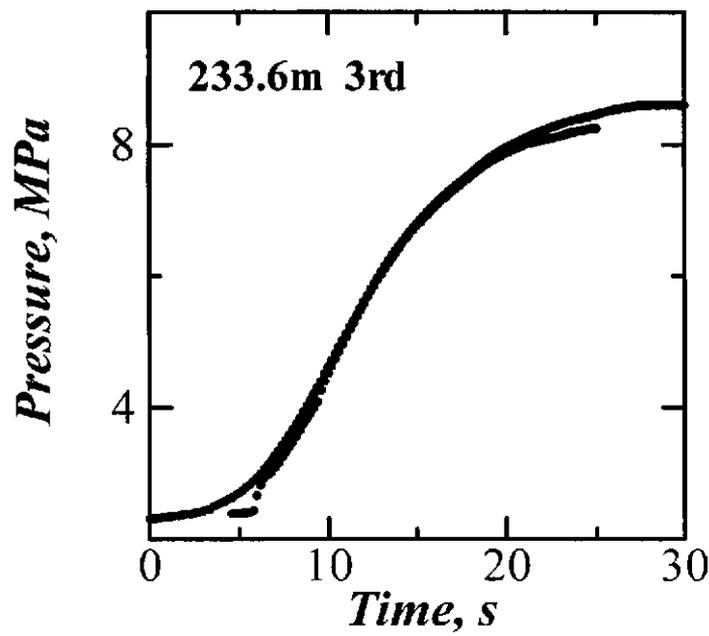
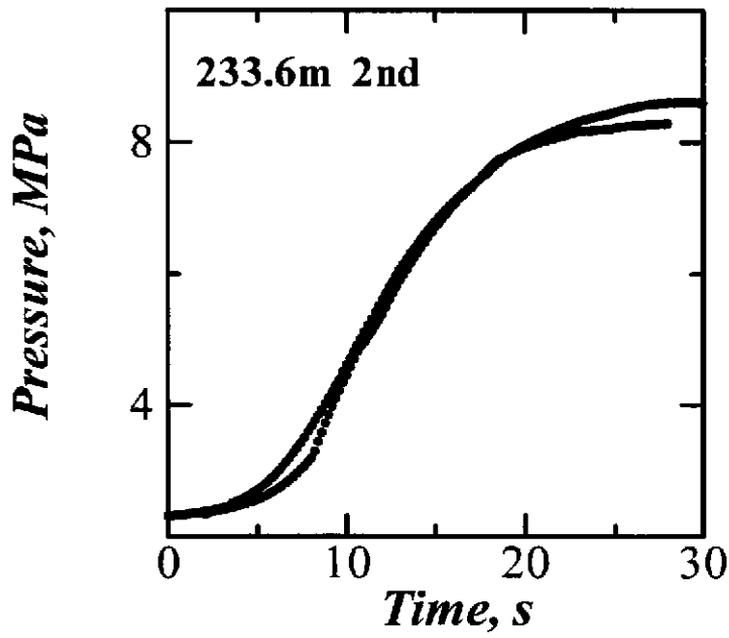
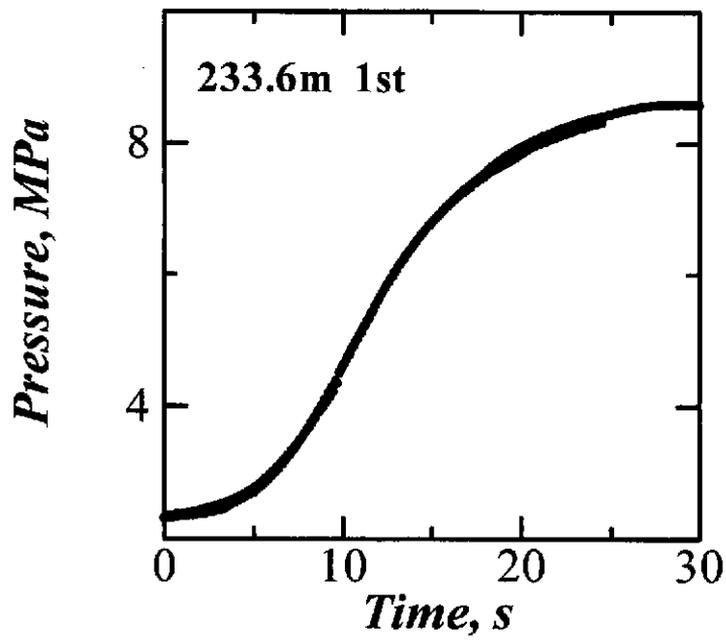
N83E

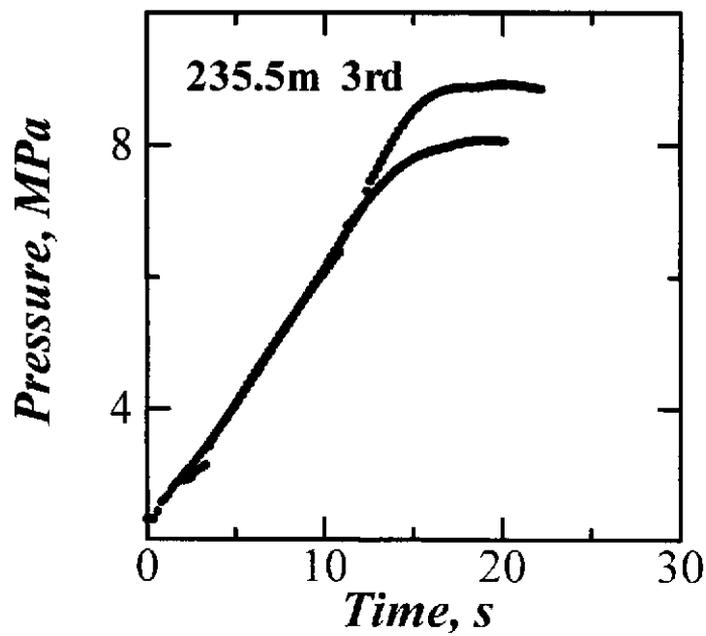
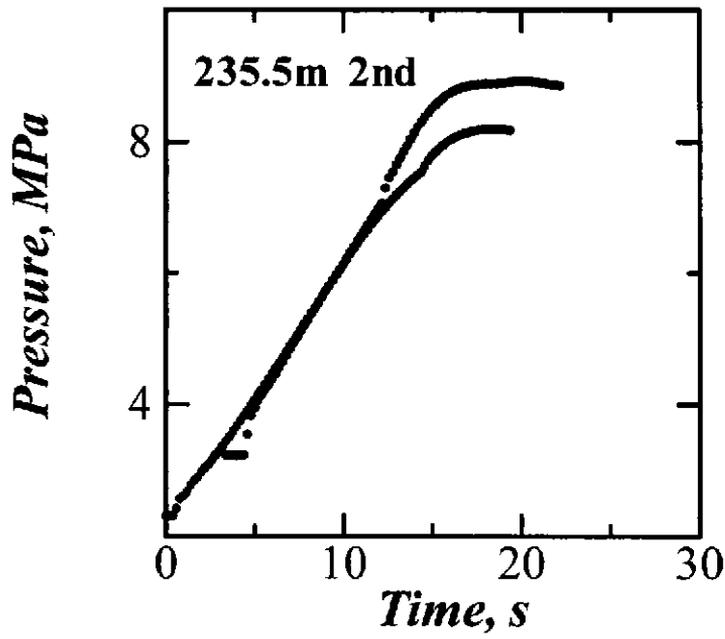
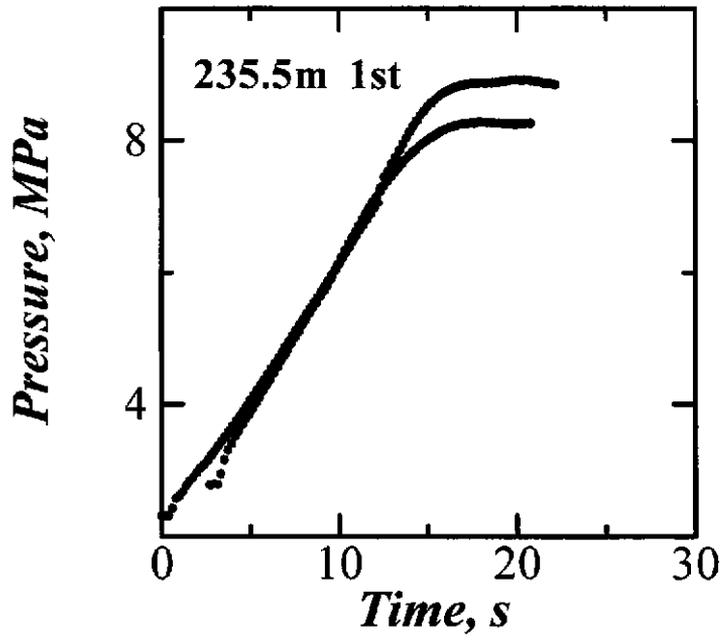


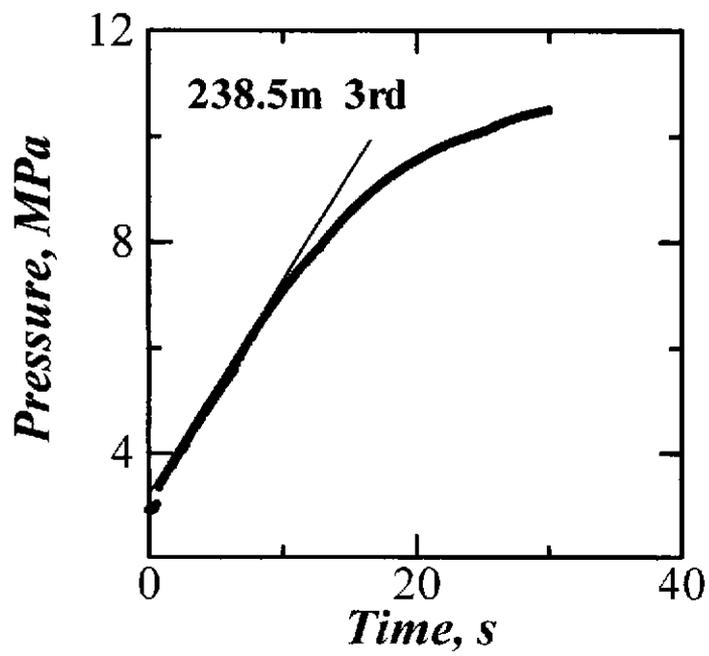
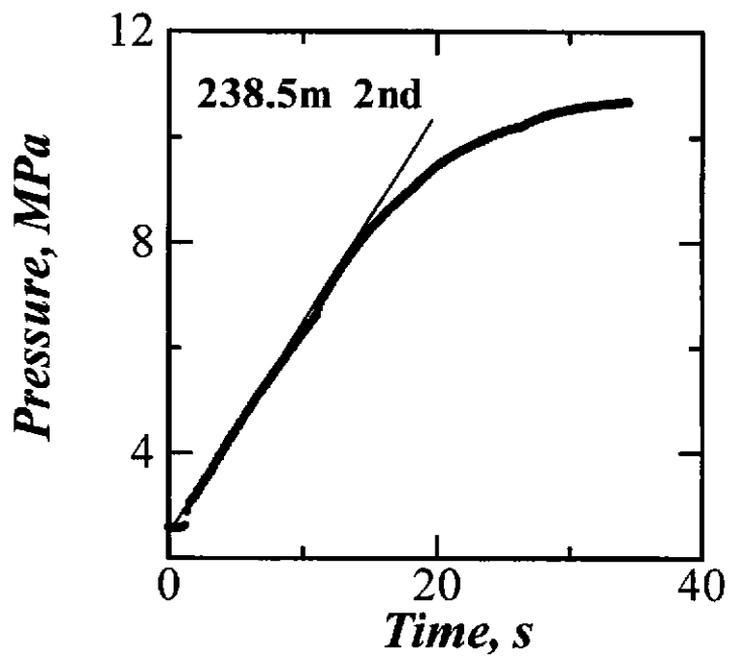
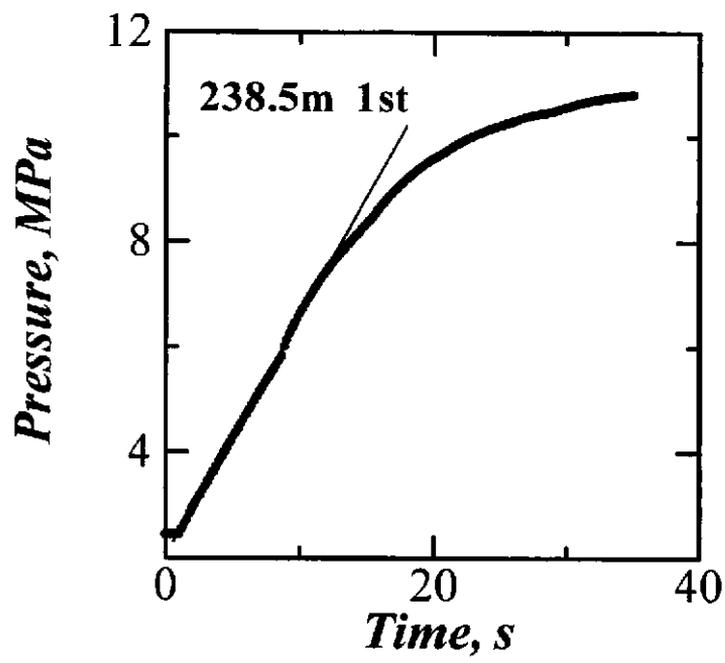


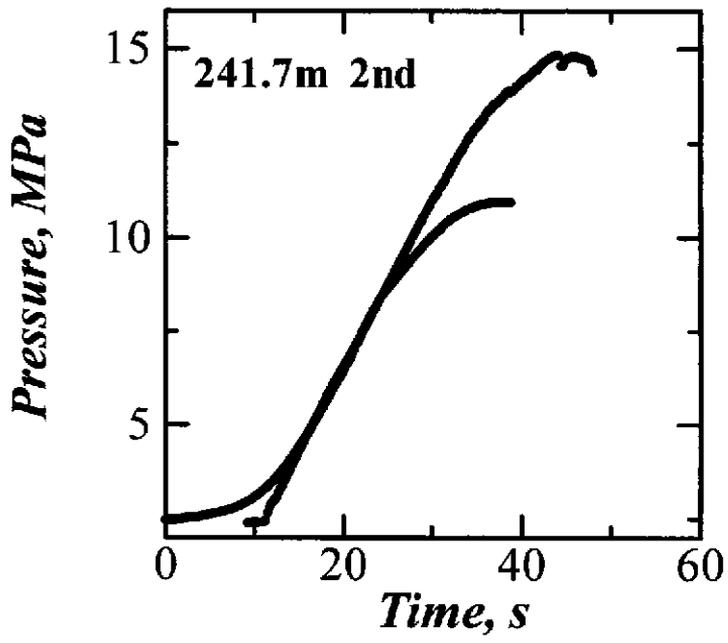
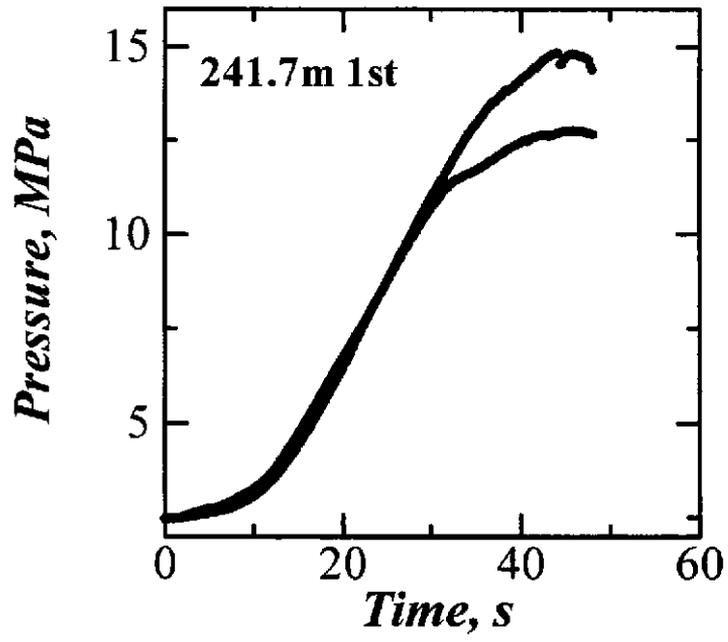
## APPENDIX III

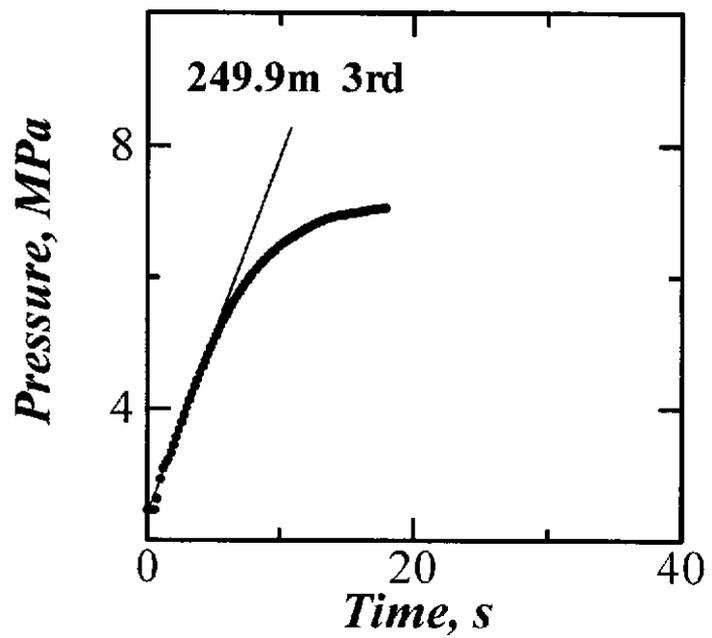
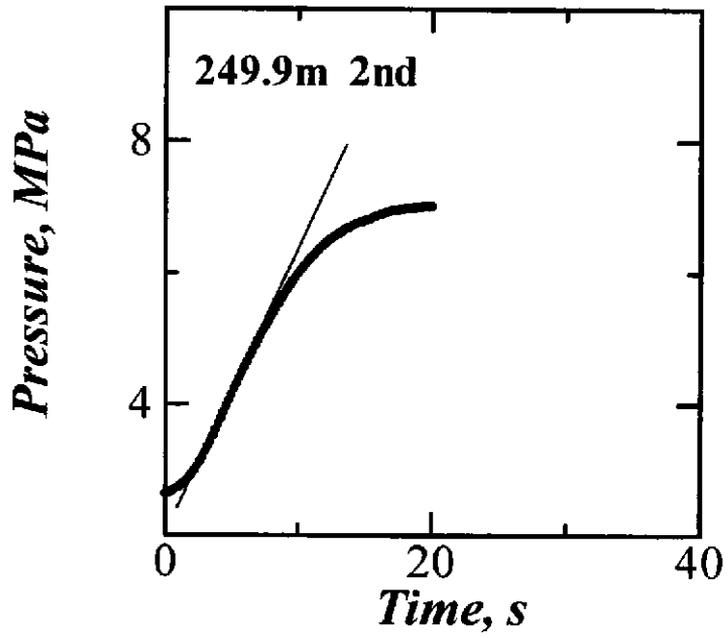
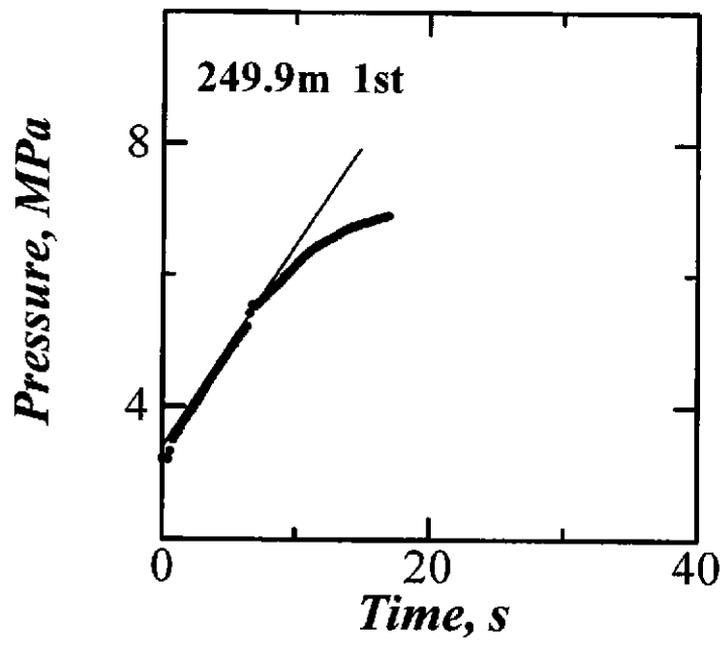
Breakdown および re-opening における圧力-時間曲線の  
重ね合わせ

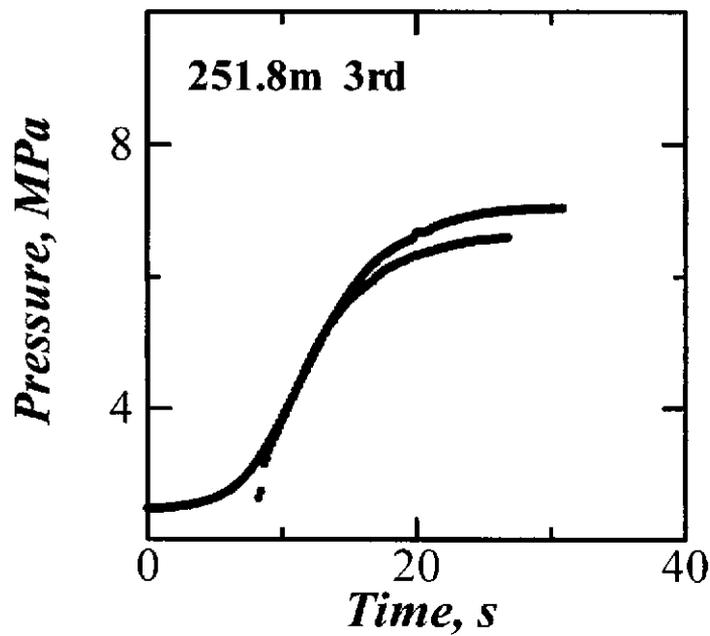
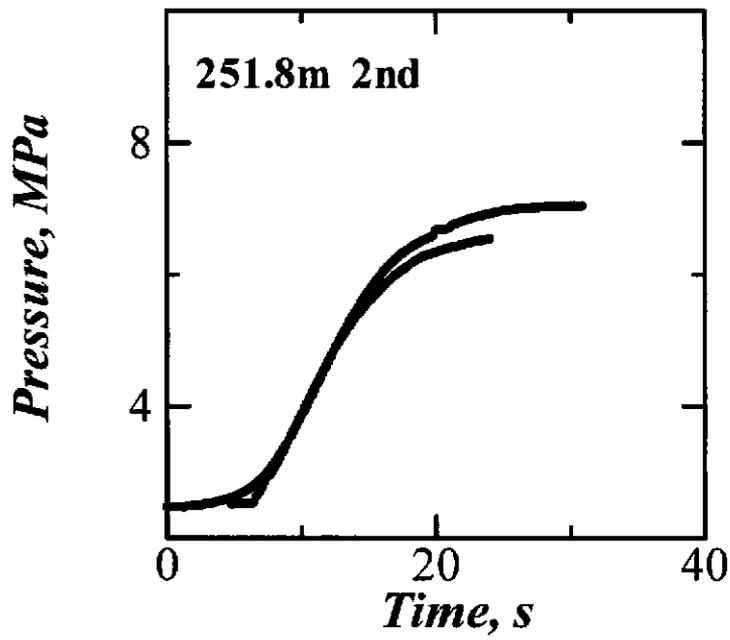
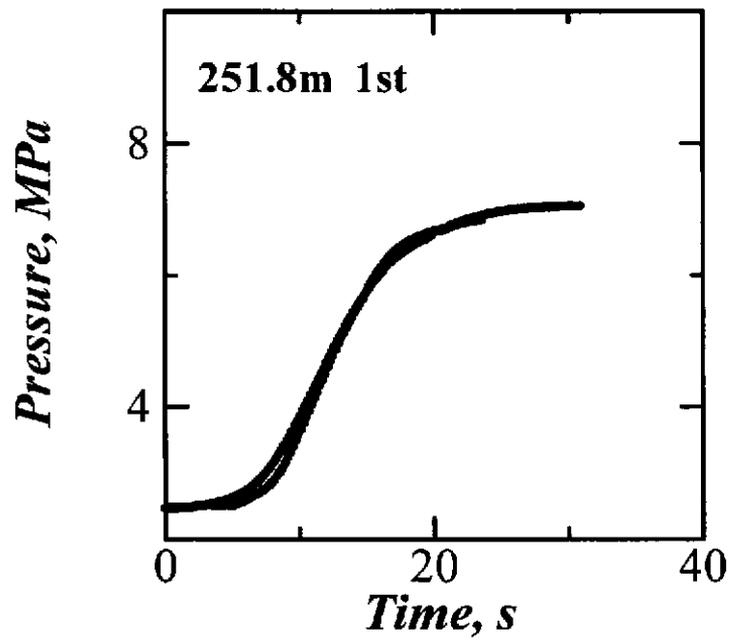


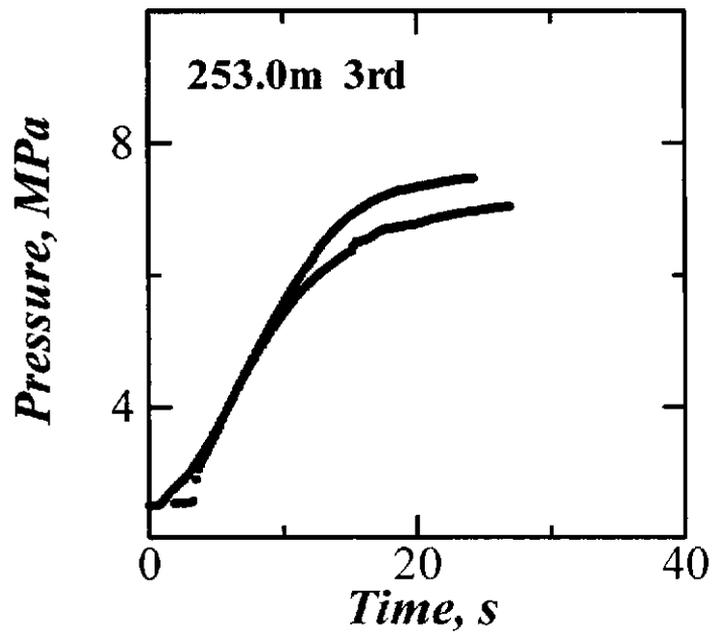
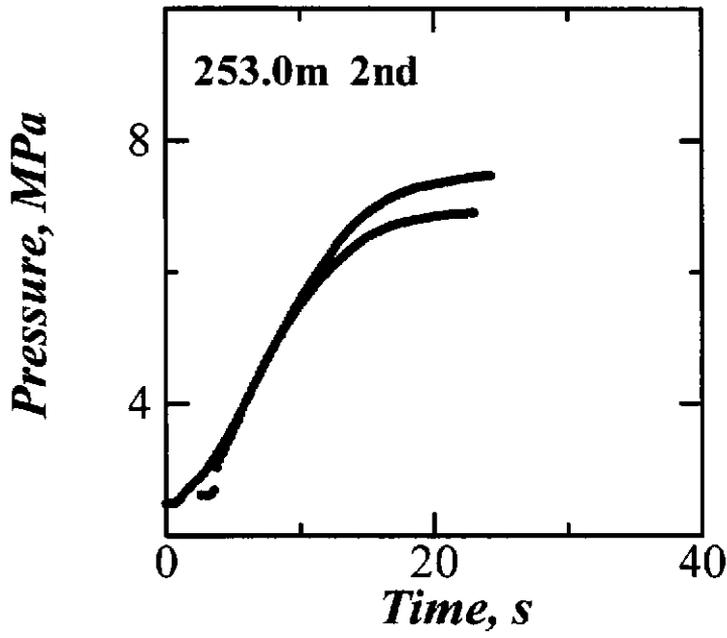
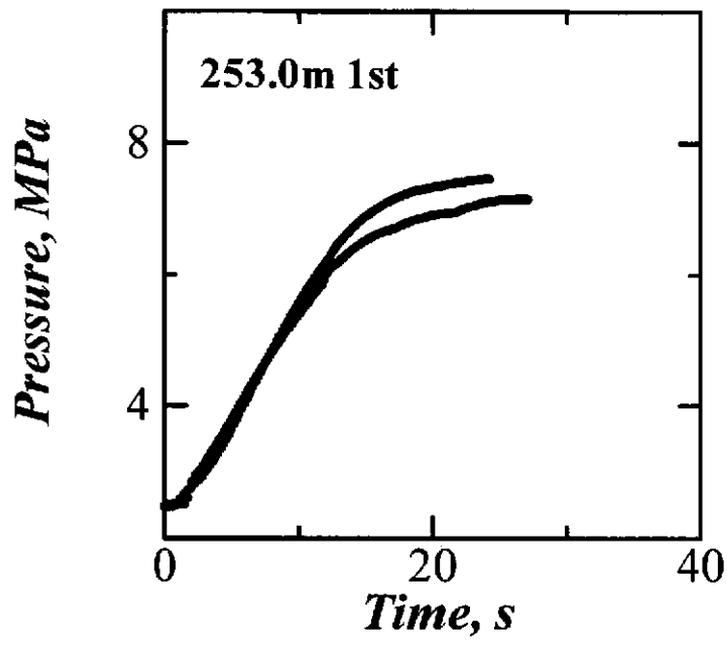


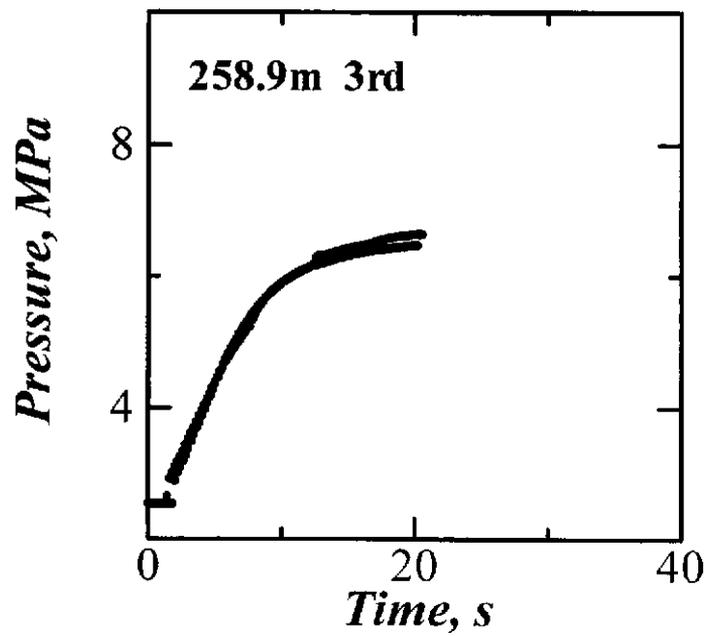
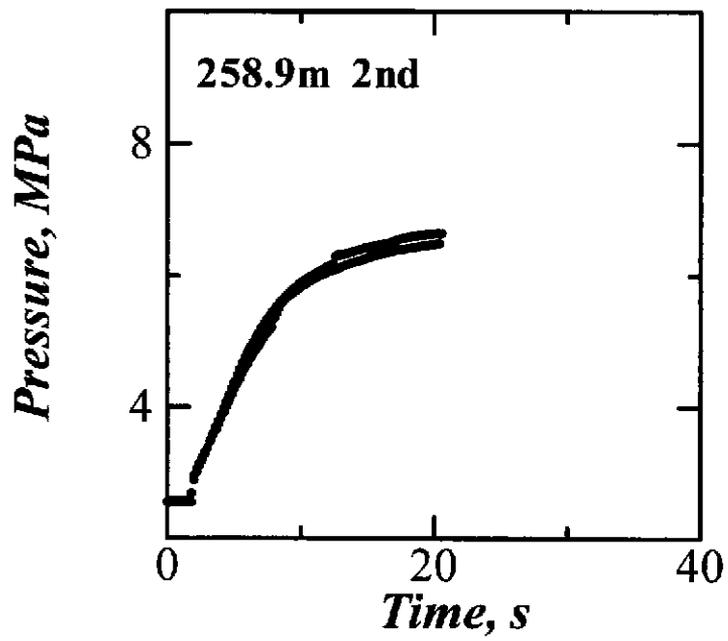
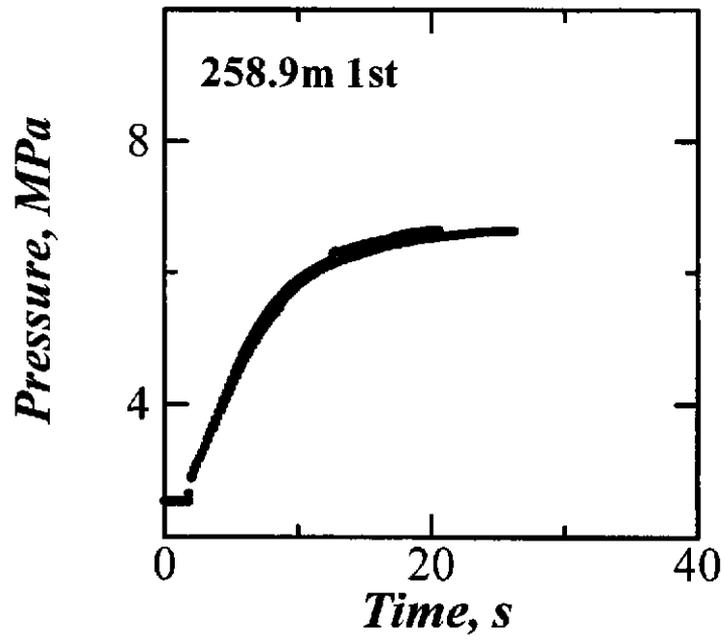


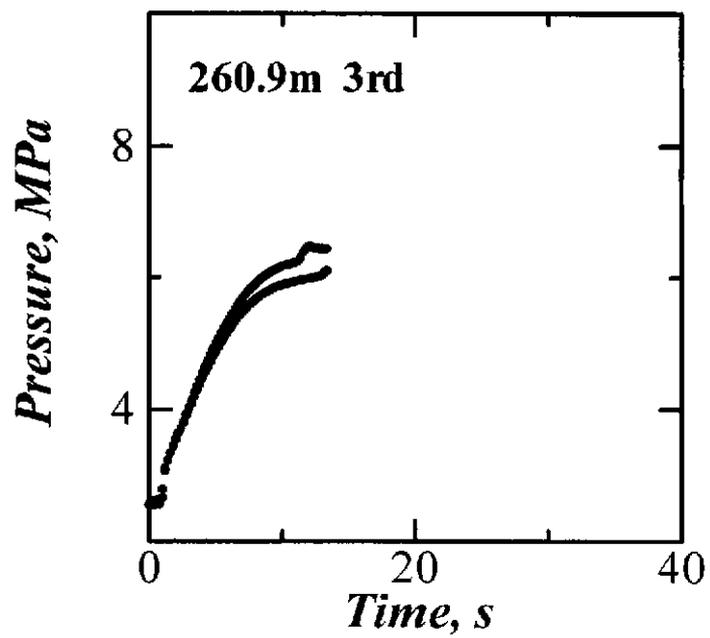
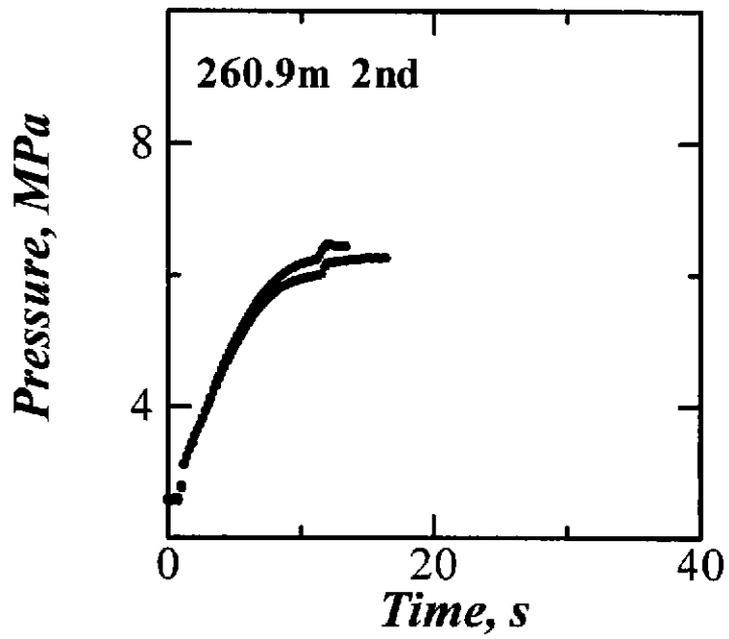
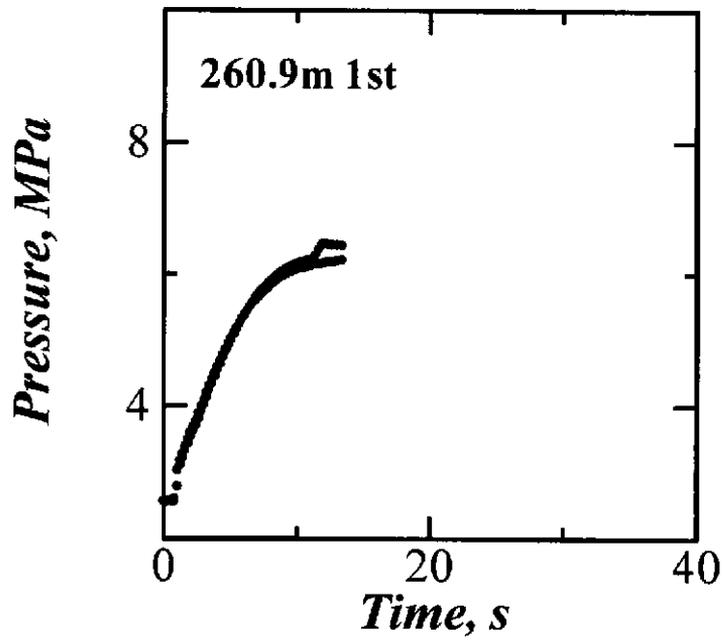


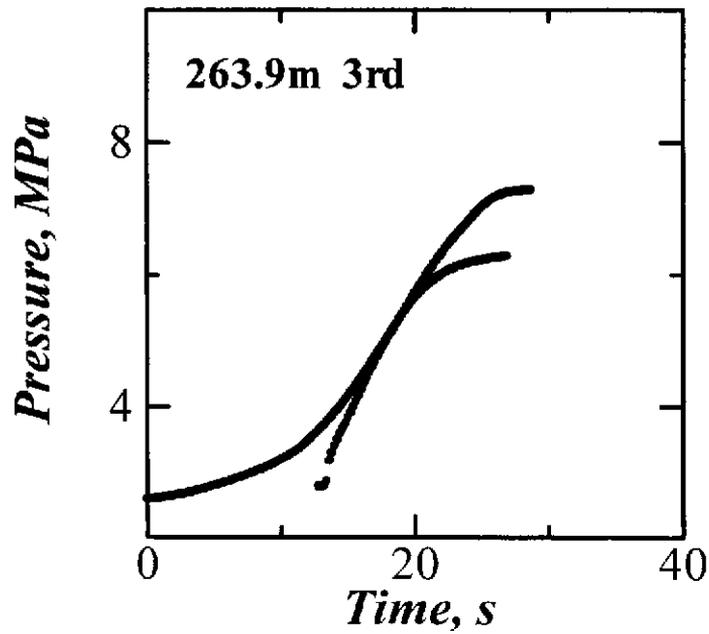
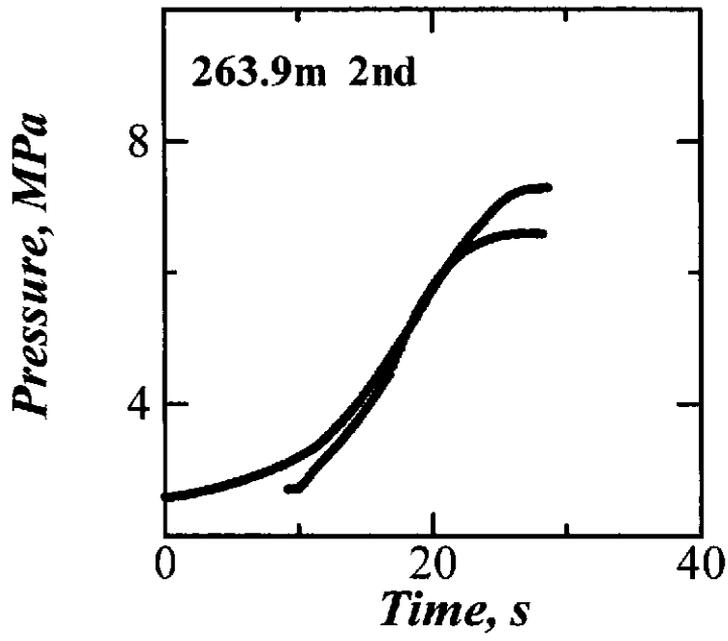
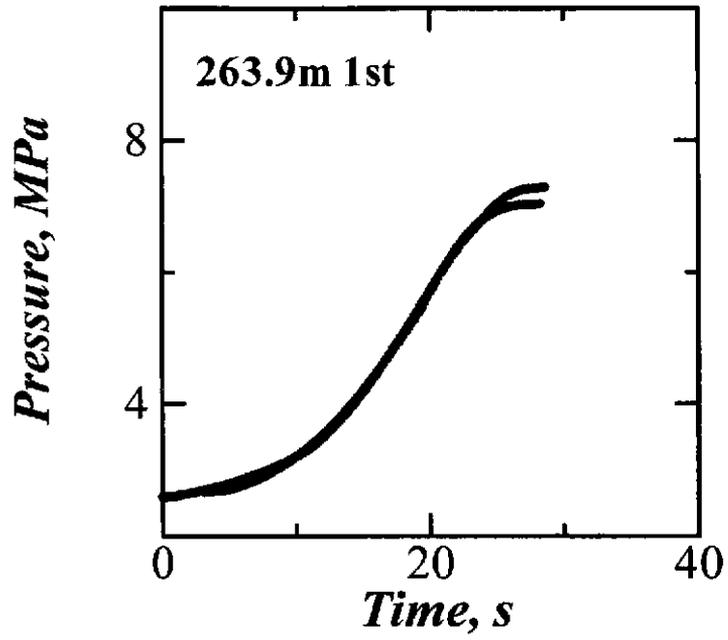






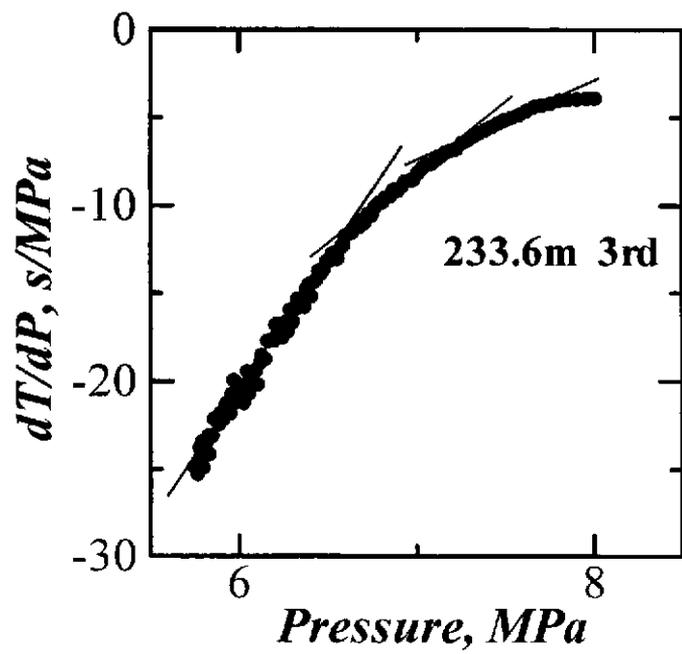
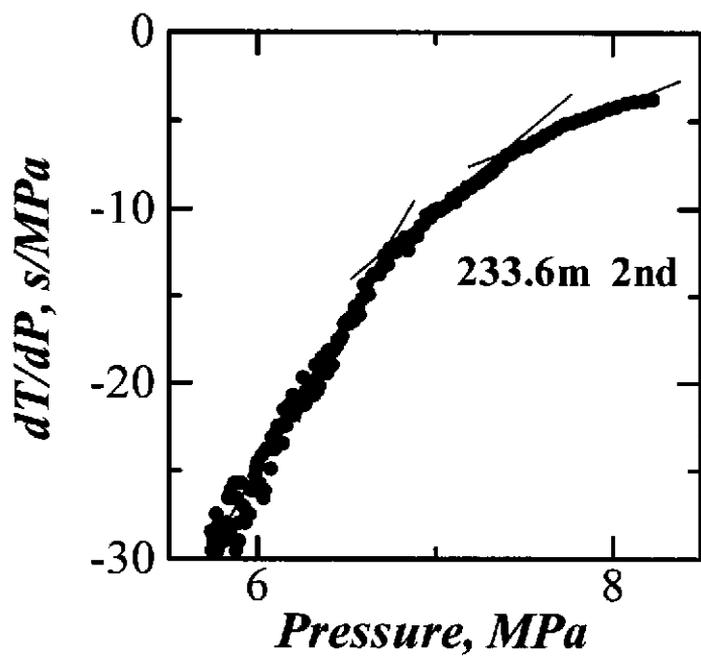
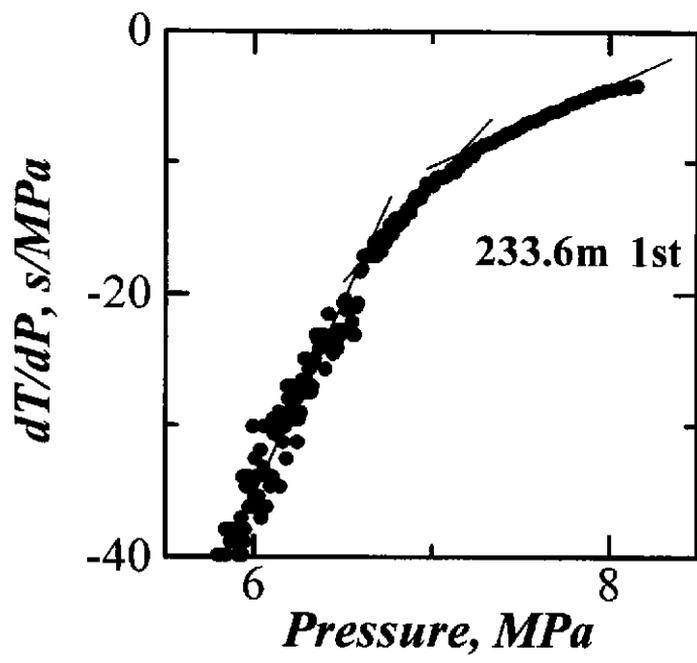


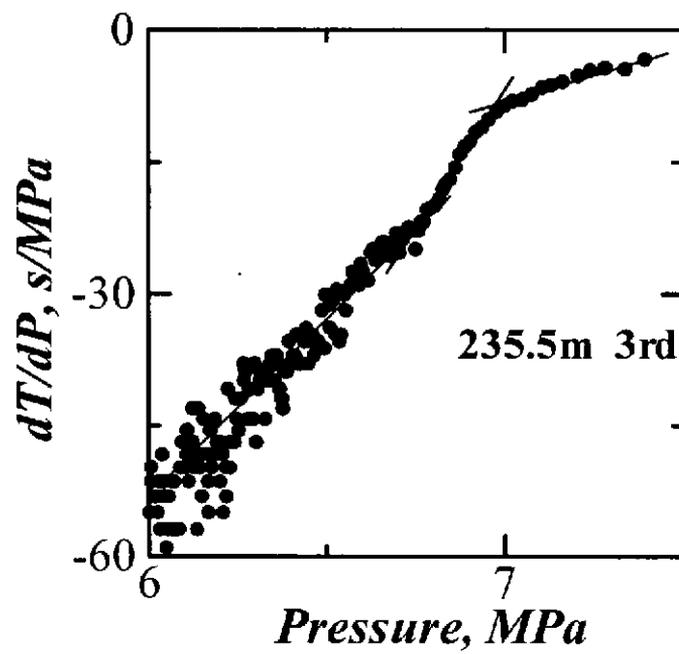
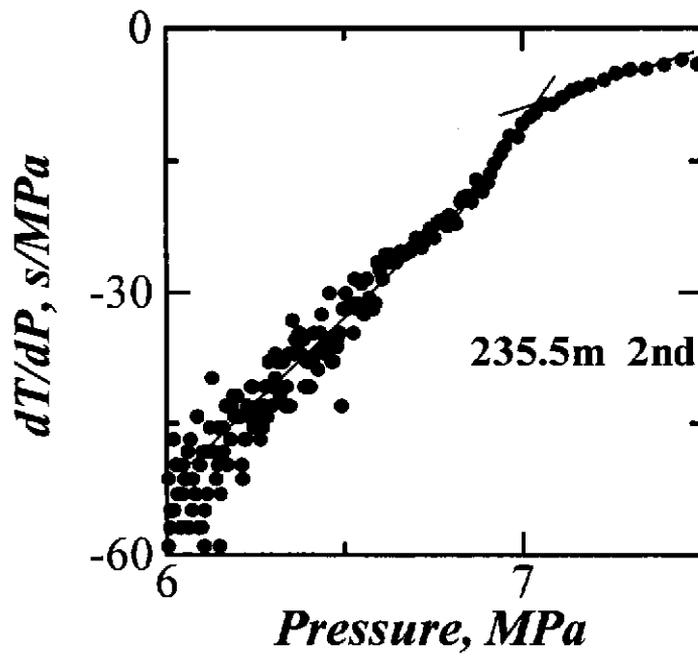
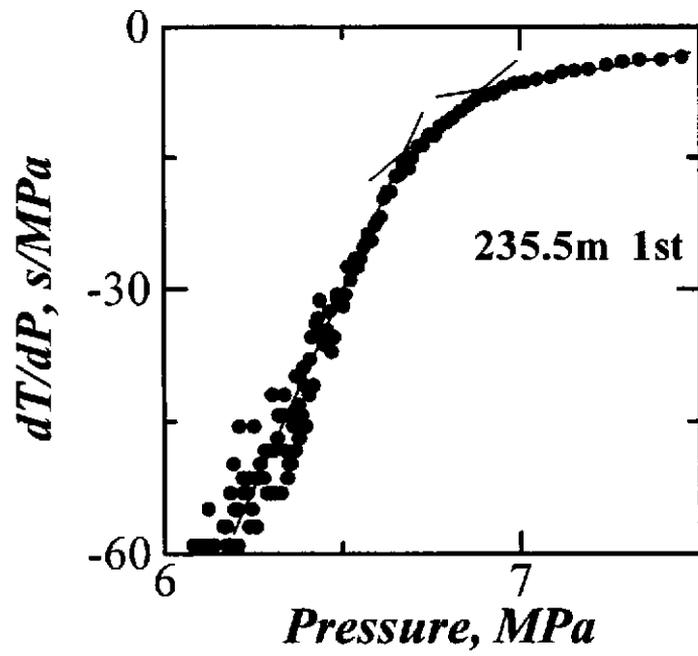


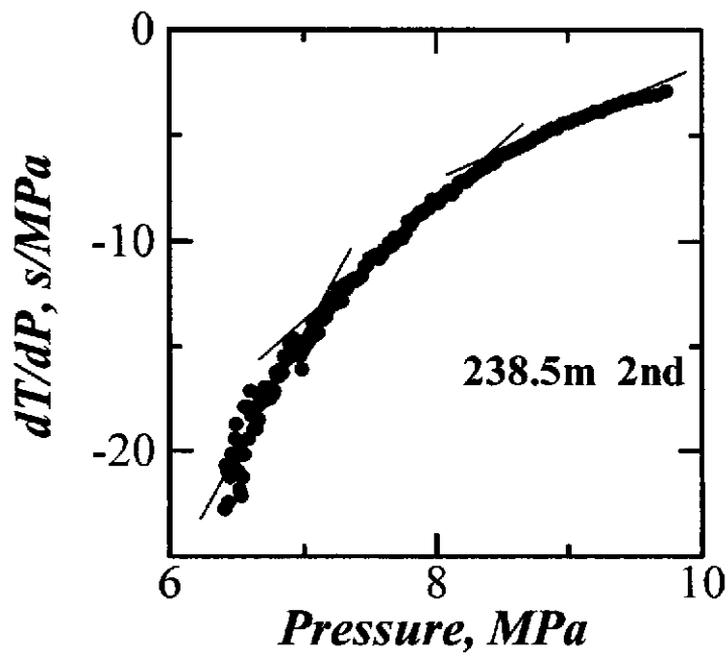
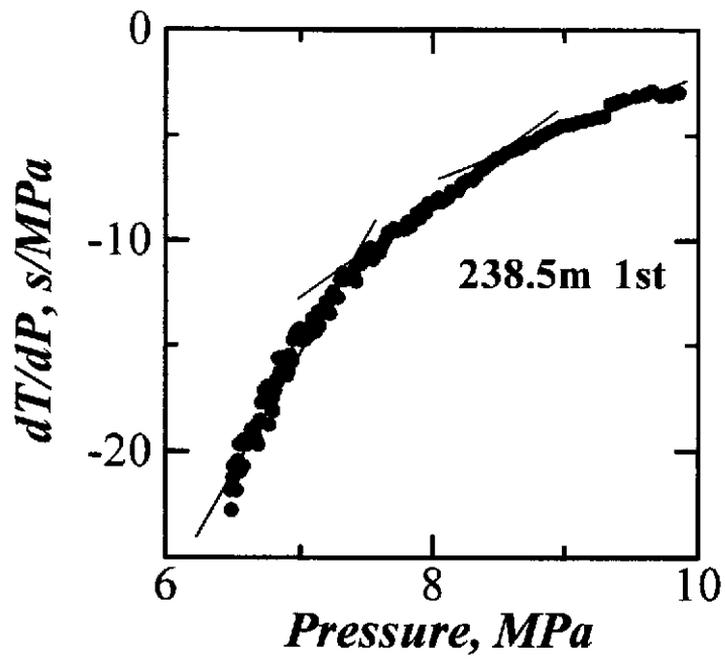


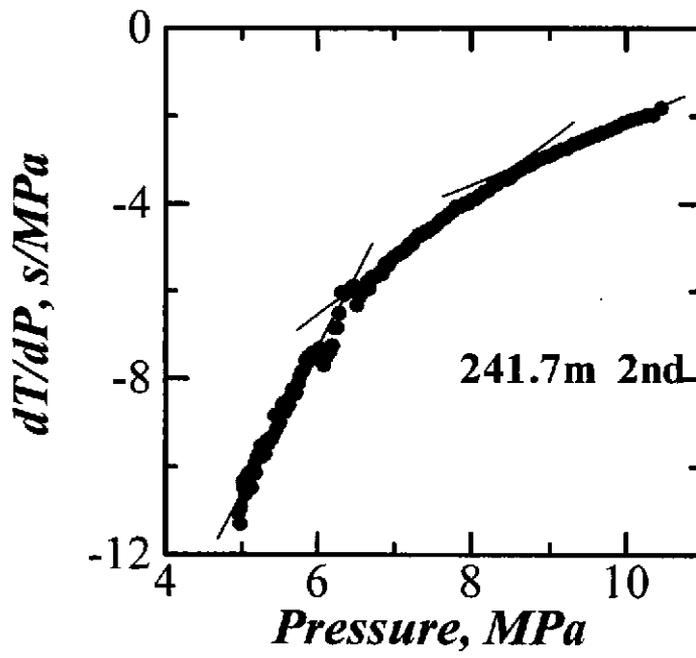
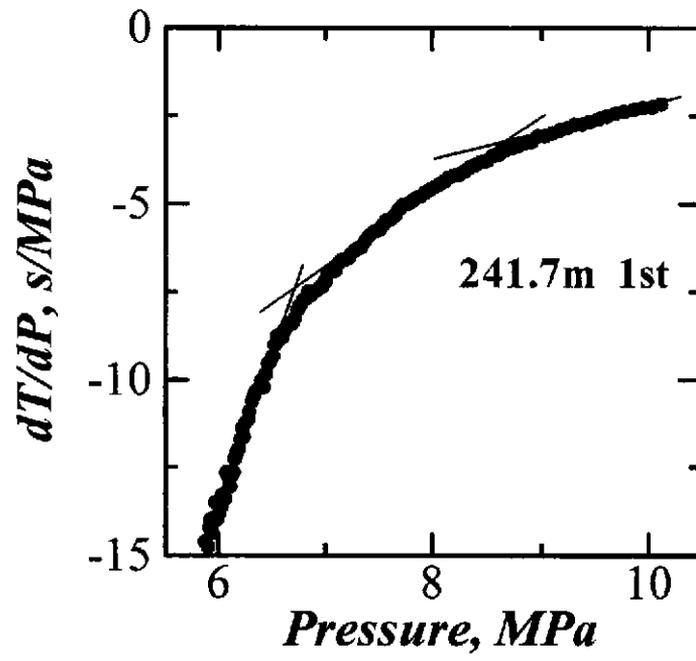
## APPENDIX IV

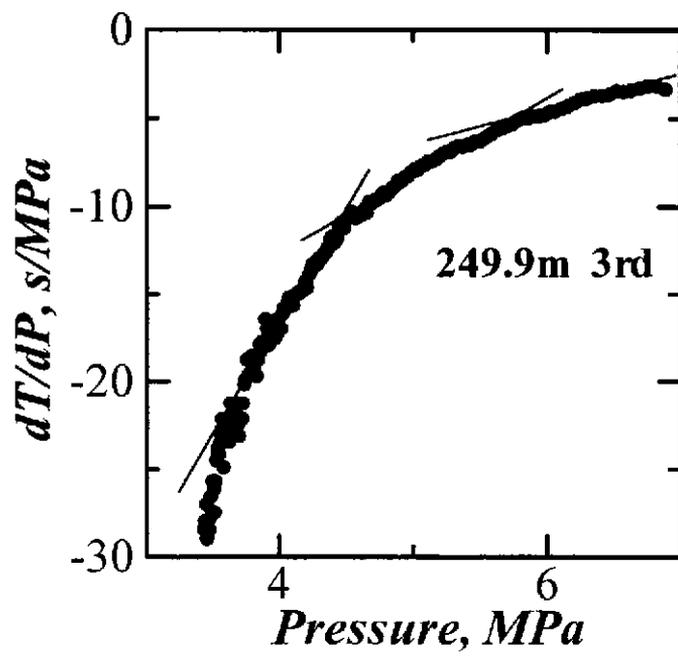
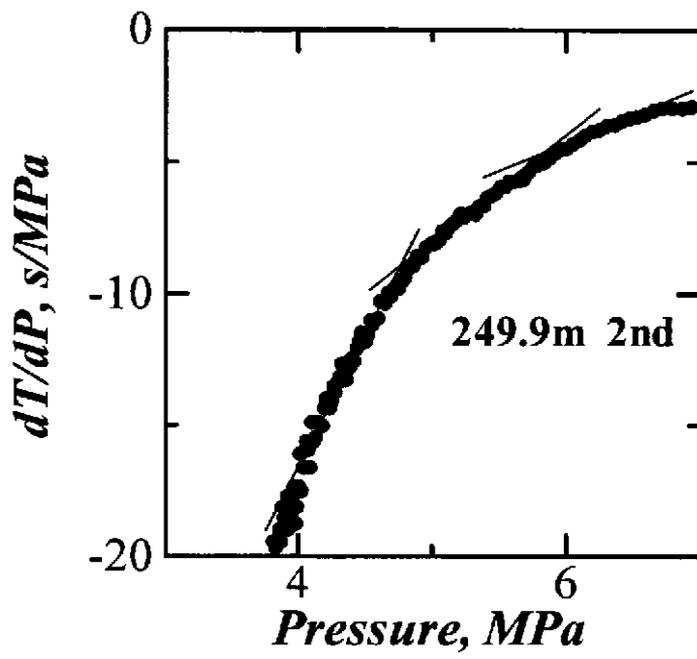
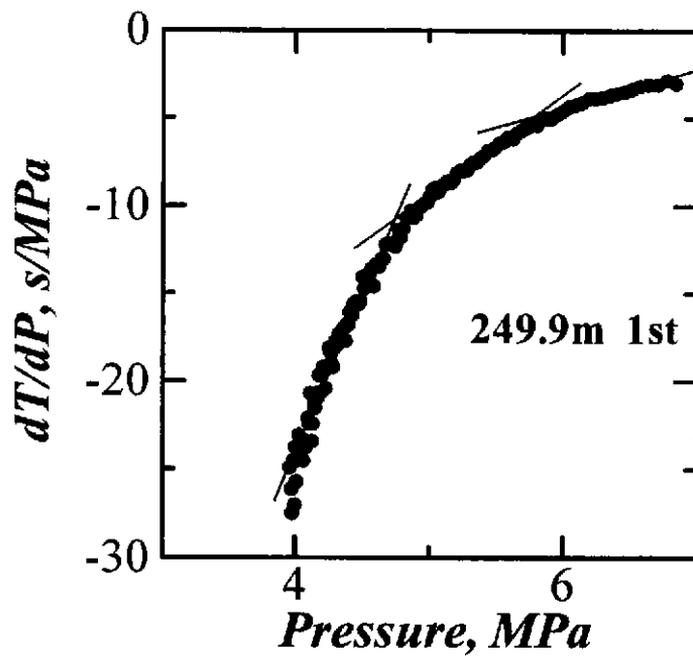
Shut-in 後の圧力減衰速度の逆数と圧力の関係

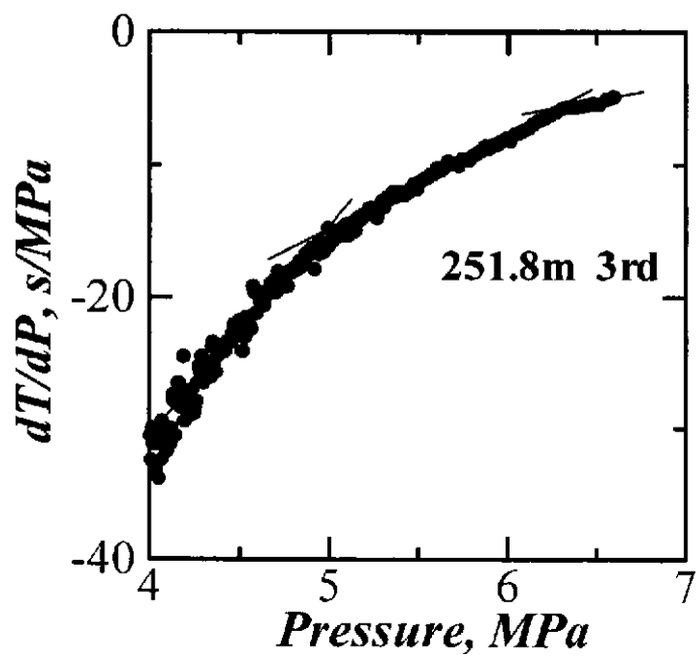
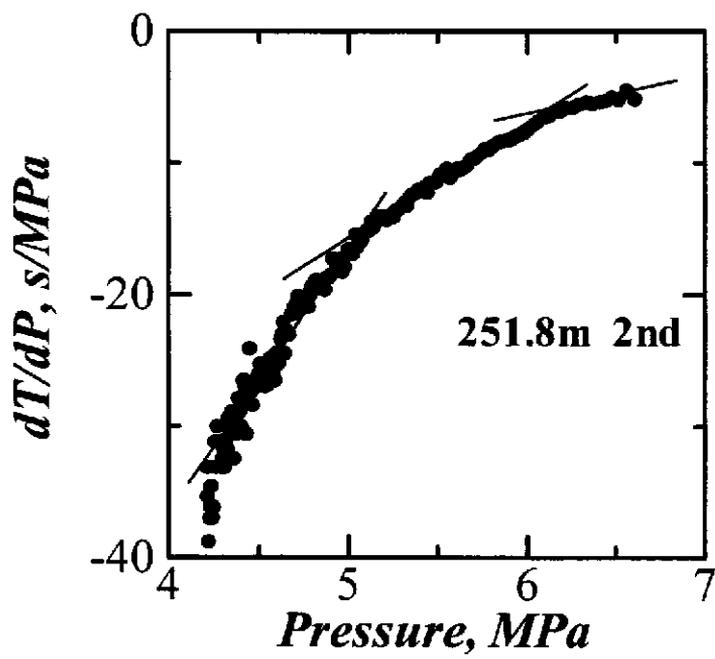
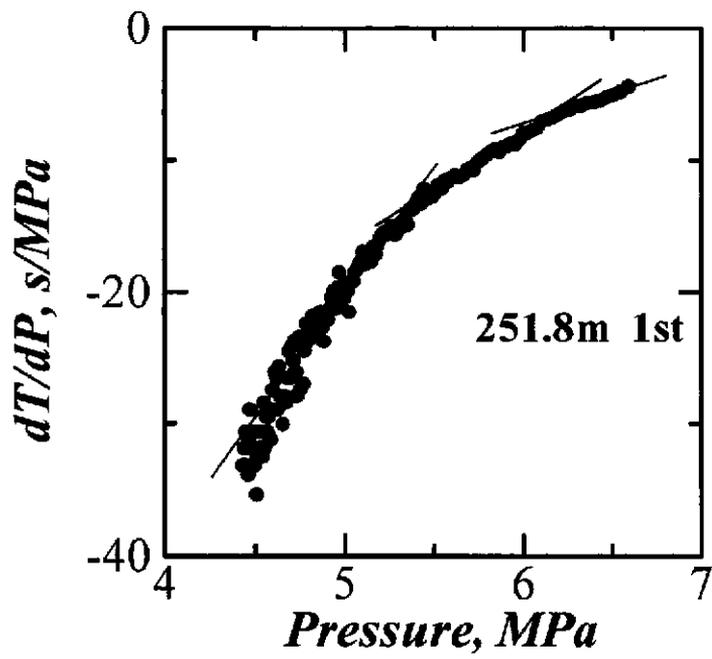


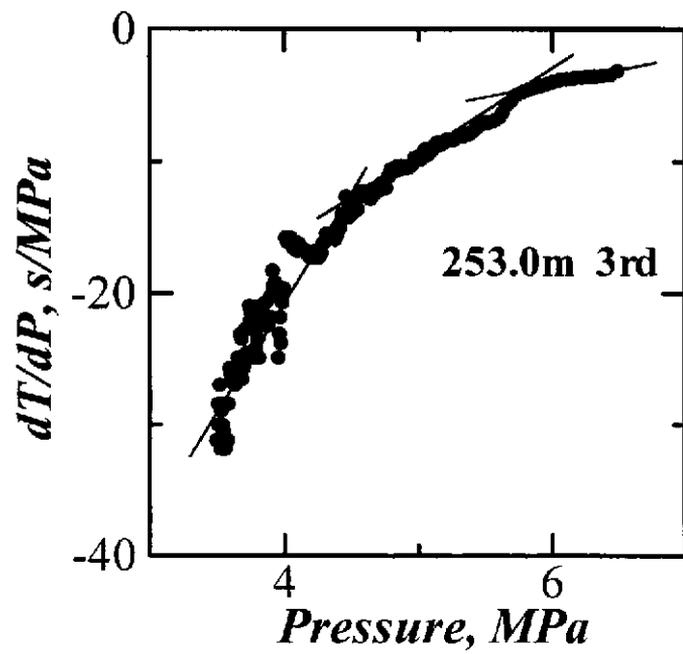
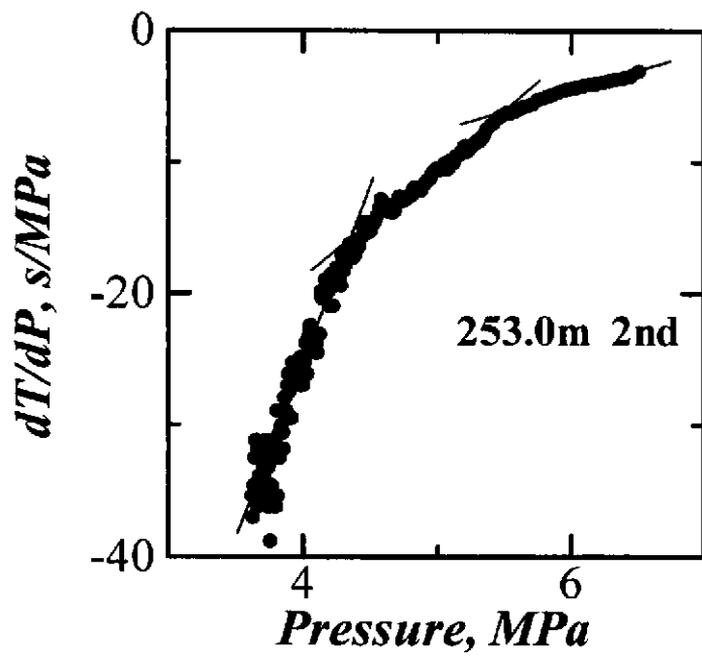
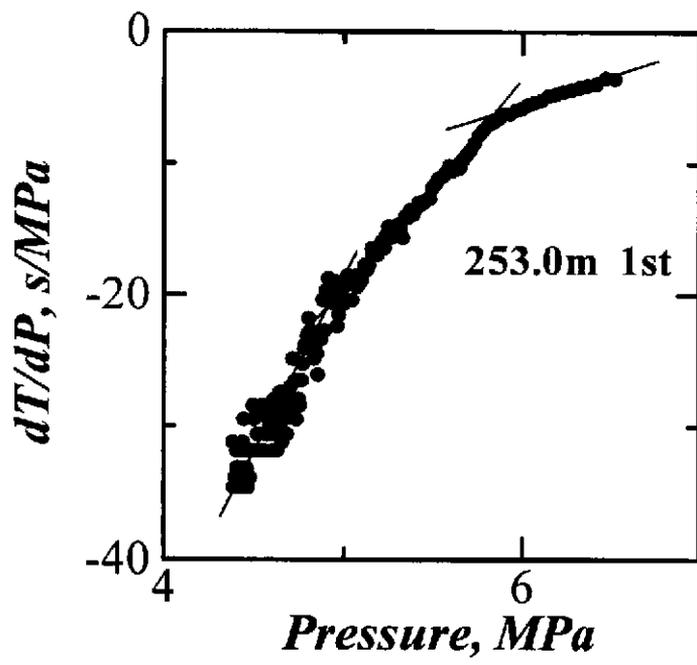


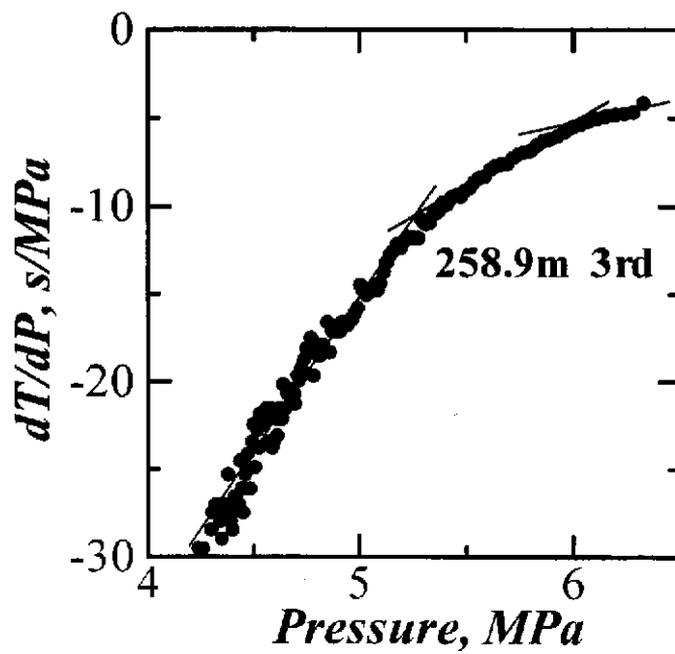
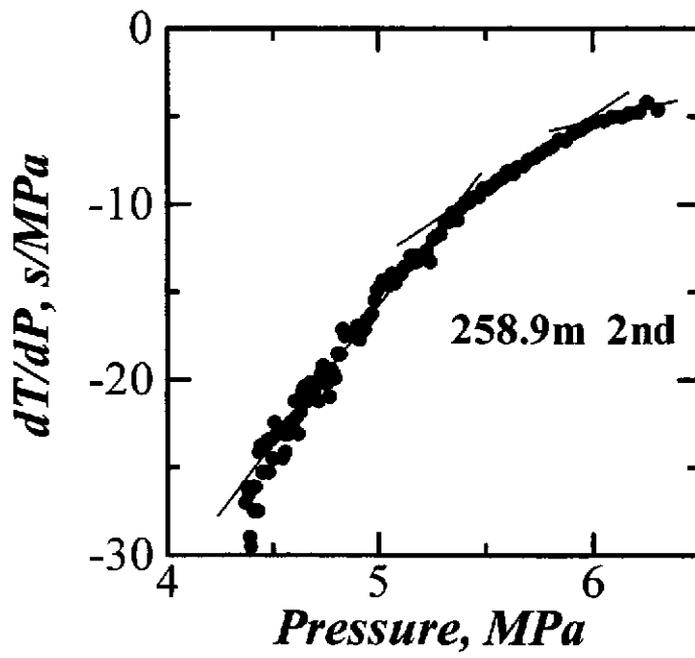
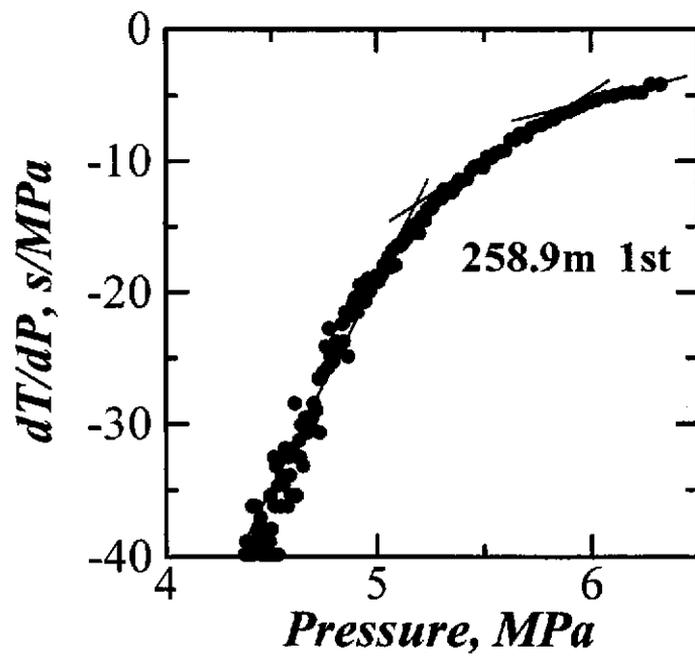


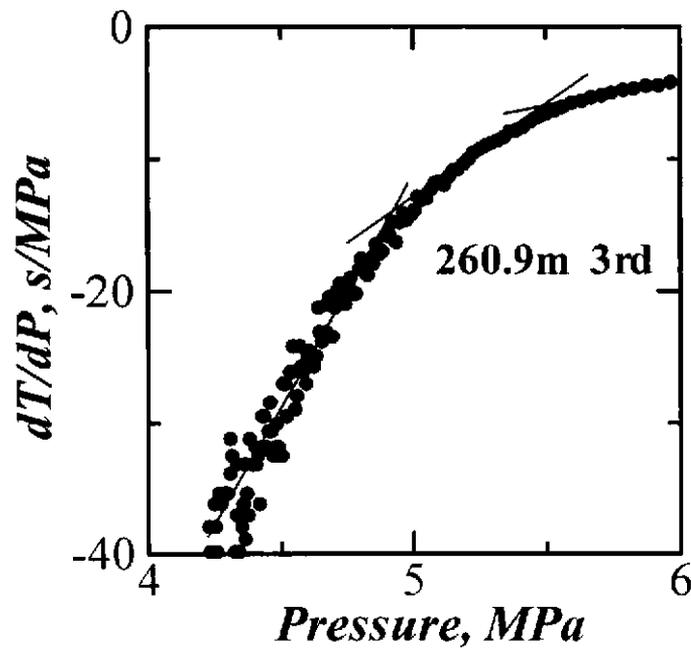
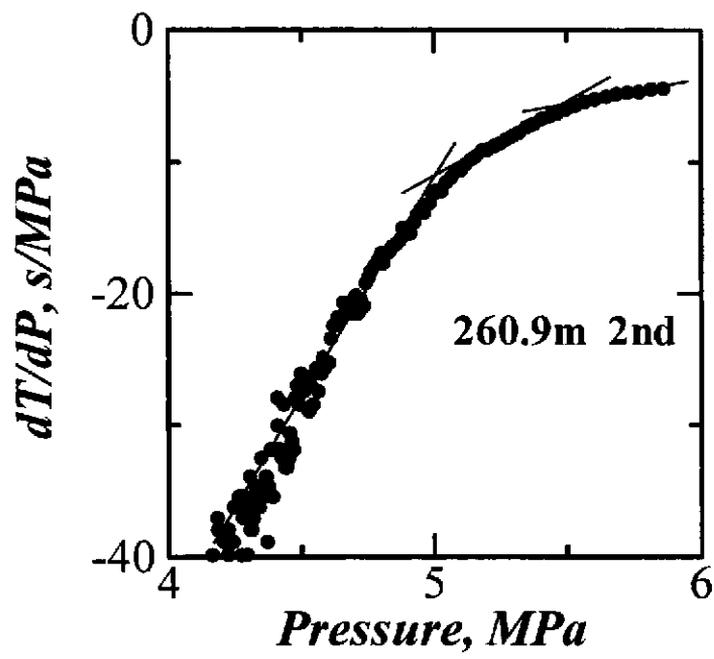
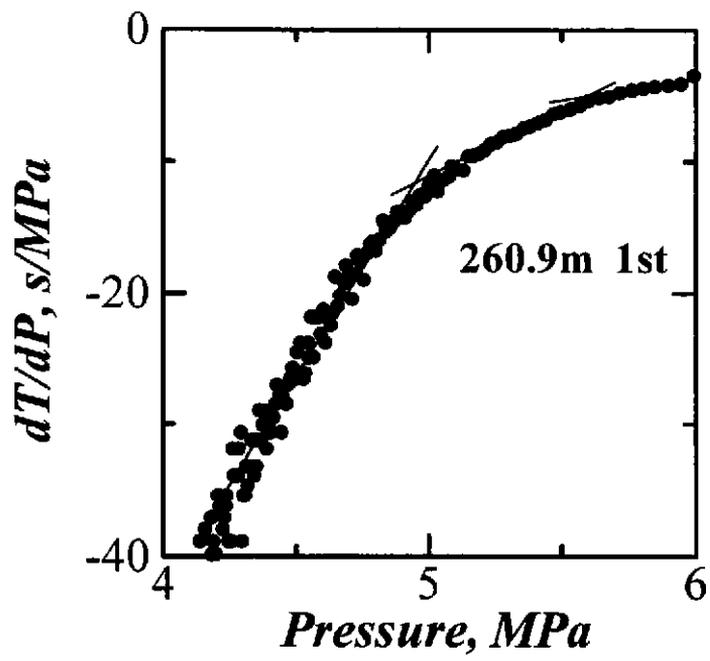


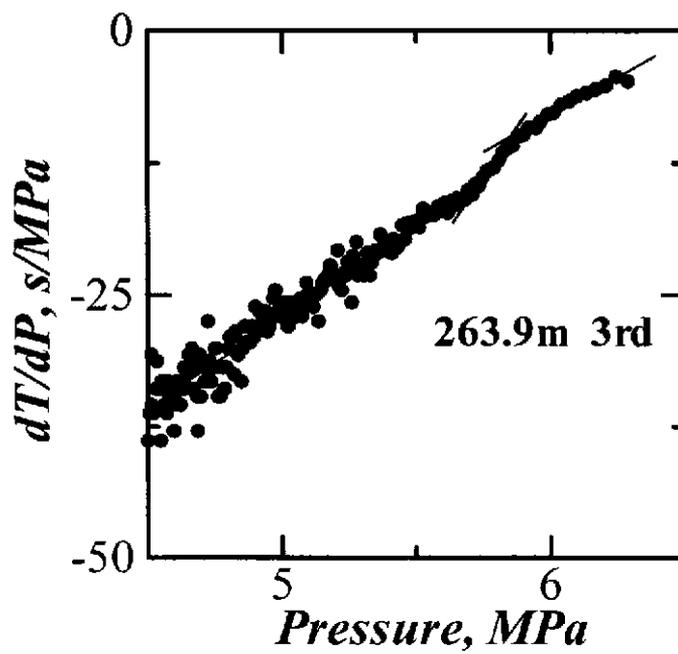
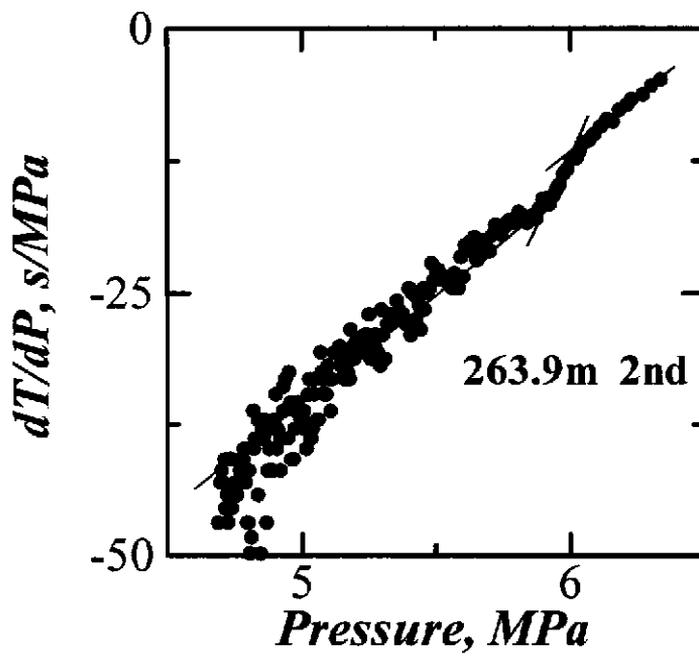
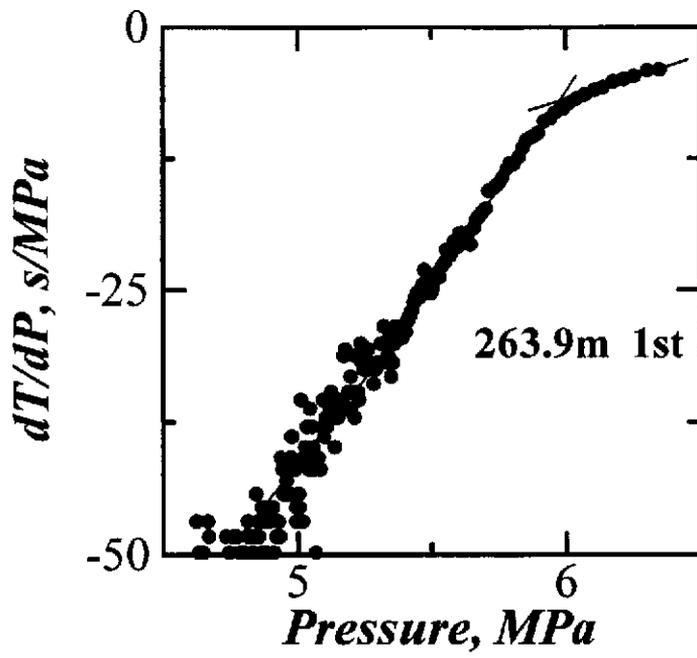






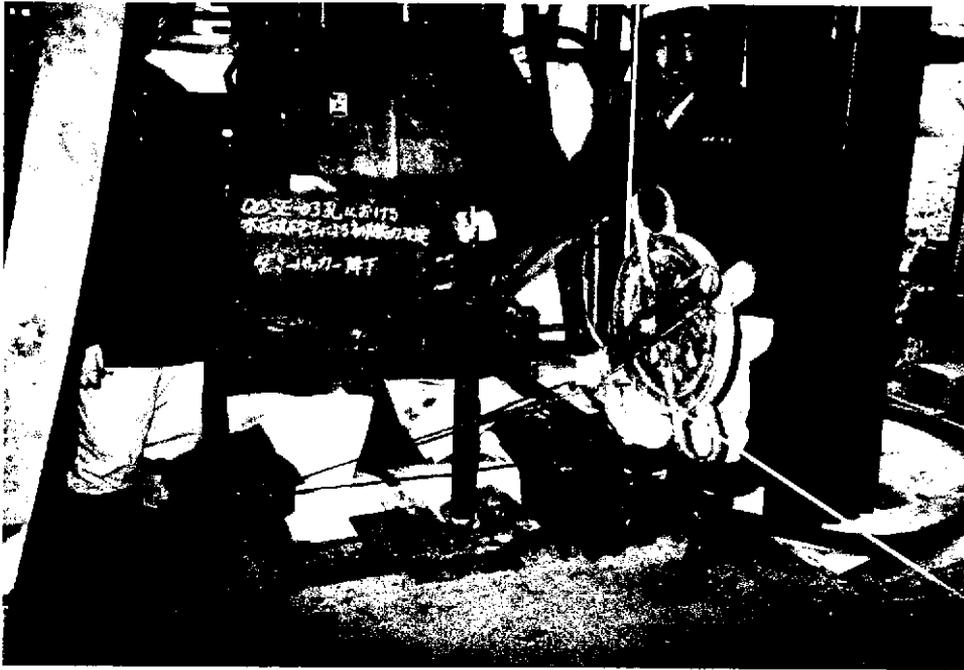




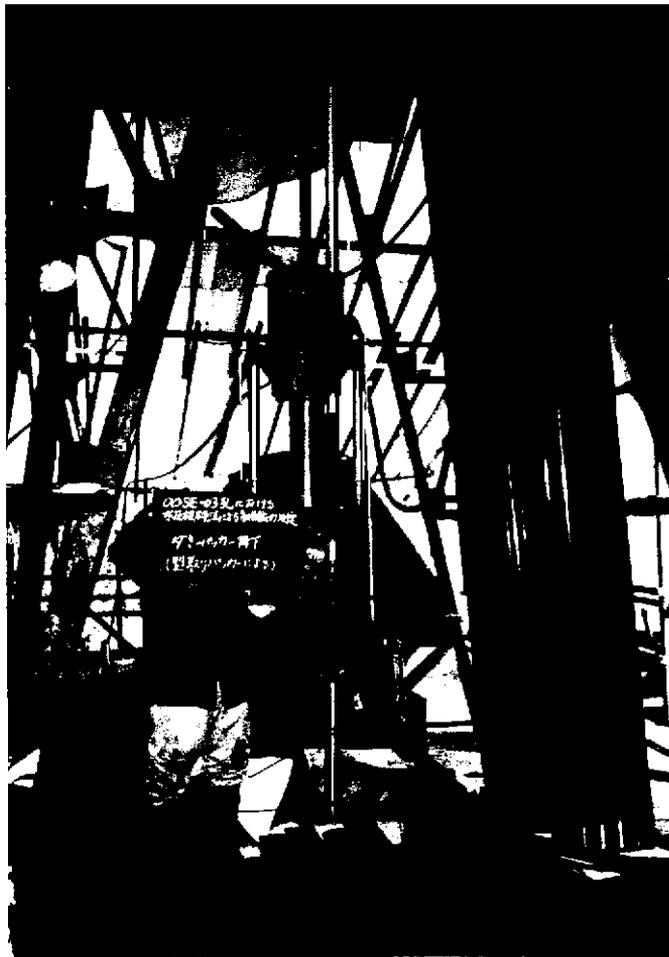


# APPENDIX V

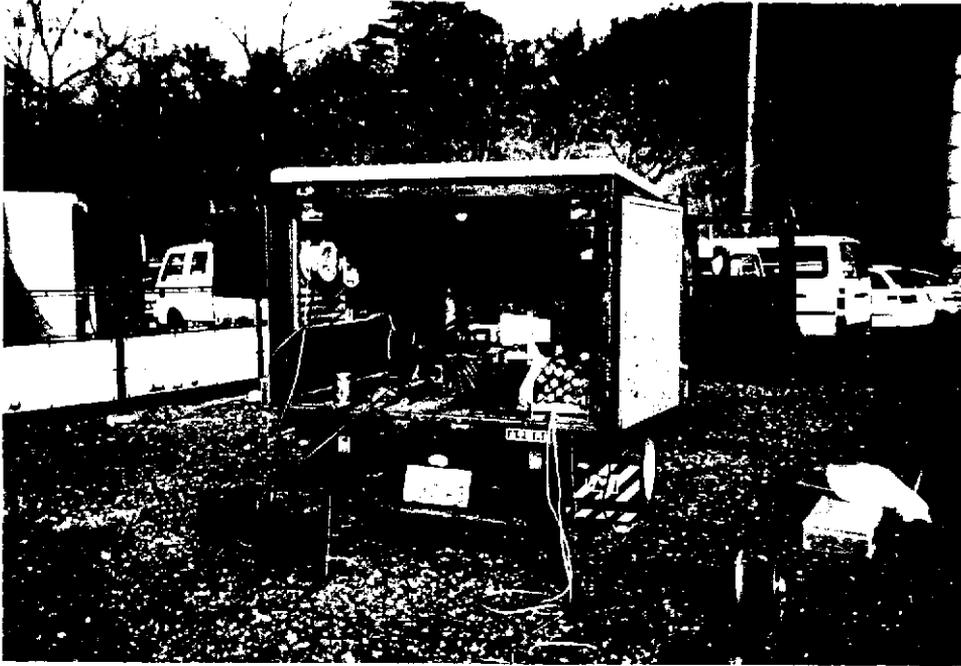
写真集



ダミーパッカー  
降下



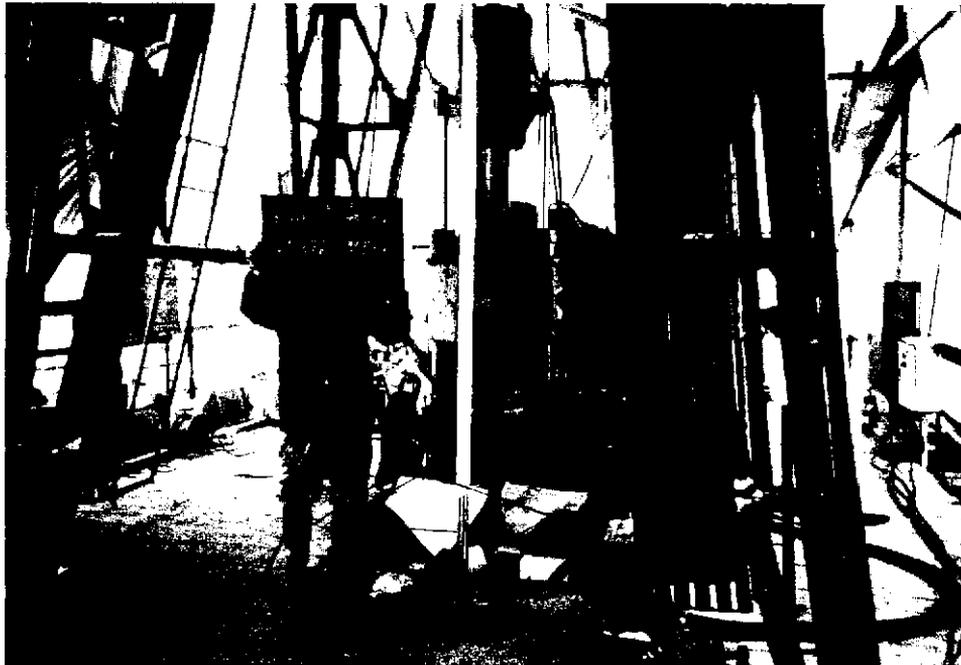
ダミーパッカー降下  
(型取りパッカーによる)



キャリパー検層  
検層車



キャリパー検層  
ゾンデ



破砕前の型取り



水圧破砕試験



破砕後の型取り