

我が国における地下岩盤内の初期地圧状態 — 応力解放法による実測データに基づく —

長 秋雄¹・国松 直^{1,*}・金川 忠²・藤井真希²・横山幸也³・小川浩司³・田仲正弘⁴

Akio Cho, Sunao Kunimatsu, Tadashi Kanagawa, Maki Fujii, Tatsuya Yokoyama, Kouji Ogawa and Masahiro Tanaka (2009) Initial rock stress state at deep underground in Japan - Based on the data measured by using stress release method -. *Bull. Geol. Surv. Japan*, vol.60(7/8), p.413-447, 52 figs, 5 tables.

Abstract: Initial rock stress has been measured to provide necessary safety information for the construction and maintenance of an underground structure. While valuable in themselves, no attempts have been made to organize these valuable but scattered data into a database-like form.

Here we reexamined the published data from 75 papers in 15 journals to extract the reported value including the information of depth, rock type, etc. at measuring points, and recalculate critical values on initial rock stress such as three-dimensional principal stress, its direction cosines and six stress components with a viewpoint as the database.

We also investigated the relations between the depth and the initial rock stress, the elevation and the initial rock stress, the rock classification and the initial rock stress, etc., for each of the three rock types (sedimentary, igneous and metamorphic).

Keywords: initial rock stress, initial stress, rock stress, stress relief method, in situ stress measurement, overcoring technique using multi-element borehole deformation gauge, overcoring technique using multi-element strain cell, horizontal crustal strain
初期地圧, 初期応力, 岩盤応力, 応力解放法, 原位置測定, 埋設ひずみ法, 埋設法, 孔底ひずみ法, 孔底法, 地殻水平歪

要 旨

初期地圧は、地下岩盤開発における地下構造物の建設・維持の安全性に必要な情報として、これまで測定されてきている。しかし、過去に実施された測定結果は非常に貴重なデータにも関わらず、データベース的な意味でそれらを収集整理した文献は見当たらない。

本論文では、過去に公表された 75 論文に掲載された初期地圧測定結果について、初期地圧の値とともに初期地圧状態の考察において必要と思われる項目（例えば、測定位置の被り深さ、岩種など）を収集・整理した。また、可能な限り測定位置の応力状態が理解できるように、公表されたデータから三次元主応力とそれらの方向余弦・6 応力成分・水平面内主応力・鉛直応力等を計算し、データベースとしての視点のもとに一覧表形式で表示した。

収録データをもとに、初期地圧と被り深さとの関係、初期地圧と測定標高との関係、初期地圧と岩級との関係などについて、岩種を区分（堆積岩、火成岩、変成岩）して検討を行った。

1. はじめに

鉱山や炭鉱・地下発電所・石油地下備蓄基地・山岳トンネルなど、資源・エネルギー・運輸の分野で、地下資源の採掘・地下施設建設・地下岩盤利用などの地下開発が行われてきた。開発技術の進展とともに、より深い深度の地下開発が可能となってきている。例えば、我が国の高レベル放射性廃棄物地層処分事業では、処分空洞を地下 300m 以深に建設することになっている。

地下空間建設や地下岩盤利用において、地下岩盤に

¹地圏資源環境研究部門 (AIST, Geological Survey of Japan, Institute for Geo-Resources and Environment)

²日特建設 (株) (Nittoc Construction Co., LTD, 13-18 Akashi, Chuo-ku, 104-0044, Japan)

³応用地質 (株) (OYO Corporation, 2-2-19 Daitakubo, Minami-ku, Saitama 336-0015, Japan)

⁴ (株)レーザック (LAZOC Incorporated, 3-40-9 Hongo, Bunkyo-ku, 113-0033, Japan)

* Corresponding author: S. KUNIMATSU, Central7, 1-1-1 Higashi, Tsukuba, Ibaraki 305-8567, Japan. Email: s.kunimatsu@aist.go.jp

作用する初期地圧状態を把握することは、それらの設計・施工・稼動・安全評価において、欠くことのできない情報である。初期地圧の測定法については、これまでに種々の方法が考案され、多くの地下施設建設サイトにおいて使用実績と改良が積み重ねられてきた。過去に実施された初期地圧測定結果は、各研究者や各機関により、学会発表や学術誌等で公表されてきている。我が国での今後の地下空間開発に向けて、これまでに公表された初期地圧測定結果を収集し、公の共有の情報としてデータベース化を図ることは意義深いと考えられる。

我々は、初期地圧測定法の中で測定値の信頼性が高い応力解放法で測定され、測定点の被り深さが100m以深のものを対象として、文献調査を行い、全62地点(埋設ひずみ法21地点、孔底ひずみ法41地点)のデータを収集した。収集したデータについては、今後の利活用を考慮して、データベース機能も有するように、データの整理と収録を行った。また、整理・収録したデータに基づき、我が国の地下深部岩盤での初期地圧状態の一般的傾向を示すために初期地圧に関連すると思われる主要な項目について、それらの関係を示した。

本論文は7章から構成され、各章の内容は次のとおりである。第2章に、関連する既往研究をまとめた。第3章では、埋設ひずみ法と孔底ひずみ法について概説した。第4章に、調査対象文献と収録項目を説明し、収録測定地点の位置と収録データ一覧を示した。第5章では、整理・収録したデータに基づき、我が国の地下深部岩盤での初期地圧状態について分析した。第6章では、初期地圧に及ぼす各種要因について、既往研究を参考に例示した。第7章において、本研究で得られた知見をまとめた。

2. 既往の研究

初期地圧測定結果に基づき我が国での応力場を評価した研究は、これまでに以下のようなものがある。

Kanagawa *et al.* (1986) は、国内23箇所の発電所建設地点における埋設ひずみ法(第3章で解説)での測定結果を報告するとともに、応力値の被り深さ分布・造構運動との関係を検討した。23測定地点の被り深さは15~510mの範囲である。この論文では、以下の点が指摘されている。

- (1) 鉛直応力は、被り圧(岩石の密度と被り深さの積)と概ね一致する。
- (2) 通常、水平最大主応力は鉛直応力より大きい場合が多い。
- (3) 三次元最大主応力の方向は、水平方向に近いものが多い。
- (4) 水平最大主応力の方向は一等三角測量結果や第四

紀活構造分布から推定される造構応力場と調和的である。

Tanaka (1986) は、地震予知研究の一環として西日本地殻応力測定班が孔底ひずみ法(第3章で解説)により測定した西日本地域の全24地点の応力値を報告するとともに、応力値の深さ分布、地域性、造構運動との関係を検討した。この論文では、以下のような点に特徴がある。

- (1) 西日本標準応力勾配式が提案された。
 - (2) 標準応力勾配式に基づき被り深さ300mでの応力値を算出して、応力値の地域的な大小が論じられた。
 - (3) 水平最大主応力の方位は、震源解析・地殻変動・活断層から推定される応力場とかなり一致する。
- 斉藤ほか(1988)は、彼らが孔底ひずみ法で測定した応力値(18地点)とKanagawa *et al.* (1986)の報告値(23地点)に基づき、応力値の被り深さ分布、造構運動との関係、岩盤の粘弾性特性からの検討などを行った。この論文では、次のような傾向が示された。
- (1) 鉛直応力の大きさは、多少のばらつきはあるものの、被り圧にほぼ等しい。
 - (2) 水平平均応力と鉛直応力の比(平均側圧比)は、被り深さ500m以浅では1前後あるいはそれ以上のもが多いが、深くなるにつれて1以下となる。
 - (3) 水平最大主応力と水平最小主応力は、どちらも被り深さとともに増大するが、その傾向には地域によって相違が見られる。
 - (4) 水平最小主応力の大きさは、自重のみが作用する弾性岩盤が水平方向に拘束された場合に得られる関係にほぼ従う。
 - (5) 水平最大主応力の方向は、第四紀活動帯の分布から推定される造構応力の方向や一等三角測量結果から求められた定常的な水平地殻ひずみの方向と傾向的によい一致を示す。

Sugawara (1997) は、自らの測定結果と上記3つの論文等の測定結果に基づき、新たに次のような傾向を指摘した。

- (1) 水平最大主応力の方位は、東北日本の東側では概ね南北方向であるが、西側(中央山岳地域)では概ね東西方向である。フォッサマグナ以西では、中央構造線に概ね平行である。
- (2) 水平最大主応力の被り深さ分布図での最大値の包絡線が、被り深さ200~300mにおいて急増する。

金川(1999)は、埋設ひずみ法での測定結果(結晶質岩石24地点と堆積岩27地点、測定の多くは被り深さ600m以浅)に基づき、初期応力状態の傾向を結晶質岩岩盤と堆積岩岩盤に分けて検討した。その結果、初期地圧の一般的な傾向として、次のような特徴を示した。

- (1) 鉛直応力は結晶質岩と堆積岩に関わらずほぼ岩盤の上載圧（被り圧）にほぼ等しい。
- (2) 三次元主応力の大きさのばらつきは、堆積岩岩盤より結晶質岩岩盤で大きい。結晶質岩岩盤では、三次元最大主応力と三次元最小主応力の差が大きい地点がある。
- (3) 最大側圧比は、結晶質岩岩盤・堆積岩岩盤ともに多くは0.8～1.8程度であるが、結晶質岩岩盤では2～3を超える地点も存在する。
- (4) 軟質な泥岩や砂岩などの地点で被り深さが200m程度までの範囲では、岩盤の自重程度の応力がほぼ等方的に生じている場合が多い。

核燃料サイクル開発機構（1999）は、自らが東濃地域や釜石鉾山で取得した応力データと文献調査で収集した鉛直応力と水平平均応力の両方が揃っているデータ49件から応力値と被り深さとの関係式を導き、次のような特徴を指摘した。

- (1) 鉛直応力については、ばらつきが大きいものの、岩石の単位体積重量を 2.7gf/cm^3 とした被り圧で近似される。
- (2) 平均側圧係数は、深度の増加とともに小さくなり、1前後に近づく傾向を示す。

Yokoyama *et al.* (2003) は、Kanagawa *et al.* (1986) 及び斉藤ほか（1988）により公表されていたデータに、彼らが実施した応力解放法による33測定データとAE/DRA法による35測定データを追加して、応力状態を検討した。それまで測定例が少なかった被り深さ600m以深において、被り深さ約1600mまでの測定データが12例（応力解放法2例、AE/DRA法10例）追加されている。初期地圧の一般的な傾向として、次のような傾向が指摘されている。

- (1) 鉛直応力は、被り深さの関数とみなすことができる。特に堆積岩で直線性がよい。ただし、山岳地域で被り深さ100m以浅の測定地点では、被り圧と比較してより大きい鉛直応力が見られることがある。
- (2) 水平応力も被り深さの関数とみなすことができるが、非線形に増加する。結晶質岩では、堆積岩と比べ応力値のばらつきが大きい。
- (3) 最大側圧係数は、浅部において1より大きいが、被り深さ増加とともに減少する。
- (4) 半数以上の測定地点の水平最大主応力の方位は、三角測量により得られた地殻歪の方向と概ね一致している。

水圧破碎法による応力測定結果に基づき我が国での応力場を評価した研究には、次のようなものがある。

Tsukahara and Ikeda (1987) は関東・東海地域の15地点で測定した応力値を報告するとともに、応力値と地質構造及びプレート運動との関係を検討した。

塚原・池田（1989）は、堆積軟岩岩盤（密度 24kN/m^3 以下）で測定された応力値を検討し、堆積軟岩岩盤では応力値は深さの増加とともに単調に増加しており、その原因が岩盤内に存在する亀裂面での摩擦すべりによるとする「臨界降伏応力モデル」を提唱した。

長（2000）は、文献調査により収集した国内23地点の水圧破碎法による測定データに基づき、次のような特徴を指摘した。

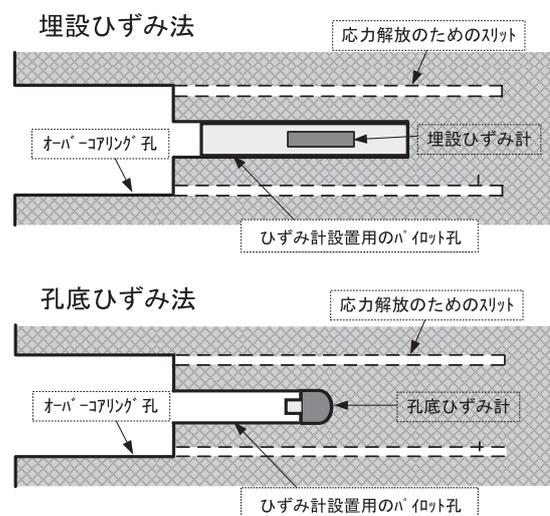
- (1) 軟岩での応力値が岩盤密度と正相関する。
- (2) 硬岩岩盤での応力値の深さ分布には不連続なステップ状の増加がみられる。

Ito *et al.* (1999) は、従来の水圧破碎試験において加圧系での亀裂再開口時の圧力変化の数値シミュレーションを行い、亀裂再開口圧を用いて算出された水平最大主応力の大きさには、最大で±50%の誤差があると指摘した。したがって、これまでの水圧破碎法による初期地圧測定結果については、この点での留意が必要である。

3. 初期地圧測定法

3.1 応力解放法の種類と特徴

本論文で文献調査の対象とした初期地圧測定法は、応力解放法を原理とする手法のうちの埋設ひずみ法と孔底ひずみ法の2種類である（第3.1図）。海外や国内の一部では応力解放法に分類される孔壁ひずみ法や孔径変化法の適用例も見られるが、国内では上記2種類の手法による測定例が圧倒的に多い。以下に、埋設ひずみ法と孔底ひずみ法の特徴についてその概要を述べる。



第3.1図 応力解放法の測定概念図

3.1.1 埋設ひずみ法

埋設ひずみ法は、柔らかいモールド材に配置された多成分型埋設ひずみ計を測定用ボーリング孔内にセメントミルクで埋設・固着させ、その後実施する大口径オーバーコアリングによる応力解放時のボーリング孔の孔径方向変位、孔軸方向変位および斜め方向変位の変化を測定するものである。そして、その変化量に対応する応力を弾性論によって求める。

この方法の特徴は、ひずみ計を測定用ボーリング孔内に直接埋設して固着させるため、軟岩から硬岩までの幅広い測定対象に適用できること、およびオーバーコアリングによって回収されたコアに静水圧を作用させてひずみ計それぞれについて岩盤の異方性等も含んだ応力変換係数（ひずみ感度係数）を求める点にある。これらにより、軟岩から硬岩まで同じ手法で、しかも岩盤特有の異方性がある程度考慮された結果として、応力の最確値が得られる。

手法の開発経緯に伴い、次の2つの方法が順に開発されている。

[5成分型ひずみ計を用いる方法]

測定のやり易さと二次元応力の測定を目的として、金川ほか（1975）により開発された方法である。測定に用いる多成分型埋設ひずみ計は、測定用ボーリングの孔径方向4成分と孔軸方向1成分の合計5成分のひずみ計を組み合わせたもので、それを1セットとしている。1測点で孔軸に直交する面内の二次元応力が測定できる。

三次元応力を求めるためには、通常3方向以上の測定用ボーリングを実施し、それぞれの孔内での方向別ひずみ測定結果を後述する観測方程式に代入して、応力の最確値を求める。

[8成分型ひずみ計を用いる方法]

その後、1測点での三次元応力の測定を目的として、金川ほか（1986）により開発された方法である。第3.2図は8成分型埋設ひずみ計の概観図である。ボーリングの孔径方向4成分と斜め方向4成分の合計8成分の

ひずみ計が組み合わされている。現在では、前述の5成分型はほとんど適用されず、この8成分型が多用されている。

ただし、埋設ひずみ法に用いる8成分型埋設ひずみ計はその長さが約30cmと比較的長いので、割れ目間隔が40cm以上の良好な岩盤を測定対象として選定する必要がある。埋設ひずみ法は我が国で独自に開発された地圧測定法であり、国内の地下発電所や原子力発電所の立地調査に多くの実績を残している。

3.1.2 孔底ひずみ法

孔底ひずみ法は、小口径ボーリング孔の孔底面を研磨し、孔底面に多成分のひずみゲージがモールドされた多素子ゲージを貼付し、その後の大口径のオーバーコアリングによる応力解放時のひずみから、弾性論に基づき応力成分を決定するものである。手法の開発経緯に伴い、以下の3つの方法が順に開発されている。

[平面孔底ひずみ法]

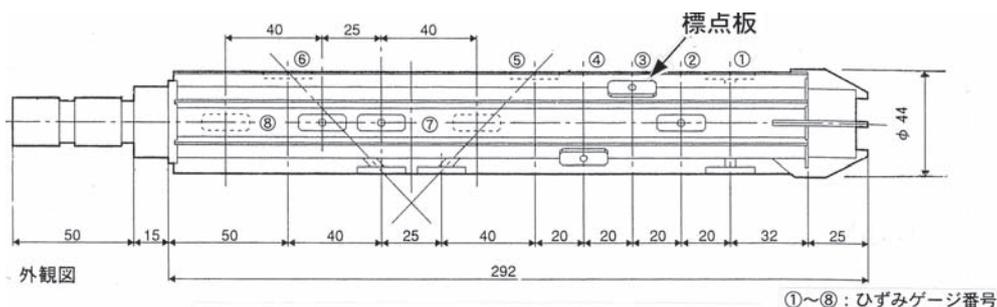
Oka *et al.* (1979) はボーリング孔の孔底を平面状に平滑に研磨し、そこに貼付した8素子ゲージを用いて1つのボーリング孔のみで理論的に6個の独立な応力成分を決定できる方法を開発した。しかし、孔底が平面のため孔軸方向の応力成分に関する測定感度が低く、これを補強するために2~3方向のボーリングを追加実施して測定することを推奨した。

[球状孔底ひずみ法]

菅原ほか（1984）は、これを改善するために、半球面状に研磨した孔底に16素子ゲージを貼付する球状孔底ひずみ法を開発した。これにより理論的には1測点で三次元応力の測定が可能となり、前記の平面孔底ひずみ法は用いられなくなった。

[円錐孔底ひずみ法]

その後、小林ほか（1990）は、孔底を円錐に研磨し、そこに16または24素子ゲージを貼付する円錐孔底ひずみ法を提案した。球状孔底ひずみ法のように孔底を



第3.2図 埋設ひずみ法に用いる8成分型埋設ひずみ計の外観図（金川ほか（1986））

球状に研磨するよりも円錐に研磨の方が施工性が良く、またゲージの接着性も優れていることから、球状孔底ひずみ法より円錐孔底ひずみ法の適用が多くなっている。

また、坂口ほか（1991）は、円錐孔底ひずみ法で測定用ボーリング孔と同一口径のオーバーコアリングを行うコンパクトオーバーコアリング法を提案している。第3.3図が16素子円錐孔底ひずみ計の概要図である。

これらの方法は、いずれも、多成分のひずみゲージがモールドされた柔らかい多素子ゲージをボーリング孔の孔底に接着するものである。特に、球状孔底ひずみ法や円錐孔底ひずみ法は、ひずみゲージの接着面が3次元的な形状であるため、1方向のボーリング孔のみの測定においても測定の感度が小さくなる方向が無く、3次元の応力状態を精度よく、効率よく測定することができる。

一方、多素子ゲージを孔底に接着する作業上の制約から、接着剤が有効に機能しない軟質な泥岩などを対象とするときや、下向き孔の孔底でボーリングの掘削くずが沈殿しそれが完全に除去しきれない場合などでは、測定が困難となる場合がある。また、同じ応力解放に対する孔底のひずみ変化は、埋設ひずみ法で測定対象としている孔径変化に比べて非常に小さい。そのため、被り深さが浅く応力が小さい場所や非常に硬質な岩石の場所では、測定ひずみが小さ過ぎて有意な値として得られない場合がある。

3.2 応力解放法による初期地圧算出方法

現在用いられている応力解放法に共通する観測方程式は、求めたい6応力成分（ $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ ）を未知数とする6元の連立一次方程式（式（3.1））である。式（3.1）において、 $\{\varepsilon\}$ は測定されたひずみ、 $[B]$ は係数マトリックス、 $\{\sigma\}$ は6応力成分を表す。

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\sigma\} \quad (3.1)$$

通常は未知数 $\{\sigma\}$ の数より多くのひずみ $\{\varepsilon\}$ を測定することになるため、測定数と同数の観測方程式を6元連立一次方程式に正規化して未知数を求める。最小二乗法を用いると、残差方程式は次のように表わすことができる。

$$\{V\} = \{\varepsilon\} - [B] \{\sigma\} \quad (3.2)$$

残差の平方和が最小という条件は次のようになる。

$$[B]^T \{V\} = 0 \quad (3.3)$$

式（3.2）および式（3.3）より、以下の連立方程式を解いて6応力成分（ $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ ）の最確値を求める。

$$[B]^T \{\varepsilon\} = [B]^T [B] \{\sigma\} \quad (3.4)$$

$$\{\sigma\} = [[B]^T [B]]^{-1} [B]^T \{\varepsilon\} \quad (3.5)$$

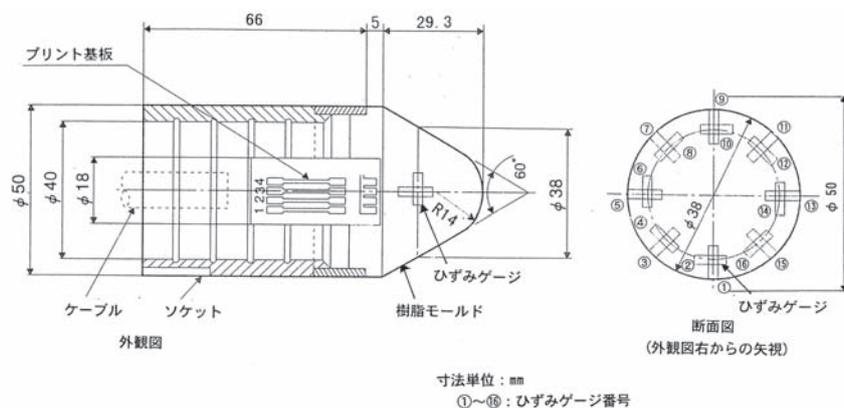
4. 文献調査・収集と整理

4.1 調査対象文献

一般公開されている論文を調査対象とし、計75編の論文から初期地圧測定に関する情報を収集した。調査対象とした文献を次に示す。

- ・電力土木 No.161（1979年7月）～No.308（2003年11月）
- ・岩の力学国内シンポジウム講演論文集 第1回（1964年）～第11回（2002年）
- ・岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 第1回（1962年）～第32回（2003年）
- ・地震学会講演予稿集 1973年度～1989年度
- ・地震予知連絡会会報 Vol. 23（1980年2月）～Vol. 56（1996年8月）
- ・その他

Proceeding of the Third International Symposium on



第3.3図 孔底ひずみ法に用いる16素子円錐孔底ひずみ計（坂口ほか（1991））

Rock Stress RS KUMAMOTO '03, Kumamoto, JAPAN (2003)

応用地質学会 研究発表会 平成 17 年度

応用地質 16 巻 4 号 (1975 年 10 月)

土木学会 年次学術講演会講演概要集 平成 14 年度

土木学会論文報告集 第 394 号 (1988 年 6 月)

京都大学防災研究所年報 第 33 号 (1990 年 2 月)

In-Situ Characterization of Rocks, edited by Sharma V.M. and Saxena K.R., OXford & IBH Publ., pp.247-285, (2002)

地震 第 2 輯 (1985 年)

引用した文献一覧を、第 4.1 表に示す。なお、文献は年代順とし、表中の「地点通し No.」は、第 4.3 表に示す収録データ一覧の通し番号に対応する。

4.2 収録結果

4.2.1 収録項目

応力解放法による初期地圧測定に関する既存情報の収録項目とその説明を、第 4.2 表に示す。なお、応力値は圧縮を正とする。また、単位は SI 単位に統一した。

4.2.2 収録データ一覧と注記事項

収録データ一覧を、第 4.3 表に示す。

本論文に収録した初期地圧測定数は 62 例 (全 54 地点) であり、測定法別では埋設ひずみ法による測定が 21 地点 (21 例)、孔底ひずみ法による測定が 33 地点 (41 例) である。

なお、収録データの扱いについて注記すべき点を次に述べる。

1) Tanaka (1986) と斎藤ほか (1988) の扱い

Tanaka (1986) と斎藤ほか (1988) の測定結果について、表中に記載されている地点のうちいくつかは重複しており、同一地点でも著者によって数値が異なっている場合がある。その場合はそれぞれの著者の解析結果を尊重し、地点番号に「a」、「b」を付加して両者の数値を記載した。

2) 西日本地殻応力測定班の改定値について

西日本地殻応力測定班による測定結果は、測定が実施されるたびに地震予知連合会会報に報告されている。小笠原 (1984) はこれらの測定作業やデータ解析の問題点を指摘し、小笠原・中島 (1985) はこれらの問題点を詳細に検討して測定結果の改定方法を示した。これに従い、西日本地殻応力調査班 (1994) に総合的に再解析された改定値が示されている。そのためここでは、この改定値を収録した。

3) 方位について

方位については真北を原則とした。ただし、不明なものは真北として扱った。

4) 応力値の決定方法について

第 4.3 表に収録した応力値は次の方法で決定した。

1. 三次元主応力値と方向を論文から転載した。ただし、文献中の記載が東西軸を基準としない場合 (例：建物軸を基準とする場合) は東西軸基準に変換した。
2. 三次元主応力値から 6 応力成分を算出した。
3. 鉛直応力値と水平面内主応力値については論文記載値を収録し、記載されていないものについては 6 応力成分から算出した。

4.2.3 初期地圧測定位置及び概要

本論文に収録した初期地圧測定位置 (全 54 地点・62 例) を第 4.1 図に示す。この図に示されるように、初期地圧測定箇所は本州中央部に多い。

測定位置の岩石区分は火成岩 30 例、堆積岩 16 例・変成岩 13 例・不明 3 例であり、岩級区分は $C_M \sim C_L$ 級 1 例・ $C_M \sim C_H$ 級 3 例・CH 級 9 例・ $C_H \sim B$ 級 8 例・B 級 5 例・ $B \sim A$ 級 3 例、不明 33 例である。埋設ひずみ法での岩石区分と岩級区分毎の測定事例数を第 4.4 表に、孔底ひずみ法でのそれを第 4.5 表に示す。孔底ひずみ法での測定では、岩級区分の記載が少ない。

測定位置の被り深さは、600m 以浅が 52 例であり全体の 84% を占める。被り深さ 600m 以深での測定は 10 例で、うち 8 例での岩石区分は変成岩 (片麻岩・片岩・ホルンフェルス) である。

5. 収録データの分析

収録データに基づき、従来指摘されてきた応力状態の主な傾向、特徴等を考慮して、次の項目に関して分析・考察を行った。

- 5.1 水平最大主応力の方位と地殻水平歪短軸の方位の比較
- 5.2 初期地圧と地殻水平歪の関係
- 5.3 鉛直応力値・水平応力値と被り深さの関係
- 5.4 三次元主応力値と被り深さの関係
- 5.5 応力値と測定標高の関係
- 5.6 三次元応力比と最小主応力の傾斜角の関係
- 5.7 岩級との相関

5.1 水平最大主応力の方位と地殻水平歪短軸の方位の比較

この節では、初期地圧の水平最大主応力成分の方位と国土地理院が公表している過去約 10 年間 (1994-1985) の地殻水平歪のうちの地殻水平歪短軸との比較を考察する。

収録した初期地圧測定位置が分布する北海道南西部から九州にかけての、地圧測定位置とそこでの水平最大主応力の方向と大きさを説明する。第 5.1 図～第 5.4

第4.1表 文献一覧 (1/3)

著者	タイトル	出典	地点 通しNo.
御牧陽一 (1973)	新高瀬川地下発電所地点における初期地圧の測定結果について	第8回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 67-71	21
平松良雄・岡 行俊・伊藤英文・田中 豊 (1973)	岩盤内の地山応力と地学的に推定される地殻応力との関連について	第4回岩の力学国内シンポジウム講演集, 157-162	21
堀義直 (1975)	新高瀬川地下発電所地点の地質と初期地圧の測定結果について	応用地質16巻4号, 19-26	21
岡 行俊・斎藤敏明・柳谷 俊・亀岡美友・石田 毅・田中豊・行竹英雄・中島 健 (1979)	応力解放による地殻応力の測定 - 柵原及び平木鉦山における測定 -	地震学会講演集 1979年度春季大会, 190	43b,44
山下正義 (1979)	奥吉野水力発電所の設計と計測について	第12回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 76-80	47
田中 豊・斎藤敏明・藤森邦夫・石田 毅・中島 健・故岡行俊 (1980)	応力解放による地殻応力の測定(2) - 佐々連鉦山における測定 -	地震学会講演集 1980年度春季大会, 179	49b,50b
田中 豊・斎藤敏明・中島 健・玉井昭雄 (1980)	応力解放による地殻応力の測定(3) - 明延鉦山における測定 -	地震学会講演集 1980年度秋季大会, 239	37b,38b
中山謙治・糸賀郁雄・垣見浩志 (1980)	本川発電所の計画と調査について	電力土木No.167, 15-33	51
西日地殻応力調査班(1980)	応力解放法による地殻応力測定 (1)四国・佐々連鉦山	地震連絡会会報 Vol.23, 155-159	49a,50a
石田 毅・斎藤俊明・玉井昭雄 (1981)	急峻な山岳地帯での岩盤内応力測定例と地殻応力の関係	地震学会講演集 1981年度秋季大会 1981年度秋季大会, 24	17
小笠原 宏・中島 健・田中 豊・玉井昭雄・斎藤敏明 (1981)	応力解放による地殻応力の測定(5) - 岐阜県神岡鉦山における測定 -	地震学会講演集 1981年度秋季大会, 23	27b
御牧陽一 (1981)	今市地下発電所の設計	電力土木No.173, 24-38	14,15
垣見浩志・中島 弘・武山正人 (1981)	本川発電所の設計と工について (I 片岩地帯における地下発電所)	電力土木No.170, 27-42	51
酒井賢一・南部節雄・釜野進道 (1981)	高見発電所の設計と施工について	電力土木No.174, 31-48	4
中島 健・田中 豊・玉井昭雄・斎藤敏明 (1981)	応力解放による地殻応力の測定(4) - 福井県中竜鉦山における測定 -	地震学会講演集 1981年度春季大会, 122	29b
西日地殻応力調査班(1981)	応力解放法による地殻応力測定 (2)近畿・明延鉦山 (3)中部・中竜鉦山	地震連絡会会報 Vol.26, 245-250	29a,37a,38a
石田 毅・金川 忠・日比野 敏(1982)	応力解放法による地殻応力測定に関する二・三の考察(二種類の方法による測定結果に基づいて)	地震学会講演集, 207	33,34,40
小笠原 宏・中島 健・田中 豊・玉井昭雄・斎藤敏明 (1982)	応力解放による地殻応力の測定(6) - 京都府大谷鉦山における測定 -	地震学会講演集 1982年度春季大会, 113	42b
須田 稔・千川重之・小野 弘・中沢一孝 (1982)	今市揚水式発電所の見学会に参加して	電力土木No.181, 137-139	14,15
中島 健・小笠原 宏・田中 豊・玉井昭雄・斎藤敏明 (1982)	応力解放による地殻応力の測定(7) - 和歌山県長峰トンネルにおける測定 -	地震学会講演集 1982年度秋季大会, 209	48
西日地殻応力調査班(1982)	応力解放法による地殻応力測定 (5)近畿・大谷鉦山 (6)近畿・長峰トンネル	地震連絡会会報 Vol.28, 289-295	42a,48
三宅清士・堀口潤一・西脇芳文 (1982)	玉原地下発電所の空洞周辺岩盤挙動計測結果について	第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 121-125	16
御牧陽一・蔵持慈男・工藤奎吾 (1983)	今市地下発電所の工と空洞周辺岩盤の挙動について	電力土木No.185, 47-63	14,15
小石川譲治・横川三雄・弥 重茂 (1983)	俣野川発電所の設計と施工 (II 地下発電所について)	電力土木No.183, 18-30	39
西日地殻応力調査班(1983)	応力解放法による地殻応力測定 (7)近畿・城見台トンネル, (8)近畿・宝殿採石場	地震連絡会会報 Vol.30, 361-367	45
西日地殻応力調査班(1984)	応力解放法による地殻応力測定総合報告1979-1983	地震連絡会会報 Vol.32, 403-406	27a,29a,37a,38a,42a,43a,45,48,49a,50a
藤本順一・久田幹夫 (1984)	天山地下発電所の設計と施工について	電力土木No.189, 73-83	53

第4.1表 文献一覧 (2/3)

著者	タイトル	出典	地点 通しNo.
小笠原 宏・中島 健(1985)	8素子ゲージ法による地殻応力測定結果の改定	地震 第2輯 第38巻, 103-113	27a,29a,37a,38a,42a,43a, 45,48,49a,50a
Yutaka TANAKA (1986)	STATE OF CRUSTAL STRESS INFERRED FROM IN SITU STRESS MEASUREMENTS	J. Phys. Earth, 34, Suppl., S57-S70, 317-330	5,18,48
松永烈・日比谷啓介・厨川道雄・小林秀男・小杉昌幸・渥美博行 (1986)	水圧破砕法による三次元地圧原位置測定結果について	第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 266-270	14,15
金川忠・山清彦・田中達吉・横山幸也 (1987)	AE法と変形率変化法を併用した室内試験による地圧測定	第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 193-198	41
石井清 (1988)	蛇尾川揚水発電所の計画概要	電力土木No.212, 104-111	13
斎藤敏明・石田毅・寺田孚・田中豊 (1988)	実測結果に基づくわが国の地下岩盤内の初期地圧状態の検討	土木学会論文報告集 第394号 III-9, 71-78	5,6,18,19,20,22,27b,29b, 37b,38b,42b,43b,44,46,4 9b,50b
田中達吉・横山幸也 (1989)	神岡鉱山における電中研式初期地圧測定結果	第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 206-210	23
田中豊・藤森邦夫・竹内智一(1990)	平木鉱山, 宝殿採石場および土橋鉱山における地殻応力測定	京都大学防災研究所年報 第33号B-1, 1-15	43a
西日地殻応力調査班(1990)	3次元応力の測定と応力深度勾配の測定 - 平木鉱山および土橋鉱山 -	地震連絡会会報 Vol.44, 397-406	43a
望月常好・斉藤義信・石山宏二・亀岡美友 (1990)	雁坂トンネルにおける山はね現象	第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 139-144	30
山厚博・前島俊雄 (1990)	蛇尾川揚水発電所地下発電所の情報化設計システムについて	電力土木No.225, 39-53	13
原田稔・片山武・矢田篤 (1991)	大河内水力発電所地下発電所空洞の設計と工	電力土木No.230, 46-57	41
前島俊雄・伊東雅幸 (1991)	蛇尾川揚水発電所地下発電所空洞の設計と工実績について	電力土木No.232, 25-35	13
前島俊雄・富田敦紀 (1992)	大規模地下空洞の掘削時の挙動実績	第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 326-330	13
西日地殻応力調査班(1993)	平木鉱山の3次元地殻応力の再測定と応力変化	地震連絡会会報 Vol.50, 596-600	43a
船戸明雄・横山幸也・竹村友之・平林豊 (1993)	CSIRO法による初期地圧測定	第25回岩盤力学に関するシンポジウム, 526-530	24,25
上條實 (1994)	葛野川発電所の計画概要	電力土木No.252, 30-35	35
坂口清敏・菅原勝彦・永久和正・金田勉 (1994)	円錐孔底ひずみ法の不均質岩盤への適用と考察	第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 229-234	26
玉井昭雄・三上哲司・秋好賢治 (1994)	トンネル掘削による不連続性岩盤の三次元的力学挙動の研究	第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 605-610	26
西日地殻応力調査班(1994)	地殻応力測定総合報告(1979~1993年)	地震連絡会会報 Vol.51, 703-711	27a,29a,37a,38a,42a,43a, 44,45,48,49a,50a
菅原勝彦・張鉉國・黄醒春(1995)	直交異方性球殻モデルによる初期応力解析	Journal of MMIJ, Vol.111, 1001-1006	7,8,9,10
竹村友之・藤井伸一郎・中川哲夫・横山幸也 (1995)	大規模空洞掘削における岩盤挙動の計測結果	第26回岩盤力学に関するシンポジウム, 291-295	23,24,25
野口義文・張鉉國・高原弘幸・尾原祐三 (1995)	釜石鉱山における初期応力状態に関する研究(第1報)	第26回岩盤力学に関するシンポジウム, 181-185	7,8,9,10
倉橋稔幸・稲崎富士・中村康夫・竹林征三 (1996)	雁坂トンネルにおける岩盤応力計測	第27回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 306-310	30
菅原勝彦・尾原祐三(1996)	地殻応力の一般傾向	資源・素材講演集 1996年秋季大会, 1128-1133	7,8,9,10
防災科学技術研究所(1996)	兵庫県南部地震の震源域近傍における地殻応力繰返し測定的设计について	地震連絡会会報 Vol.56, 506-509	43a

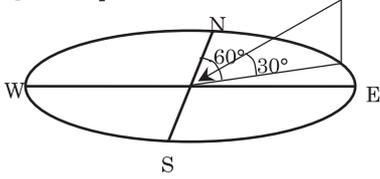
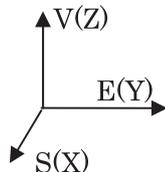
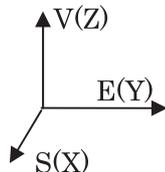
第4.1表 文献一覧 (3/3)

著者	タイトル	出典	地点 通しNo.
天野喜久男・沢田隆・小林順二 (1997)	圧縮空気エネルギー貯蔵ガスタービン発電システムー圧縮空気地下貯蔵設の設計についてー	電力土木No.267, 87-95	1
田中征夫 (1997)	小丸川発電所の計画と調査設計	電力土木No.282, 29-33	54
畠山昭・小山俊博・小松崎勇一 (1997)	葛野川発電所地下発電所空洞の支保設計並びに掘削時挙動	電力土木No.270, 28-33	35
打田靖夫・平川芳明・石田毅 (1998)	現場計測による大規模地下空洞掘削時の不連続性岩盤の挙動	第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 587-592	41
宇野晴彦・田坂嘉章・大森剛志・工藤奎吾 (1998)	空洞掘削時岩盤計測に基づく周辺岩盤のゆるみ領域の評価	第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 605-610	35
西脇芳文 (1998)	神流川発電所の計画と調査・設計の概要	電力土木No.273, 20-25	28
核燃料サイクル開発機)	釜石現位置試験総括報告書	I 23-I 39	11,12
高木慎悟・合田佳弘・西吉伸 (1999)	CAES-G/T圧縮空気地下貯蔵設掘削時の岩盤調査について	第29回岩盤力学に関するシンポジウム, 101-105	1
高玉佳育 (2000)	京極発電所の計画と調査・設計	電力土木No.286, 88-92	2,3
津崎高志・本江誠治・高木慎悟・合田佳弘 (2000)	CAES-G/T圧縮空気地下貯蔵設建設地点のスレーキング特性と施工への対処	第30回岩盤力学に関するシンポジウム, 78-82	1
中西昭友・福田和寛・中山義紀・合田佳弘 (2000)	CAES-G/T圧縮空気地下貯蔵設建設地点の2層岩盤モデル逆解析による岩盤物性値の検討	第30回岩盤力学に関するシンポジウム, 83-87	1
中山義紀・高木慎悟・合田佳弘 (2000)	CAES-G/T圧縮空気地下貯蔵設建設地点の岩盤調査結果と周辺岩盤特性の考察	第30回岩盤力学に関するシンポジウム, 73-77	1
九州電力(株)小丸川発電所建設所 (2001)	小丸川発電所建設所だより	電力土木No.294, 120-121	54
前島俊雄・森岡宏之・平井秀幸 (2001)	神流川発電所地下発電所空洞掘削における情報化設計施工	電力土木No.291, 16-20	28
前島俊雄・森岡宏之・伊東敏彦 (2001)	神流川発電所地下発電所空洞掘削におけるゆるみ領域制方策	電力土木No.295, 35-39	28
Obara Yuzo and Sugawara Katsuhiko (2002)	Characteristics of Rock Stress Measured by Stress Relief Method in Japan	In-Situ Characterization of Rocks, OXford & IBH Publ., 247-285	52
鶴田正治・河原田寿紀・日高英介 (2002)	小丸川地下発電所の設計解析と情報化工計画	電力土木No.300, 114-118	54
豊田耕一・田坂嘉章・宇野晴彦・前島俊雄・日比野悦久 (2002)	地下発電所空洞掘削時挙動評価への三次元ひずみ軟化解析の適用	第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集	28
中島貴弘・前田信行・杉原弘造・佐藤稔紀・金川忠 (2002)	坑道掘削による応力状態の変化についてー応力解放法による初期応力と2次応力測定結果の比較ー	平成14年土木学会 年次学術講演会講演概要集	36
Ishiguro Y., Nishimura H., Nishino K. & Sugawara K.(2003)	Rock stress measurement for design of underground powerhouse and considerations	Proceeding of The Third International Symposium on Rock Stress RS KUMAMOTO '03, Kumamoto, JAPAN, 491-498	31,32,33,34,40
鈴木一巳・永孝志・小山俊・八嶋和幸 (2003)	京極地下発電所の調査・設計	電力土木No.305, 11-15	2,3
鈴木一巳・高橋武・知康男・大森融 (2005)	京極発電所における初期地圧測定の実例	応用地質学会 平成17年度研究発・C249-252	2,3

第 4.2 表 収録項目 (1/2)

	収録項目	説明
①	No	・緯度の大きい地点(北)から順の通し番号 ・緯度が同じ地点に関しては経度が大きい順（東から） ・同一地点で 2 つの数値を収録している場合は「a」「b」を付加（4.2.2 項参照）
②	測定法	埋設ひずみ法・孔底ひずみ法の別
③	測定年	測定が複数年に渡る場合は，開始した年
④	測定位置	・測定位置の緯度・経度（分まで） ・文献中の位置図から特定 ・位置図が示されていない地点に関してはおおよその位置
⑤	測定標高	・測定位置の標高 ・文献中に記載がある地点はその数値を，記載のない地点の一部は測定地点の地表標高と被り深さから算出
⑥	岩種	測定位置の岩種
⑦	岩石区分	岩種を火成岩・堆積岩・変成岩の 3 種に区分
⑧	岩級区分	文献中に記載がない地点は空欄
⑨	岩石の一軸圧縮強度	
⑩	岩石の弾性係数	
⑪	岩盤の弾性係数	
⑫	密度(ρ)	文献中に記載がない場合はその岩種の一般的な密度
⑬	被り深さ(h)	・測定位置の地表からの深さ ・複数の文献で数値が異なる場合は，有効桁数の多いものを採用
⑭	ph	岩石の密度と被り深さの積

第4.2表 収録項目 (2/2)

⑮	鉛直応力(σ_v)	<ul style="list-style-type: none"> ・文献中に数値が記載されている場合 (数値の右肩に「*」印がある地点) はその値を記載 ・三次元主応力のみが記載されている場合はまず6応力成分を算出し, それらの値を用いて算出 ・有効数字は3桁
⑯	水平面内応力 <ul style="list-style-type: none"> ・水平最大主応力 (σ_{Hmax}) ・水平最小主応力 (σ_{Hmin}) ・水平平均応力 (σ_{Have}) 	<ul style="list-style-type: none"> ・文献中の数値を収録 ・桁数は文献に準拠 ・方向と傾斜は図のように統一 <p>【例: 方向 N60°E 傾き 30°W】</p>  <ul style="list-style-type: none"> ・σ_0 は $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ の平均値
⑰	最大側圧比(σ_{Hmax}/σ_v)	水平最大主応力値を鉛直応力値で除した値
⑱	最小側圧比(σ_{Hmin}/σ_v)	水平最小主応力値を鉛直応力値で除した値
⑲	平均側圧比(σ_{Have}/σ_v)	水平平均応力値を鉛直応力値で除した値
⑳	$\sigma_{Have}/\rho h$	水平平均応力値を ρh で除した値
㉑	三次元主応力の 大きさと方向 <ul style="list-style-type: none"> ・最大主応力(σ_1) ・中間主応力(σ_2) ・最小主応力(σ_3) ・三次元平均応力(σ_0) 	<ul style="list-style-type: none"> ・文献記載の三次元主応力値から算出 ・有効数字は3桁 ・座標系は東西軸を基準として変換 ・X軸を南(S)方向, Y軸を東(E)方向, Z軸を鉛直(V)方向とした. 
㉒	σ_0/σ_v	三次元平均応力を鉛直応力で除した値
㉓	$\sigma_0/\rho h$	三次元平均応力を ρh で除した値
㉔	6 応力成分 $\begin{pmatrix} \sigma_s, \sigma_e, \sigma_v, \\ \tau_{ev}, \tau_{vs}, \tau_{se}, \end{pmatrix}$	<ul style="list-style-type: none"> ・文献記載の三次元主応力値から算出 ・有効数字は3桁 ・座標系は東西軸を基準として変換 ・X軸を南(S)方向, Y軸を東(E)方向, Z軸を鉛直(V)方向とした. 

第4.3表 収録データ一覧 (1/4)

① 通し No.	② 測定法		③ 測定年	④ 測定位置		⑤ 測定標高 (m)	⑥ 岩種	⑦ 岩石区分	⑧ 岩軟区分	⑨ 岩石の 一軸圧縮強度 (MPa)	⑩ 岩石の 弾性係数 (GPa)	⑪ 岩石の 弾性係数 (GPa)
				経度	緯度							
1	埋設ひずみ法	8成分	1991	141° 59'	43° 27'	-245	砂質泥岩	堆積岩	C _H ~C _M	49.1		6.8~13.0
2	埋設ひずみ法	8成分	2002	140° 58'	42° 57'	476	凝灰岩・凝灰角礫岩	堆積岩	C _H	62.2~88.1		12.7~17.7
3	孔底ひずみ法	凹錐	2002	140° 58'	42° 57'	476	凝灰岩・凝灰角礫岩	堆積岩	C _H	62.2~88.1		12.7~17.7
4	埋設ひずみ法	5成分	1977	142° 38'	42° 27'	141	輝緑凝灰岩	堆積岩	C _M ~C _L			6.59
5	孔底ひずみ法	平面		140° 21'	41° 15'							
6	孔底ひずみ法	平面		140° 45'	40° 20'							
7	孔底ひずみ法	凹錐		141° 41'	39° 19'	250	花崗閃緑岩	火成岩	B	145~160	61~76	
8	孔底ひずみ法	凹錐		141° 41'	39° 19'	550	花崗閃緑岩	火成岩	B	151~189	57~71	
9	孔底ひずみ法	凹錐		141° 41'	39° 19'	550	花崗閃緑岩	火成岩	B	151~189	57~71	
10	孔底ひずみ法	凹錐		141° 41'	39° 19'	550	花崗閃緑岩	火成岩	B	151~189	57~71	
11	孔底ひずみ法	凹錐	1993	141° 42'	39° 17'	250	花崗閃緑岩	火成岩		145~160	61~76	
12	孔底ひずみ法	凹錐	1994	141° 42'	39° 17'	550	花崗閃緑岩	火成岩		151~189	57~71	
13	埋設ひずみ法	5成分	1981	139° 50'	37° 0'	663	流紋岩	火成岩	C _H	118	48	5.4
14	埋設ひずみ法	5成分	1977	139° 40'	36° 50'	540	角礫岩	堆積岩	B~C _H	78.4	34.9	26.2
15	埋設ひずみ法	5成分	1977	139° 40'	36° 50'	540	珪質砂岩	堆積岩	B~C _H	74.5	33.6	26.1
16	埋設ひずみ法	5成分	1977	139° 2'	36° 48'	601	礫岩	堆積岩	B~C _H	122	46.9	46.9
17	孔底ひずみ法	平面		138° 55'	36° 48'	685						
18	孔底ひずみ法	平面		138° 55'	36° 48'		石英閃緑岩	火成岩				
19	孔底ひずみ法	平面		138° 55'	36° 48'		石英閃緑岩	火成岩				
20	孔底ひずみ法	平面	1981	138° 55'	36° 48'		ホルンフェルス	変成岩				
21	埋設ひずみ法	4成分	1971	137° 43'	36° 29'	1054	花崗閃緑岩	火成岩	C _H	186~265		5.9~11.8
22	孔底ひずみ法	平面		137° 43'	36° 29'		花崗閃緑岩	火成岩				
23	埋設ひずみ法	8成分	1987	137° 17'	36° 25'	419	角閃石黒雲母片麻岩	変成岩	A~B	157~177	49.9	
24	埋設ひずみ法	8成分	1991	137° 17'	36° 25'	419	角閃石黒雲母片麻岩	変成岩	A~B	157~177	49.9	
25	孔底ひずみ法	球状		137° 17'	36° 25'	419	角閃石黒雲母片麻岩	変成岩	A~B	157~177	49.9	
26	孔底ひずみ法	凹錐	1993	137° 19'	36° 20'	850	片麻岩	変成岩	B~C _H	91.7	50.5	16.4
27a	孔底ひずみ法	平面	1980	137° 19'	36° 20'		片麻岩	変成岩				
27b	孔底ひずみ法	平面	1980	137° 19'	36° 20'		片麻岩	変成岩				
28	埋設ひずみ法	8成分	1995	138° 41'	36° 1'	775	砂岩	堆積岩	C _H			33.2
29a	孔底ひずみ法	平面	1980	136° 35'	35° 52'	440	輝緑岩	火成岩				
29b	孔底ひずみ法	平面	1980	136° 35'	35° 52'	440	輝緑岩	火成岩				
30	孔底ひずみ法	球状		138° 46'	35° 51'		花崗閃緑岩	火成岩		214.18	51.7	
31	埋設ひずみ法	8成分	1996	136° 42'	35° 45'	478	花崗岩	火成岩	B~C _H		38	23
32	孔底ひずみ法	凹錐	2000	136° 42'	35° 45'	478	花崗岩	火成岩	B~C _H		38	23
33	埋設ひずみ法	8成分	1980	136° 40'	35° 44'	460	流紋岩	火成岩	C _H ~C _M		39	13
34	孔底ひずみ法	平面	1980	136° 40'	35° 44'	460	流紋岩	火成岩	C _H ~C _M		39	13
35	埋設ひずみ法	8成分	1991	138° 53'	35° 43'	675	泥岩	堆積岩	C _H	106		12.6
36	埋設ひずみ法	平面	1989	137° 13'	35° 23'		砂岩	堆積岩		3.13~7.50		
37a	孔底ひずみ法	平面	1980	134° 40'	35° 16'	220	塊状粘板岩	堆積岩				
37b	孔底ひずみ法	平面	1980	134° 40'	35° 16'	220	粘板岩	堆積岩				
38a	孔底ひずみ法	平面	1980	134° 40'	35° 16'	220	珪化斑レイ岩	火成岩				
38b	孔底ひずみ法	平面	1980	134° 40'	35° 16'	220	斑レイ岩	火成岩				
39	埋設ひずみ法	5成分	1976	133° 31'	35° 15'	185	花崗岩	火成岩	B~C _H	85.3	63	26.1
40	孔底ひずみ法	平面		137° 27'	35° 13'		花崗岩	火成岩				
41	埋設ひずみ法	5成分	1983	134° 43'	35° 8'	358	ひん岩	火成岩	C _H	232	74.6	23.6
42a	孔底ひずみ法	平面	1981	135° 31'	35° 2'	-109	花崗岩	火成岩				
42b	孔底ひずみ法	平面	1981	135° 31'	35° 2'	-109	花崗岩	火成岩				
43a	孔底ひずみ法	平面	1978	135° 5'	34° 58'	200	流紋岩	火成岩				
43b	孔底ひずみ法	平面	1978	135° 5'	34° 58'	200	流紋岩	火成岩				
44	孔底ひずみ法	平面	1978	134° 4'	34° 57'		輝緑岩	火成岩				
45	孔底ひずみ法	凹錐	1982	134° 44'	34° 51'	65	粘板岩,凝灰岩質砂岩	堆積岩				
46	孔底ひずみ法	平面		135° 49'	34° 7'		頁岩	堆積岩				
47	埋設ひずみ法	5成分	1973	135° 49'	34° 7'	386	頁岩	堆積岩	C _H			
48	孔底ひずみ法	平面	1981	135° 12'	34° 6'	70	緑色片岩	変成岩				
49a	孔底ひずみ法	平面	1979	133° 33'	33° 53'		緑色片岩	変成岩			78~95	
49b	孔底ひずみ法	平面	1979	133° 33'	33° 53'		緑色片岩	変成岩			78~95	
50a	孔底ひずみ法	平面	1979	133° 33'	33° 53'		緑色片岩	変成岩			51~70	
50b	孔底ひずみ法	平面	1979	133° 33'	33° 53'		緑色片岩	変成岩			51~70	
51	埋設ひずみ法	5成分	1975	133° 21'	33° 46'	585	黒色片岩	変成岩	C _H 以上	9.9~81.5		9.8~17.7
52	孔底ひずみ法	凹錐	1998	133° 5'	33° 29'	960	石灰岩	堆積岩			50~63	
53	埋設ひずみ法	5成分	1977	130° 7'	33° 20'	130	花崗閃緑岩	火成岩	B	59~147	25~78	29~49
54	埋設ひずみ法	8成分	1997	131° 24'	32° 13'	91	花崗閃緑岩	火成岩	C _H	170		19.9~45.1

第 4.3 表 収録データ一覧 (2/4)

① 通し No.	② 密度 ρ (kN/m^3)	③ 被り深さ h (m)	④ ph (MPa)	⑤ 鉛直応力 σ_v (MPa)	⑥ 水平面内主応力						⑦ 最大側圧比 $\sigma_{\text{Hmax}}/\sigma_v$	⑧ 最小側圧比 $\sigma_{\text{Hmin}}/\sigma_v$	⑨ 平均側圧比 $\sigma_{\text{Have}}/\sigma_v$	⑩ $\sigma_{\text{Have}}/\rho h$
					σ_{Hmax}		σ_{Hmin}		σ_{Hhave}					
		方向		(MPa)	(MPa)	方向	(MPa)	方向	(MPa)					
1	24.5	450	11.0	10.7	11.8	N 24 W	8.91	N 66 E	10.4	1.10	0.83	0.97	0.94	
2	25.7	400	10.3	5.81	13.2	N 26 W	9.33	N 64 E	11.3	2.27	1.61	1.94	1.10	
3	25.7	400	10.3	9.36	16.9	N 52 W	7.62	N 38 E	12.3	1.81	0.81	1.31	1.19	
4	24.5	210	5.15	2.83	6.14	N 47 E	3.83	N 43 W	4.99	2.17	1.35	1.76	0.97	
5	26.5	265	7.02	8.9	14.2	N 32 W	9.1	N 58 E	11.7	1.60	1.02	1.31	1.66	
6		312		10.4	34.9	N 76 W	10.6	N 14 E	22.8	3.36	1.02	2.19		
7	27.3	600	16.4	23.6	35.7	N 33 W	18.4	N 57 E	27.1	1.51	0.78	1.15	1.65	
8	26.8	430	11.5	9.0	24.6	N 9 W	7.1	N 81 E	15.9	2.73	0.79	1.76	1.38	
9	26.8	240	6.43	7.9	24.5	N 25 W	7.2	N 65 E	15.9	3.10	0.91	2.01	2.46	
10	26.8	520	13.9	10.3	21.7	N 0 E	4.4	N 90 W	13.1	2.11	0.43	1.27	0.94	
11	27.3	730	19.9	29.9	40.7	N 0 E	17.9	N 90 W	29.3	1.36	0.60	0.98	1.47	
12	26.8	260	6.97	4.7	28	N 17 W	7.2	N 73 E	17.6	5.96	1.53	3.74	2.53	
13	25.5	192	4.90	4.73	4.17	N 2 E	2.86	N 88 W	3.52	0.88	0.60	0.74	0.72	
14	25.5	395	10.1	9.16	11.4	N 47 W	7.65	N 43 E	9.53	1.24	0.84	1.04	0.95	
15	25.8	420	10.8	10.6	14.6	N 77 E	8.94	N 13 W	11.8	1.38	0.84	1.11	1.09	
16	24.5	270	6.62	5.49	8.14	N 15 E	5.00	N 75 W	6.57	1.48	0.91	1.20	0.99	
17	26.5	260	6.89	7.69	13.7	N 68 W	6.00	N 22 E	9.85	1.78	0.78	1.28	1.43	
18	26.5	260	6.89	6.2	14.6	N 61 W	6.0	N 29 E	10.3	2.35	0.97	1.66	1.49	
19	26.5	960	25.4	16.4	17.1	N 79 W	7.7	N 11 E	12.4	1.04	0.47	0.76	0.49	
20	26.5	920	24.4	31.3	22.4	N 55 E	6.1	N 35 W	14.3	0.72	0.19	0.46	0.58	
21	24.5	250	6.13	5.98	10.6	N 82 E	0.60	N 8 W	5.60	1.77	0.10	0.94	0.91	
22	24.5	250	6.13	5.2	12.4	N 6 E	1.3	N 84 W	6.85	2.38	0.25	1.32	1.12	
23	26.5	950	25.2	20.4	14.6	N 27 W	11.6	N 63 E	13.1	0.72	0.57	0.64	0.52	
24	26.5	950	25.2	19.0	21.9	N 83 E	6.52	N 7 W	14.2	1.15	0.34	0.75	0.56	
25	26.5	950	25.18	24.9	17.6	N 56 E	7.53	N 34 W	12.6	0.71	0.30	0.50	0.50	
26	27.8	175	4.87	4.47	2.79	N 24 E	1.64	N 66 W	2.22	0.62	0.37	0.50	0.46	
27a	27.8	495	13.8	12.9	14.3	N 31 E	9.6	N 59 W	12.0	1.11	0.74	0.93	0.87	
27b	27.8	495	13.8	10.7	11.2	N 48 E	5.5	N 42 W	8.35	1.05	0.51	0.78	0.61	
28	25.5	500	12.8	10.8	9.08	N 53 W	5.61	N 37 E	7.35	0.84	0.52	0.68	0.58	
29a	26.5	590	15.6	7.0	19.2	N 62 E	12.9	N 28 W	16.1	2.74	1.84	2.29	1.03	
29b	26.5	590	15.6	3.3	20.7	N 38 E	12.2	N 52 W	16.5	6.27	3.70	4.98	1.05	
30	26.3	200	5.26	3.16	13.9	N 61 W	5.27	N 29 E	9.59	4.40	1.67	3.03	1.82	
31	25.5	550	14.0	7.4	20.5	N 79 W	11.2	N 11 E	15.9	2.77	1.51	2.14	1.13	
32	25.5	550	14.0	11.4	24.5	N 89 W	11.1	N 1 E	17.8	2.15	0.97	1.56	1.27	
33	25.5	340	8.67	5.20	8.96	N 82 W	5.64	N 8 E	7.30	1.72	1.08	1.40	0.84	
34	25.5	340	8.67	10.6	15.9	N 76 W	3.8	N 14 E	9.85	1.50	0.36	0.93	1.14	
35	24.5	520	12.7	13.9	12.2	N 7 W	9.56	N 83 E	10.9	0.88	0.69	0.78	0.85	
36	18.9	130	2.46	1.4	1.34	N 24 E	1.01	N 66 W	1.18	0.93	0.70	0.82	0.48	
37a	24.5	430	10.5	13.5	11.9	N 37 W	9.9	N 53 E	10.9	0.88	0.73	0.81	1.03	
37b	24.5	430	10.5	15.9	11.2	N 45 W	9.3	N 45 E	10.3	0.70	0.58	0.64	0.97	
38a	26.5	210	5.57	7.0	10.3	N 80 E	5.5	N 10 W	7.9	1.47	0.79	1.13	1.42	
38b	26.5	210	5.57	10.1	14.5	N 70 E	8.1	N 20 W	11.3	1.44	0.80	1.12	2.03	
39	26.4	370	9.77	12.3	19.9	N 4 W	11.6	N 86 E	15.8	1.62	0.94	1.28	1.61	
40	26.5	280	7.42	8.1	6.3	N 12 E	4.4	N 78 W	5.35	0.78	0.54	0.66	0.72	
41	27.0	280	7.56	5.90	7.74	N 71 E	6.27	N 19 W	7.01	1.31	1.06	1.19	0.93	
42a	26.5	310	8.22	4.9	20.1	N 27 E	8.8	N 63 W	14.5	4.10	1.80	2.95	1.76	
42b	26.5	310	8.22	3.5	17.6	N 58 E	9.4	N 32 W	13.5	5.03	2.69	3.86	1.64	
43a	26.5	108	2.86	3.7	3.6	N 29 W	2.6	N 61 E	3.1	0.97	0.70	0.84	1.08	
43b	26.5	108	2.86	2.6	2.7	N 2 E	2.0	N 88 W	2.35	1.04	0.77	0.90	0.82	
44	26.5	370	9.81	14.4	31.9	N 83 W	3.3	N 7 E	17.6	2.22	0.23	1.22	1.80	
45	26.1	115	3.00	5.8	7.0	N 85 E	3.5	N 5 W	5.25	1.21	0.60	0.91	1.75	
46	24.5	175	4.29	7.1	5.4	N 56 W	4.5	N 34 E	4.95	0.76	0.63	0.70	1.15	
47	24.5	214	5.24	—	9.02	N 66 E	4.61	N 24 W	6.82	—	—	—	1.30	
48	26.5	385	10.2	22.2	33.6	N 85 W	28.1	N 5 E	30.9	1.51	1.27	1.39	3.03	
49a	27.0	1565	42.3	31.7	52.6	N 89 E	17.1	N 1 W	34.9	1.66	0.54	1.10	0.82	
49b	27.0	1565	42.3	27.9	48.0	N 89 W	13.1	N 1 E	30.6	1.72	0.47	1.09	0.72	
50a	27.0	1219	32.9	52.4	43.2	N 87 E	8.2	N 3 W	25.7	0.82	0.16	0.49	0.78	
50b	27.0	1219	32.9	29.9	27.0	N 90 E	7.4	N 0 W	17.2	0.90	0.25	0.58	0.52	
51	26.9	270	7.26	6.50	8.50	N 26 W	4.12	N 64 E	6.31	1.31	0.63	0.97	0.87	
52	26.2	248	6.50	6.28	6.97	N 34 E	4.15	N 56 W	5.56	1.11	0.66	0.89	0.86	
53	24.5	510	12.5	11.2	15.6	N 51 E	6.36	N 39 W	11.0	1.39	0.57	0.98	0.88	
54	24.5	375	9.19	5.76	4.12	N 4 W	3.45	N 86 E	3.79	0.72	0.60	0.66	0.41	

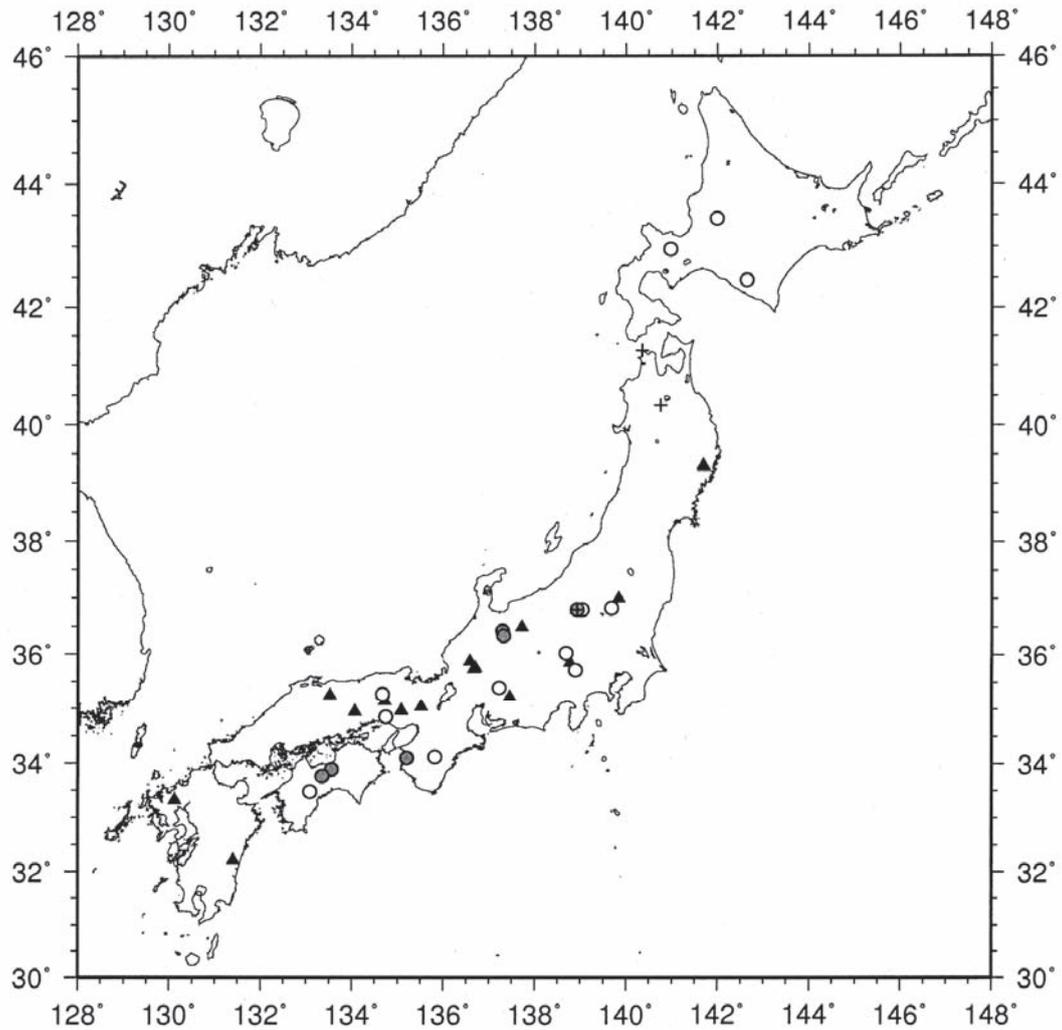
第 4.3 表 収録データ一覧 (3/4)

① 通し No.	② 三次元主応力の大きさと方向															③ σ_0/σ_y	④ $\sigma_0/\rho h$
	σ_1			σ_2			σ_3			平均応力 σ_0							
	(MPa)	方向	傾き	(MPa)	方向	傾き	(MPa)	方向	傾き	(MPa)	傾き						
1	11.8	N 154 E	2 W	11.0	N 110 W	69 E	8.53	N 62 E	20 W	10.4		0.98	0.95				
2	13.2	N 27 W	4 E	9.4	N 63 E	8 W	5.7	N 143 W	81 E	9.43		1.62	0.92				
3	17.0	N 53 W	6 E	10.2	N 153 W	59 E	6.7	N 41 E	30 W	11.3		1.21	1.10				
4	6.2	N 137 W	8 E	4.8	N 128 E	34 W	1.8	N 36 W	55 E	4.27		1.51	0.83				
5	14.4	N 23 W	10 E	9.2	N 70 E	16 W	8.6	N 143 W	71 E	10.7		1.21	1.53				
6	34.9	N 112 E	1 W	12.1	N 21 E	43 W	8.9	N 156 W	47 E	18.6		1.79					
7	36.8	N 151 E	16 W	24.6	N 93 W	56 E	16.4	N 52 E	29 W	25.9		1.10	1.58				
8	27.0	N 170 E	20 W	7.6	N 67 E	31 W	6.2	N 73 W	51 E	13.6		1.51	1.18				
9	25.0	N 25 W	10 E	8.0	N 75 E	47 W	6.6	N 124 W	41 E	13.2		1.67	2.05				
10	22.3	N 5 E	14 W	14.2	N 109 E	45 W	4.4	N 97 W	42 E	13.6		1.32	0.98				
11	43.8	N 179 W	26 E	26.8	N 12 W	64 E	17.8	N 89 E	5 W	29.5		0.99	1.48				
12	29.3	N 38 W	13 E	7.6	N 112 W	17 E	2.9	N 107 E	68 W	13.3		2.82	1.90				
13	5.00	N 167 W	61 E	3.92	N 3 W	28 E	2.84	N 91 E	7 W	3.92		0.83	0.80				
14	12.1	N 47 W	25 E	8.53	N 109 E	63 W	7.65	N 142 W	10 E	9.43		1.03	0.94				
15	15.7	N 97 W	25 E	10.6	N 21 E	45 W	7.85	N 155 E	34 W	11.4		1.07	1.05				
16	8.24	N 164 W	10 E	5.49	N 50 W	66 E	4.9	N 102 E	22 W	6.21		1.13	0.94				
17	13.9	N 112 E	11 W	7.5	N 59 W	78 E	6.0	N 157 W	2 E	9.13		1.19	1.33				
18	14.6	N 61 W	2 E	6.3	N 32 E	58 W	5.9	N 153 W	32 E	8.93		1.44	1.30				
19	22.9	N 104 E	43 W	10.7	N 98 W	44 E	7.5	N 3 E	11 W	13.7		0.84	0.54				
20	31.6	N 32 E	81 W	22.2	N 125 W	8 E	6.0	N 145 E	4 W	19.9		0.64	0.82				
21	10.8	N 100 W	10 E	6.4	N 145 E	70 W	0.0	N 5 W	20 E	5.73		0.96	0.94				
22	13.7	N 105 W	20 E	4.7	N 135 E	60 W	0.5	N 5 W	25 E	6.30		1.21	1.03				
23	28.5	N 22 E	54 W	13.6	N 121 E	6 W	4.22	N 145 W	35 E	15.4		0.76	0.61				
24	23.4	N 92 W	31 E	18.0	N 66 E	57 W	6.12	N 172 E	10 W	15.8		0.83	0.63				
25	29.2	N 37 W	66 E	17.6	N 55 E	1 W	3.24	N 145 E	24 W	16.7		0.67	0.66				
26	5.5	N 6 E	59 W	2.1	N 122 W	20 E	1.3	N 139 E	22 W	2.97		0.66	0.61				
27a	18.8	N 37 E	41 W	10.0	N 143 E	17 W	8.0	N 110 W	44 E	12.3		0.95	0.89				
27b	16.0	N 38 E	44 W	6.2	N 98 W	37 E	5.2	N 153 E	23 W	9.13		0.85	0.66				
28	12.6	N 162 E	58 W	8.43	N 71 W	21 E	4.51	N 29 E	23 W	8.50		0.79	0.67				
29a	19.5	N 122 W	9 E	14.1	N 144 E	22 W	5.5	N 12 W	67 E	13.0		1.86	0.83				
29b	21.1	N 131 W	9 E	13.0	N 136 E	17 W	2.0	N 14 W	71 E	12.0		3.65	0.77				
30	14.0	N 117 E	6 W	8.18	N 22 E	37 W	0.15	N 145 W	53 E	7.44		2.36	1.42				
31	21.9	N 78 W	17 E	11.2	N 13 E	3 W	6.1	N 113 E	73 W	13.1		1.77	0.93				
32	28.1	N 91 W	25 E	11.4	N 173 E	13 W	7.5	N 59 E	62 W	15.7		1.37	1.12				
33	9.0	N 80 W	6 E	6.2	N 15 E	37 W	4.6	N 177 W	52 E	6.60		1.27	0.76				
34	15.9	N 76 W	4 E	11.3	N 24 E	73 W	3.1	N 167 W	17 E	10.1		0.95	1.16				
35	14.2	N 17 E	68 W	12.0	N 169 E	20 W	9.41	N 97 W	9 E	11.9		0.85	0.93				
36	1.58	N 105 W	59 E	1.19	N 166 E	2.5 W	1.12	N 64 E	35 W	1.3		0.90	0.53				
37a	13.5	N 50 W	82 E	11.9	N 143 E	8 W	9.9	N 53 E	2 W	12		0.87	1.12				
37b	16.4	N 106 W	74 E	11.1	N 141 E	6 W	8.8	N 50 E	15 W	12.1		0.76	1.15				
38a	10.3	N 80 E	7 W	7.1	N 168 W	72 E	5.4	N 12 W	16 E	7.6		1.09	1.37				
38b	14.5	N 71 E	5 W	10.7	N 172 E	63 W	7.6	N 21 W	26 E	10.9		1.08	1.96				
39	23.4	N 165 E	29 W	13.2	N 57 E	29 W	7.16	N 78 W	46 E	14.6		1.19	1.49				
40	9.4	N 77 W	63 E	6.3	N 171 W	2 E	3.1	N 72 E	29 W	6.27		0.77	0.84				
41	9.81	N 107 W	36 E	6.28	N 16 W	2 E	3.82	N 76 E	54 W	6.64		1.12	0.88				
42a	20.1	N 27 E	1 W	9.0	N 64 W	14 E	4.6	N 120 E	76 W	11.2		2.29	1.37				
42b	17.8	N 147 W	5 E	9.8	N 55 W	14 E	2.9	N 104 E	75 W	10.2		2.90	1.24				
43a	4.9	N 127 E	48 W	3.1	N 11 E	21 W	1.9	N 94 W	54 E	3.3		0.89	1.15				
43b	3.4	N 52 E	47 W	2.8	N 160 E	17 W	1.4	N 97 W	39 E	2.53		0.97	0.89				
44	32.4	N 75 W	8 E	16.9	N 27 E	66 W	0.9	N 169 W	26 E	16.7		1.16	1.71				
45	7.4	N 100 W	27 E	5.6	N 117 E	57 W	3.2	N 1 W	17 E	5.40		0.93	1.80				
46	8.3	N 80 W	58 E	4.9	N 169 E	12 W	3.7	N 72 E	29 W	5.63		0.79	1.31				
47	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—				
48	36.8	N 82 W	25 E	28.1	N 9 E	3 W	19.0	N 107 E	65 W	28.0		1.26	2.74				
49a	53.6	N 90 E	12 W	31.4	N 137 W	72 E	16.3	N 3 W	13 E	33.8		1.07	0.80				
49b	51.9	N 93 E	22 W	25.4	N 129 W	62 E	11.8	N 4 W	18 E	29.7		1.06	0.70				
50a	58.9	N 108 E	60 W	38.9	N 102 W	26 E	5.9	N 6 W	13 E	34.6		0.66	1.05				
50b	36.4	N 104 E	52 W	21.9	N 105 W	35 E	6.1	N 5 W	15 E	21.5		0.72	0.65				
51	9.02	N 168 E	35 W	5.39	N 40 E	51 W	4.71	N 68 W	14 E	6.37		0.98	0.88				
52	9.0	N 150 W	42 E	4.5	N 83 E	33 W	3.9	N 28 W	29 E	5.80		0.92	0.89				
53	15.8	N 128 W	13 E	11.1	N 16 E	74 W	6.23	N 140 E	9 W	11.0		0.99	0.88				
54	5.88	N 84 W	77 E	4.12	N 179 E	2 W	3.33	N 89 E	13 W	4.44		0.77	0.48				

第 4.3 表 収録データ一覧 (4/4)

① 通し No.	② 6応力成分									
	σS	σE	σV	τEV	τVS	τSE				
1	11.3	9.38	10.6	-0.854	0.340	1.06				
2	12.4	10.1	5.81	0.207	-0.703	1.52				
3	11.1	13.4	9.36	-1.55	0.759	4.50				
4	4.89	5.08	2.83	0.674	1.31	-1.15	*			
5	13.4	9.97	8.82	-0.265	-0.986	1.85				
6	14.0	31.5	10.4	0.922	-1.35	8.41				
7	30.8	23.5	23.6	-1.18	4.84	7.93				
8	24.2	7.70	8.92	1.70	6.35	2.76				
9	21.3	10.4	7.87	-0.662	-3.08	6.61				
10	21.6	8.90	10.4	5.00	-2.64	0.0688				
11	40.3	17.9	30.2	-0.951	6.90	0.122				
12	26.2	9.00	4.63	-2.99	-5.02	5.88				
13	4.16	2.86	4.73	-0.218	0.449	-0.0490				
14	9.40	9.68	9.16	-0.921	-1.00	1.88				
15	9.24	14.3	10.6	-2.53	-0.913	-1.26				
16	7.94	5.17	5.52	-0.286	0.397	-0.814				
17	7.04	12.7	7.69	1.02	0.382	2.64				
18	8.07	12.5	6.21	-0.149	-0.285	3.67				
19	8.03	17.0	16.1	5.86	2.10	1.73				
20	11.7	16.8	31.3	0.321	-2.04	-7.77				
21	0.818	10.4	5.98	-0.639	2.01	-1.44				
22	1.81	11.9	5.22	-2.83	2.39	-2.40				
23	13.7	12.0	20.4	5.15	-10.2	1.07				
24	6.72	21.7	19.0	-2.67	-1.94	-1.76				
25	10.7	14.4	24.9	-5.59	-7.86	-4.66				
26	2.60	1.83	4.47	-0.0223	-1.72	-0.432				
27a	13.1	10.8	12.8	3.53	-3.83	-2.08				
27b	8.72	7.92	10.8	2.82	-4.22	-2.78				
28	6.89	7.80	10.8	-0.137	3.03	1.68				
29a	14.1	17.9	7.12	-0.0878	3.62	-2.61				
29b	15.2	17.5	3.42	-0.0845	4.16	-4.20				
30	7.35	11.8	3.16	2.76	-2.91	3.68				
31	11.5	20.2	7.48	-4.29	-1.18	1.81				
32	11.1	24.4	11.4	-7.79	1.07	0.177				
33	5.70	8.90	5.20	-0.267	-0.812	0.443				
34	4.42	15.2	10.7	0.0165	-2.31	2.73				
35	12.1	9.60	13.9	0.734	-0.773	0.310				
36	1.29	1.07	1.53	-0.188	0.000168	-0.122				
37a	11.1	10.7	13.5	-0.162	-0.0939	0.985				
37b	10.1	10.3	15.9	-1.77	0.680	1.00				
38a	5.73	10.1	6.99	0.496	0.425	-0.858				
38b	9.04	13.7	10.1	0.720	1.08	-2.07				
39	19.9	11.6	12.3	3.78	5.80	0.559				
40	6.46	4.14	8.20	-2.49	-1.04	-1.24				
41	6.42	7.59	5.90	-2.76	0.714	-0.443				
42a	17.6	11.2	4.86	-0.804	-0.699	-4.67				
42b	15.5	11.6	3.41	-2.02	0.152	-3.69				
43a	3.40	2.80	3.70	1.27	0.510	0.458				
43b	2.87	2.11	2.61	0.925	-0.225	-0.0465				
44	5.05	30.2	14.9	-1.53	-6.40	6.68				
45	3.45	7.02	5.74	-0.684	0.786	-0.282				
46	4.86	4.99	7.05	-1.99	-0.154	0.445				
47	—	—	—	—	—	—				
48	28.2	33.4	22.3	-6.77	-1.28	0.785				
49a	17.0	52.7	31.5	4.42	3.18	-0.687				
49b	13.0	47.9	28.2	9.58	4.11	0.337				
50a	8.30	43.4	51.9	9.13	9.78	-1.48				
50b	7.44	26.7	30.2	7.06	5.42	0.0590				
51	7.67	4.96	6.50	1.55	1.71	1.72				
52	6.0	5.0	6.4	-1.0	2.2	-1.3				
53	10.0	11.9	11.2	-1.30	0.0461	-4.50				
54	4.12	3.46	5.76	-0.549	-0.00378	0.0476				

応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）



第 4.1 図 収録した初期地圧測定位置（全 54 地点，62 例）
 ▲，○，●はそれぞれ測定位置の岩石区分（火成岩，堆積岩，変成岩）を示す．＋は岩石区分が不明であった測定位置である．

第 4.4 表 埋設ひずみ法での岩石区分と岩級区分

	火成岩	堆積岩	変成岩
$C_M \sim C_L$ 級		1	
$C_M \sim C_H$ 級	1	1	
C_H 級	4	4	
$C_H \sim B$ 級	2	3	1
B 級	1		
B \sim A 級			2
不明		1	

第4.5表 孔底ひずみ法での岩石区分と岩級区分

	火成岩	堆積岩	変成岩
C _M ~C _L 級			
C _M ~C _H 級	1		
C _H 級		1	
C _H ~B級	1		1
B級	4		
B~A級			1
不明	16	5	8

図の左図に、地圧測定位置とそこでの水平最大主応力の方向と大きさを示す。測定地点の岩石区分を、火成岩、堆積岩、変成岩に対応して、それぞれ▲、○、●で表す。これらの表記がないものは、岩石区分が不明な測定位置である。第5.1図～第5.4図の右図には、国土地理院が公表している過去約10年間(1994-1985)の地殻水平歪データから地殻水平歪短軸が縮みであるものについて、その方向と大きさを示す。国土地理院より、過去約10年間(1994-1985)の地殻水平歪データのほかに、過去約100年間(1994-1883)の地殻水平歪データが公表されているが、後者にはその間に発生した地震や火山活動による地殻変動が多く含まれている。そのため、今回の比較では、地震や火山活動による地殻変動が少ない前者を採用することにした。なお、国土地理

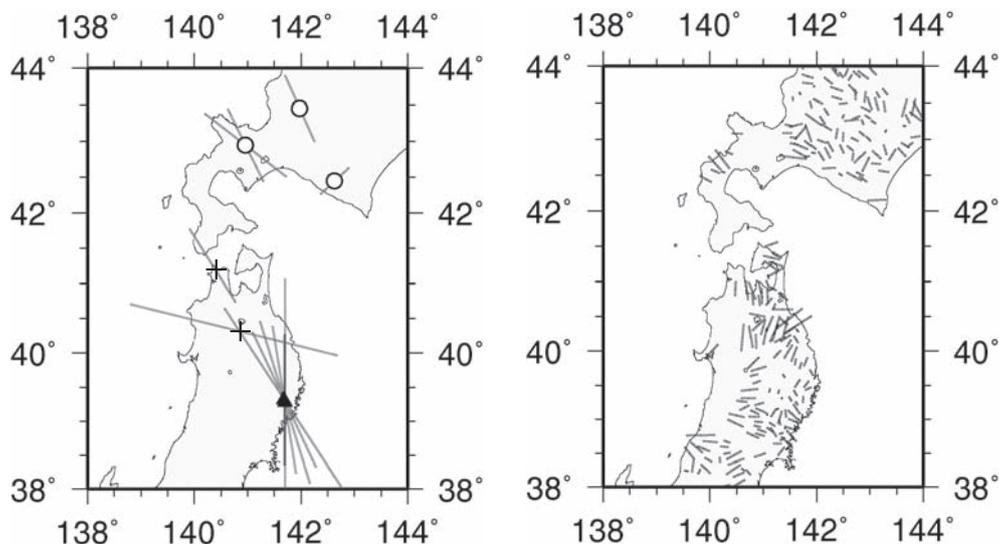
院の地殻水平歪データは、その期間の歪変化量であり、歪の絶対量でないことに留意すべきである。以下では、簡便のため「歪」と記述する。

5.1.1 北海道南西部と東北地方

北海道南西部で測定された4事例のうち3事例の水平最大主応力の方向は、北北西-南南東である。この方向は、この地域の北西-南東系の圧縮歪の方向と概ね一致する。

津軽半島で測定された水平最大主応力の方向は、北北西-南南東である。この方向は、この地域で見られる南北系の圧縮歪の方向と概ね一致する。

秋田県北西部で測定された水平最大主応力の方向は、東南東-西北西である。この方向は、この地域で見ら



第5.1図 北海道南西部と東北地方での水平最大主応力(左)と地殻水平歪(右)

れる南北系の圧縮歪と一致しない。

北上山地で測定された水平最大応力の方向は、北一南ないし北北西一南南東である。この方向は、この地域の南北系の圧縮歪の方向と概ね一致する。

5.1.2 関東地方と中部地方

関東地方北縁部での測定事例では、水平最大主応力の方向は東一西系のものが多い。この地域では、圧縮歪の卓越方向は見られない。

関東地方西部での測定された水平最大主応力の方向は、北西一南東系である。関東地方西部では北北西一南南東の圧縮歪が卓越しているが、地圧測定地点近傍には東北東一西南西の圧縮歪が見られる。

岐阜県北部での測定事例からは、水平最大主応力の方向に卓越方向は読み取れない。この地域では、北西

一南東系の圧縮歪が見られる。

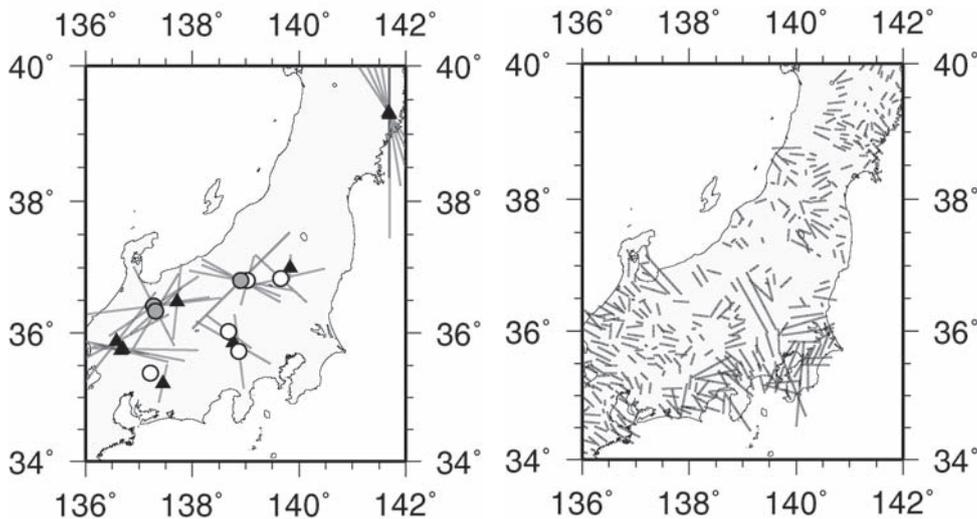
岐阜県西部で測定された水平最大主応力の方向は、東一西ないし北東一南西である。この方向は、この地域の東一西系の圧縮歪の方向と概ね一致する。

5.1.3 近畿地方、中国地方と四国地方

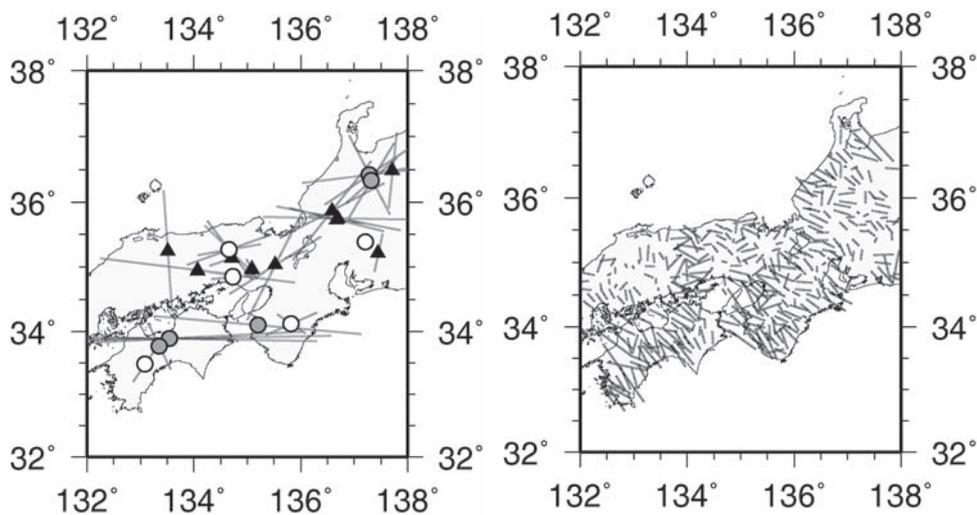
兵庫県での測定事例からは、水平最大主応力の方向に卓越方向は読み取れない。この地域では、東一西系に圧縮歪が見られる。

紀伊半島中部で測定された水平最大主応力の方向は東一西系である。この方向は、この地域で見られる東一西系の圧縮歪の方向と概ね一致する。

鳥取県西部で測定された水平最大主応力の方向は北一南である。この方向は、この地域の南北系の圧縮歪の方向と一致する。



第 5.2 図 関東地方と中部地方での水平最大主応力（左）と地殻水平歪（右）



第 5.3 図 近畿地方、中国地方と四国地方での水平最大主応力（左）と地殻水平歪（右）

四国地方の地圧測定地点は中央構造線以南にある。水平最大主応力の方向に卓越方向は読み取れない。この地域では北西-南東系の圧縮歪が卓越している。

5.1.4 九州地方

長崎県北部で測定された水平最大主応力の方向は北東-南西である。この地域では、圧縮歪の卓越方向は見られない。

宮崎県北部で測定された水平最大主応力の方向は北-南である。この方向は、この地域での東-西の圧縮歪の方向と一致しない。

5.1.5 まとめ

前節までに、我が国の14地域において、水平最大主応力の方向と地殻水平歪の圧縮軸の方向を比較した。その結果、両者の方向は一致もしくは概ね一致した地域は、6地域（北海道西部、津軽半島、北上山地、岐阜県西部、紀伊半島中部、鳥取県西部）である。両者の方向が一致しなかった地域は、2地域（秋田県西部、宮崎県北部）である。水平最大主応力の方向に卓越方向が認められなかった地域が、3地域（岐阜県北部、兵庫県、四国地方）である。地殻水平歪の圧縮軸の方向に卓越方向が認められなかった地域が、3地域（関東北縁部、関東地方西部、長崎県北部）である。

5.2 初期地圧と地殻水平歪の関係

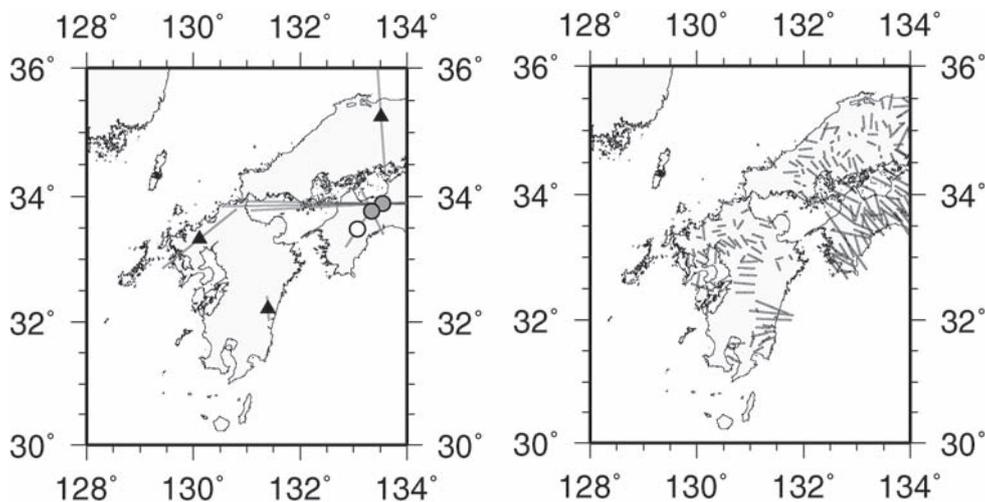
この節では、初期地圧の大きさと測地測量で測定された地殻水平歪の大きさとの関係を検討する。

過去約100年間（1994-1883）と過去約10年間（1994-1985）の測量結果に基づく地殻水平歪が、国土地理院により公表されている（地震予知総合研究振興会、1997；国土地理院ホームページ）。数値データ

は国土地理院ホームページから入手可能である。本節では、地震や火山噴火による影響が少ない過去約10年間（1994-1985）の地殻水平歪を比較に用いる。なお、国土地理院が測定した歪値はそれらの期間の歪変化量であり、地殻歪の絶対量ではないことに留意しなければならない。初期地圧測定位置を含む三角網を抽出し、その三角網での地殻水平歪短軸（圧縮歪のみ使用）の大きさと方位と、初期地圧測定位置での水平最大主応力の方位と大きさをそれぞれ比較した。両者の方位差を15度毎に区分し、それぞれの頻度数を第5.5図に示す。両者の方位差が30度以内のものは、59例中17例（29%）であった。両者の方向は、必ずしも一致しなかった。

水平最大主応力の方位と地殻水平歪短軸（1994-1985）の方位差が30度以内のものについて、両者の大きさを比べた図を、第5.6図に示す。圧縮歪は負で表されている。グループKは、同一鉱山での測定例である。水平最大主応力の大きさと地殻水平歪（変化）短軸の大きさの間に、特定の関係を確認することはできなかった。

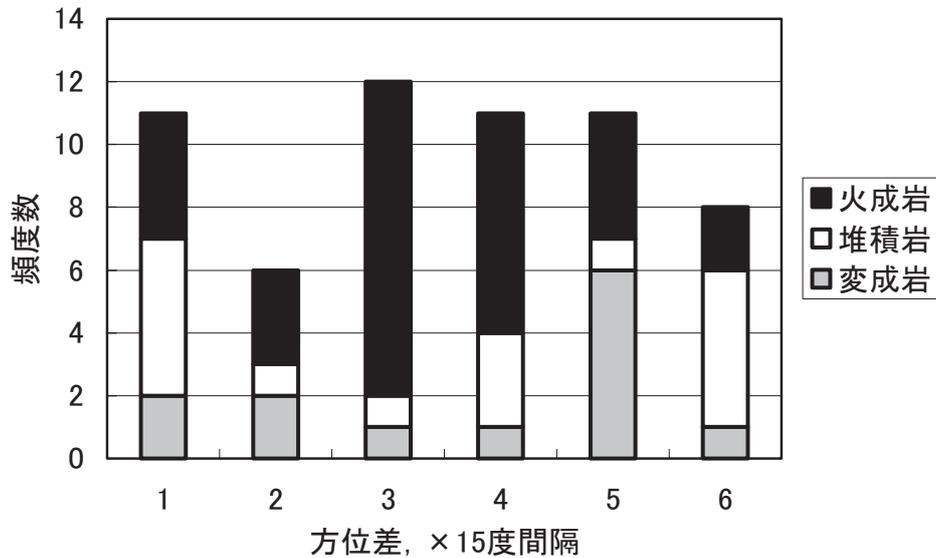
第5.5図と第5.6図に示すように、水平最大主応力と測定位置を含む三角網での地殻水平歪短軸（1985-1994）との間に特定の関係は見られなかった。三角網の1辺の長さは10km以上であり、日本の地質構造を考えれば、三角網内部の地質構造は一様とは考えられない。不均質な地質構造により、応力の方位も大きさも不均一になると考えられる。また、測量により求められている歪は変化量であり歪の絶対量ではないので、両者は相関すべきものでもない。過去約10年間の地殻歪変化量は 1μ のオーダーである。岩盤の弾性定数を仮に10GPaとすると、地殻歪変化量 1μ オーダーに対応する応力変化量は10kPaオーダーである。この



第5.4図 九州地方での水平最大主応力（左）と地殻水平歪（右）

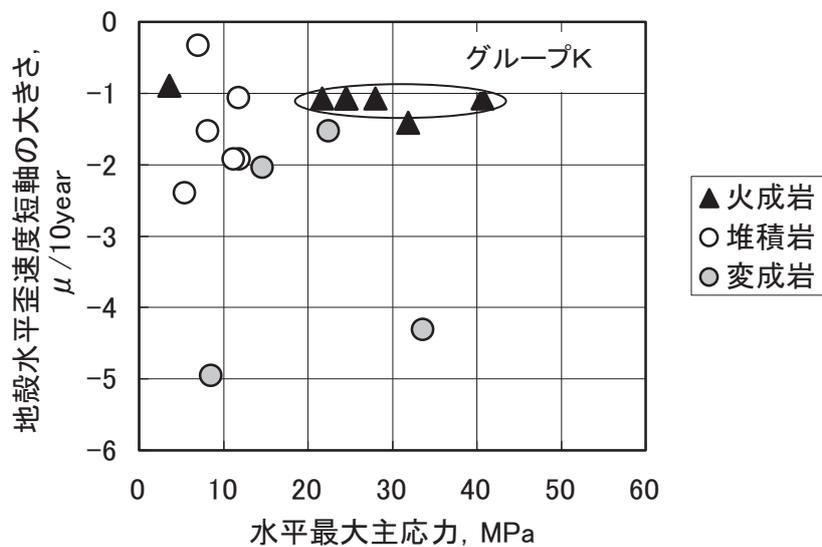
応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）

水平最大主応力方位と地殻水平歪短軸方位の差



第 5.5 図 水平最大主応力方位と地殻水平歪短軸方位との方位差の頻度数

水平最大応力と地殻水平歪短軸の大きさ (方位差30度以内)



第 5.6 図 水平最大主応力と地殻水平歪（変化）短軸の大きさの関係（両者の方位差が 30 度以内のもの）

値は、実測されている岩盤初期地圧の大きさ（数～数 10MPa）の 100 分の 1～1000 分の 1 以下の大きさでしかないことも留意すべきである。

5.3 鉛直応力・水平応力と被り深さの関係

この節では、鉛直応力および水平応力と被り深さの関係について検討する。収録した全データを対象に、鉛直応力 σ_v 、水平最大主応力 σ_{Hmax} 、水平最小主応力

σ_{Hmin} 、水平平均応力 σ_{Have} 、最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v 、最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v 、及び平均側圧比 σ_{Have}/σ_v と被り深さ h の関係を第 5.7 図～第 5.13 図に示す。これらの図では、火成岩（30 データ）、堆積岩（16 データ）、変成岩（13 データ）、岩種不明（3 データ）毎にシンボルを変えて表記する。図中の実線は、岩盤密度を 26kN/m^3 とした場合の被り圧を示す。この被り圧の 0.5 倍、1.5 倍、2 倍、3 倍の値を、それぞれ破線、一点鎖線、二点鎖線、

点線で示す。

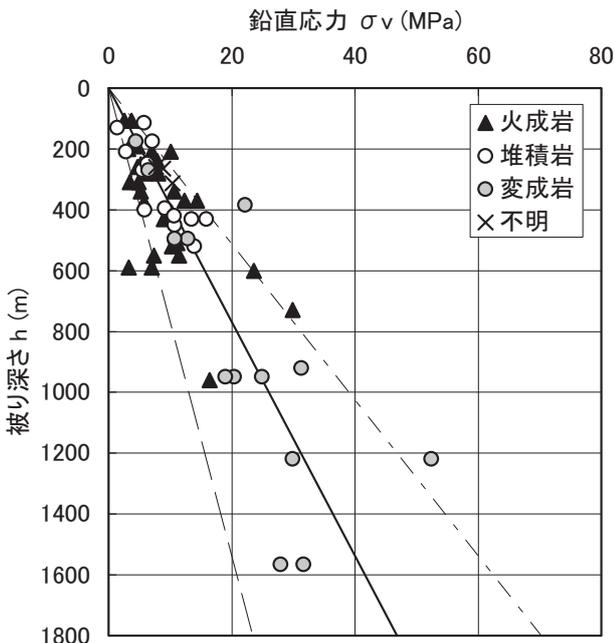
収録したデータの多く（52データ）は、被り深さ600m以浅である。被り深さが600mより深いデータは、10データ（火成岩2データ・変成岩8データ）である。変成岩8データのうち、被り深さ950mの3データは同一鉱山での測定であり、被り深さ1220mの2データと1560mの2データも同一鉱山での測定である。

5.3.1 鉛直応力 σ_v と被り深さ h の関係

鉛直応力 σ_v と被り深さ h の関係を、第5.7図に示す。鉛直応力 σ_v には岩石区分による大きな相違は認められず、被り圧程度（被り圧の約0.5倍～約1.5倍）の値となっている。

参考までに、被り深さ h との関係を、原点を通る直線で近似すると次のように表される。火成岩では、堆積岩と変成岩と比べて、応力勾配が1割ほど小さく、相関係数は低下している。

σ_v (全データ)	= 0.0246 h	(相関係数: 0.828)
σ_v (火成岩)	= 0.0226 h	(相関係数: 0.650)
σ_v (堆積岩)	= 0.0252 h	(相関係数: 0.806)
σ_v (変成岩)	= 0.0252 h	(相関係数: 0.751)



第5.7図 鉛直応力 σ_v と被り深さ h の関係

5.3.2 水平最大主応力 σ_{Hmax} と被り深さ h の関係

水平最大主応力 σ_{Hmax} と被り深さ h の関係を、第5.8図に示す。火成岩での水平最大主応力 σ_{Hmax} は、被り圧の約1倍～約3倍の値となっている。火成岩では、同じ被り深さの堆積岩や変成岩での値と比べて、大きな値が見られる。堆積岩での水平最大主応力 σ_{Hmax} は、被り圧の約1倍～約1.5倍の値となっている。変成岩での水平最大主応力 σ_{Hmax} は、一例を除いて、被り圧の約

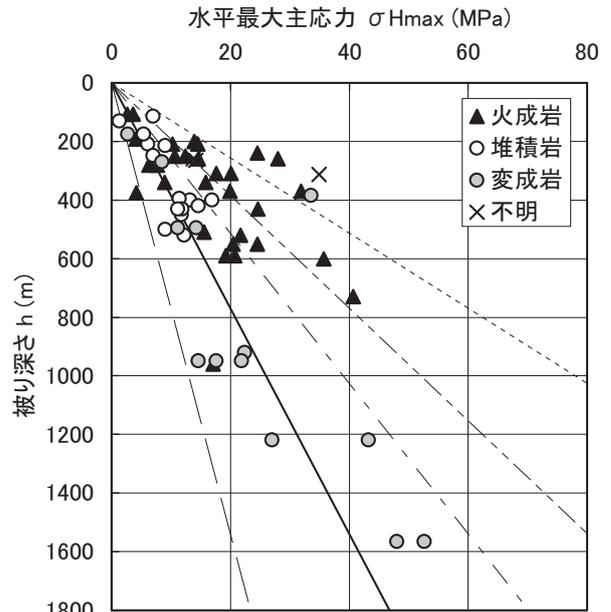
0.5倍～約1.5倍の値となっている。

参考までに、被り深さ h との関係を、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

σ_{Hmax} (全データ)	= 0.0325 h	(相関係数: 0.702)
σ_{Hmax} (火成岩)	= 0.0418 h	(相関係数: 0.562)
σ_{Hmax} (堆積岩)	= 0.0285 h	(相関係数: 0.780)
σ_{Hmax} (変成岩)	= 0.0282 h	(相関係数: 0.809)

全データの場合、被り深さが900mより大きい9データ（火成岩1データ、変成岩8データ）が、勾配を小さくしている。

火成岩及び堆積岩では、被り深さが600m以浅のデータがほとんどである。



第5.8図 水平最大主応力 σ_{Hmax} と被り深さ h の関係

5.3.3 水平最小主応力 σ_{Hmin} と被り深さ h の関係

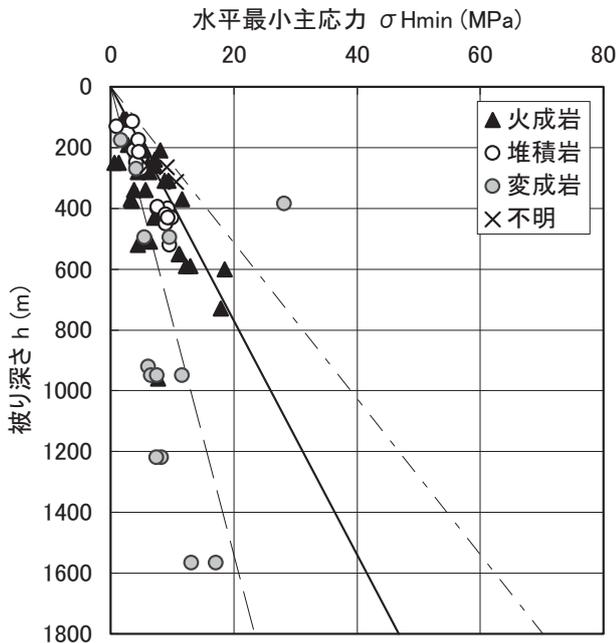
水平最小主応力 σ_{Hmin} と被り深さ h の関係を、第5.9図に示す。被り深さ600m以浅の水平最小主応力 σ_{Hmin} は、岩石区分による大きな相違は認められず、被り圧程度（被り圧の約0.5倍～約1.5倍）の値となっている。被り深さ900m以深での値（火成岩1データ、変成岩8データ）は、被り深さ600m以浅での傾向を外挿した値より小さい。

参考までに、被り深さ h との関係を、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

σ_{Hmin} (全データ)	= 0.0131 h	(相関係数: 0.441)
σ_{Hmin} (火成岩)	= 0.0181 h	(相関係数: 0.629)
σ_{Hmin} (堆積岩)	= 0.0193 h	(相関係数: 0.860)
σ_{Hmin} (変成岩)	= 0.00953 h	(相関係数: 0.193)

全データの場合、被り深さ385mの1データ（28MPa）と900m以深の9データ（火成岩1データ、変成岩8データ）が、相関係数を低下させている。変成岩では、被

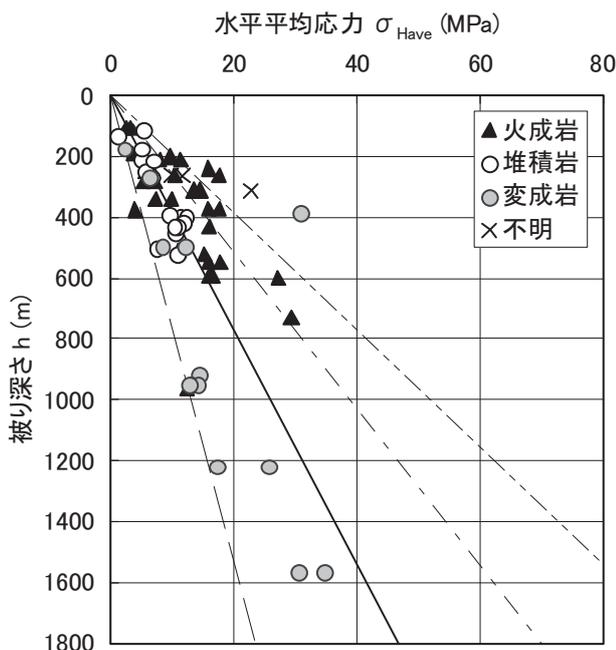
り深さ 385m の 1 データ (28MPa) が相関係数を大きく低下させている。



第 5.9 図 水平最小主応力 σ_{Hmin} と被り深さ h の関係

5.3.4 水平平均応力 σ_{Have} と被り深さ h の関係

水平平均応力 σ_{Have} と被り深さ h の関係を、第 5.10 図に示す。火成岩での水平平均応力 σ_{Have} は、被り圧の約 0.5 倍～約 2 倍の値となっている。火成岩では、同じ被り深さの堆積岩や変成岩での値と比べて大きな値が見られる。これは、火成岩では、同じ被り深さの堆積岩



第 5.10 図 水平平均応力 σ_{Have} と被り深さ h の関係

や変成岩でのその値と比べて、大きな水平最大主応力 σ_{Hmax} が見られたことによる（第 5.8 図）。

堆積岩での水平平均応力 σ_{Have} は、被り圧の約 0.5 倍～約 1.5 倍の値になっている。

変成岩での水平平均応力 σ_{Have} は、一例を除いて、被り圧の約 0.5 倍～約 1 倍の値になっている。

参考までに、被り深さ h との関係を示す、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

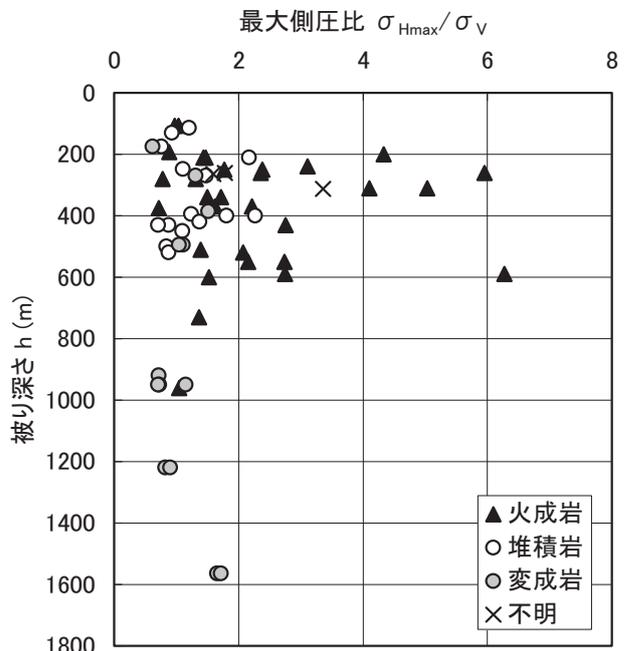
$$\begin{aligned} \sigma_{Have} \text{ (全データ)} &= 0.0229 h & (\text{相関係数: } 0.673) \\ \sigma_{Have} \text{ (火成岩)} &= 0.0301 h & (\text{相関係数: } 0.630) \\ \sigma_{Have} \text{ (堆積岩)} &= 0.0239 h & (\text{相関係数: } 0.840) \\ \sigma_{Have} \text{ (変成岩)} &= 0.0189 h & (\text{相関係数: } 0.685) \end{aligned}$$

5.3.5 最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v と被り深さ h の関係

最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v と被り深さ h の関係を、第 5.11 図に示す。火成岩での最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v は、0.7～6.3 の範囲になっており、ばらつきが大きい。最大側圧比が 2 以上と大きい測定地点は、ほとんどが火成岩であり、被り深さの増加にともない側圧比の最大値が低下する傾向が認められる。

堆積岩での最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v は、0.7～2.3 の範囲で、被り深さ依存性は認められない。

変成岩での最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v は、0.6～1.8 の範囲で、被り深さ依存性は認められない。

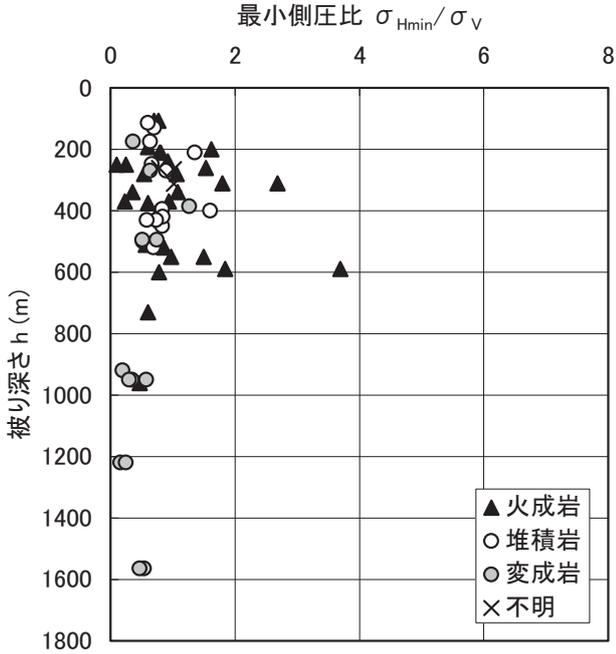


第 5.11 図 最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v と被り深さ h の関係

5.3.6 最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v と被り深さ h の関係

最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v と被り深さ h の関係を、第 5.12 図に示す。最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v は、火成岩では 0.1～3.7、堆積岩では 0.5～1.6、変成岩では 0.1～1.3 になってい

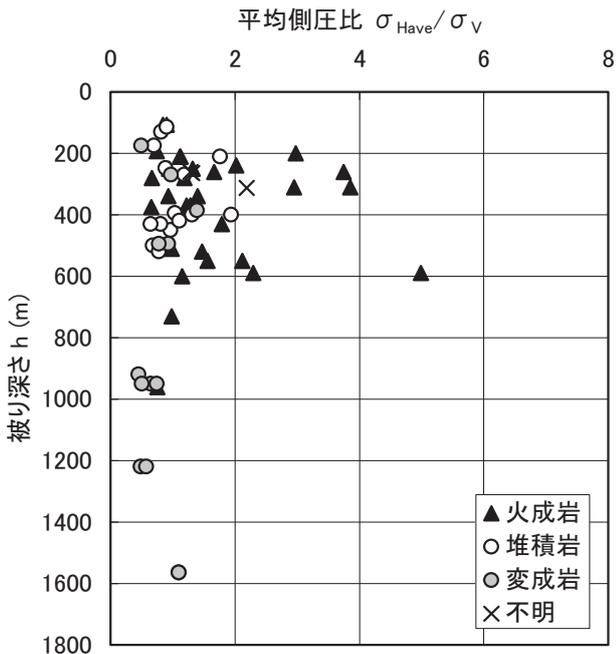
る。最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v と同様に、火成岩で大きな値がみられ、値のばらつきが大きい。



第 5.12 図 最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v と被り深さ h の関係

5.3.7 平均側圧比 σ_{Have}/σ_v と被り深さ h の関係

平均側圧比 σ_{Have}/σ_v と被り深さ h の関係を、第 5.13 図に示す。平均側圧比 σ_{Have}/σ_v は、火成岩では 0.6~5、堆積岩では 0.6~2、変成岩では 0.4~1.4 になっている。最大側圧比や最小側圧比と同様に、火成岩で大きな値がみられ、値のばらつきが大きい。



第 5.13 図 平均側圧比 σ_{Have}/σ_v と被り深さ h の関係

5.4 三次元主応力と被り深さの関係

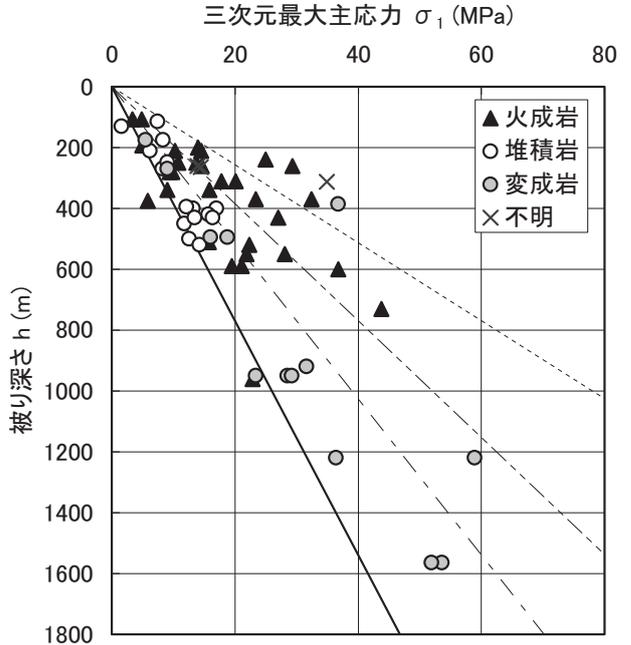
この節では、三次元主応力と被り深さの関係について検討する。収録した全データを対象に、三次元の最大主応力 σ_1 、中間主応力 σ_2 、最小主応力 σ_3 及び平均応力 σ_0 について、被り深さ h との関係を第 5.14 図~第 5.20 図に示す。図中のシンボルと直線は、第 5.7 図~第 5.13 図と同様である。

5.4.1 三次元最大主応力 σ_1 と被り深さ h の関係

三次元最大主応力 σ_1 と被り深さ h の関係を、第 5.14 図に示す。火成岩での三次元最大主応力値 σ_1 は、被り圧の約 1 倍から 3 倍を超える値となっている。火成岩では、同じ被り深さの堆積岩や変成岩での値と比べて、大きな値が見られる。堆積岩での三次元最大主応力 σ_1 は、被り圧の約 1 倍~約 2 倍の値となっている。変成岩での三次元最大主応力 σ_1 は、一例(被り深さ 385m の 36.8MPa)を除いて、被り圧の約 1 倍~約 2 倍の値となっている。

参考までに、被り深さ h との関係を、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

- σ_1 (全データ) = 0.0378 h (相関係数: 0.792)
- σ_1 (火成岩) = 0.0451 h (相関係数: 0.622)
- σ_1 (堆積岩) = 0.0320 h (相関係数: 0.840)
- σ_1 (変成岩) = 0.0347 h (相関係数: 0.849)



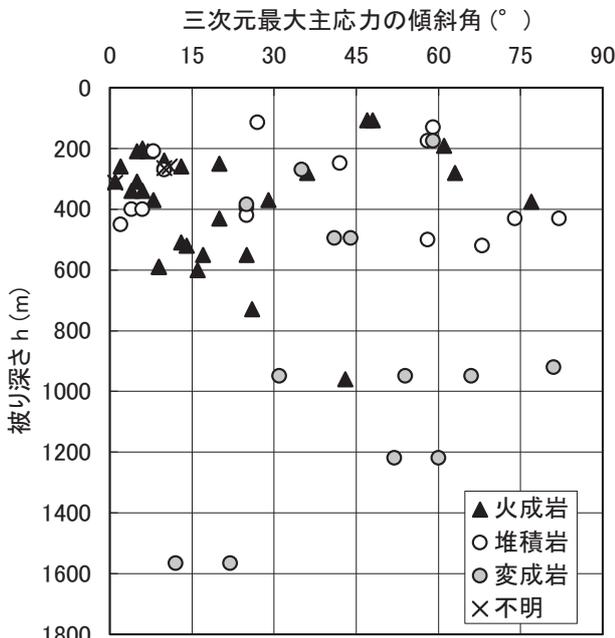
第 5.14 図 三次元最大主応力 σ_1 と被り深さ h の関係

5.4.2 三次元最大主応力 σ_1 の傾斜角と被り深さ h の関係

三次元最大主応力 σ_1 の傾斜角と被り深さ h の関係を、第 5.15 図に示す。火成岩では、三次元最大主応力 σ_1

の傾斜角が 30° 以下の事例が多く（30 データ中 23 データ）、三次元最大主応力が水平に近い傾向がある。

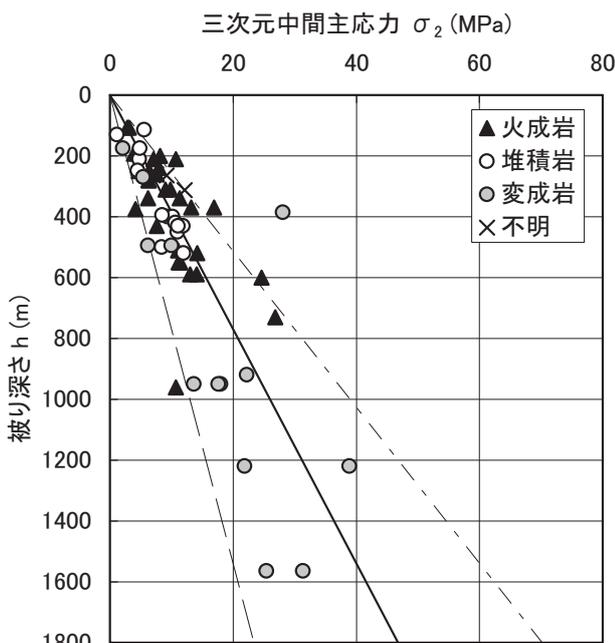
堆積岩と変成岩では、三次元最大主応力 σ_1 の傾斜角に顕著な傾向は認められない。



第 5.15 図 三次元最大主応力 σ_1 の傾斜角と被り深さ h の関係

5.4.3 三次元中間主応力 σ_2 と被り深さ h の関係

三次元中間主応力 σ_2 と被り深さ h の関係を、第 5.16 図に示す。三次元中間主応力 σ_2 と被り深さ h の関係値には岩石区分による相違は認められず、一例（被り深



第 5.16 図 三次元中間主応力 σ_2 と被り深さ h の関係

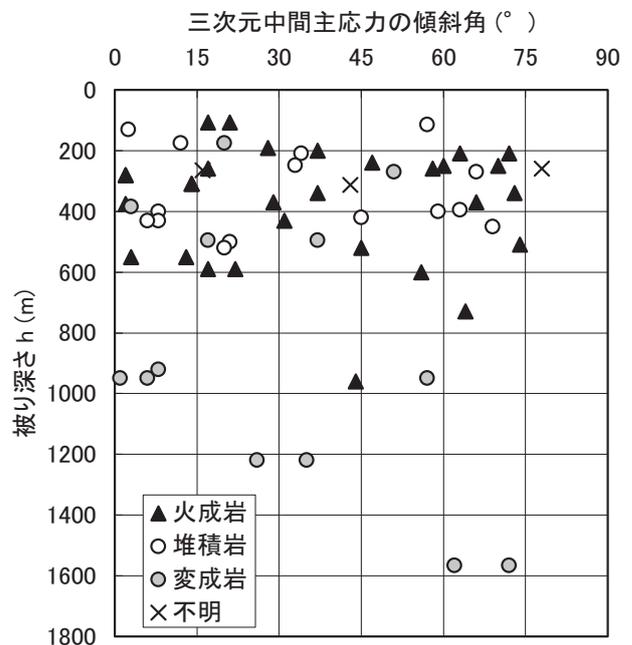
さ 385m の 28.1MPa) を除いて、被り圧の約 0.5 倍～約 1.5 倍の値となっている。

参考までに、被り深さ h との関係を示す、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_2 \text{ (全データ)} &= 0.0222 h & (\text{相関係数: } 0.795) \\ \sigma_2 \text{ (火成岩)} &= 0.0248 h & (\text{相関係数: } 0.665) \\ \sigma_2 \text{ (堆積岩)} &= 0.0233 h & (\text{相関係数: } 0.892) \\ \sigma_2 \text{ (変成岩)} &= 0.0206 h & (\text{相関係数: } 0.724) \end{aligned}$$

5.4.4 三次元中間主応力 σ_2 の傾斜角と被り深さ h の関係

三次元中間主応力 σ_2 の傾斜角と被り深さ h の関係を、第 5.17 図に示す。火成岩、堆積岩、変成岩いずれでも、顕著な傾向は認められない。



第 5.17 図 三次元中間主応力 σ_2 の傾斜角と被り深さ h の関係

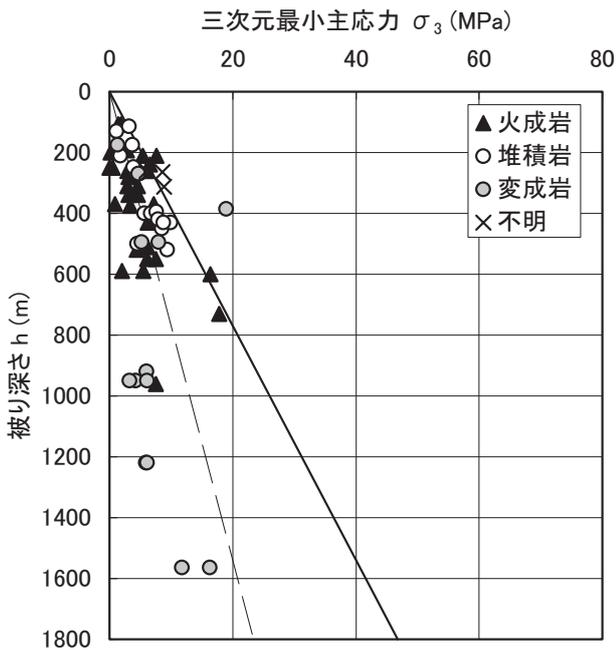
5.4.5 三次元最小主応力 σ_3 と被り深さ h の関係

三次元最小主応力 σ_3 と被り深さ h の関係を、第 5.18 図に示す。被り深さ 600m 以浅では、岩石区分による相違は認められず、一例（被り深さ 385m の 19MPa）を除いて、三次元最小主応力 σ_3 の大きさは被り圧と同程度かそれより小さい値となっている。

参考までに、被り深さ h との関係を示す、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_3 \text{ (全データ)} &= 0.0102 h & (\text{相関係数: } 0.448) \\ \sigma_3 \text{ (火成岩)} &= 0.0129 h & (\text{相関係数: } 0.578) \\ \sigma_3 \text{ (堆積岩)} &= 0.0172 h & (\text{相関係数: } 0.825) \\ \sigma_3 \text{ (変成岩)} &= 0.00759 h & (\text{相関係数: } 0.291) \end{aligned}$$

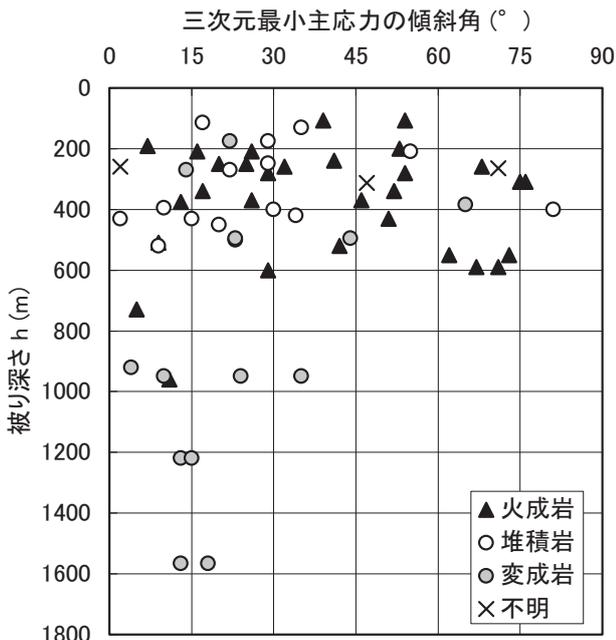
変成岩では、被り深さ 385m の 1 データ (19MPa) が相関係数を低下させている。



第 5.18 図 三次元最小主応力 σ_3 と被り深さ h の関係

5.4.6 三次元最大主応力 σ_3 の傾斜角と被り深さ h の関係

三次元最大主応力 σ_3 の傾斜角と被り深さ h の関係を、第 5.19 図に示す。堆積岩では、傾斜角が 30° 以下の事例が多い (15 データ中 11 データ)。変成岩でも傾斜角 30° 以下の事例が多い (13 データ中 10 データ)。堆積岩と変成岩では三次元最小主応力の方向は、水平に近い傾向がある。



第 5.19 図 三次元最大主応力 σ_3 の傾斜角と被り深さ h の関係

火成岩では、顕著な傾向は認められない。

5.4.7 三次元平均応力 σ_0 と被り深さ h の関係

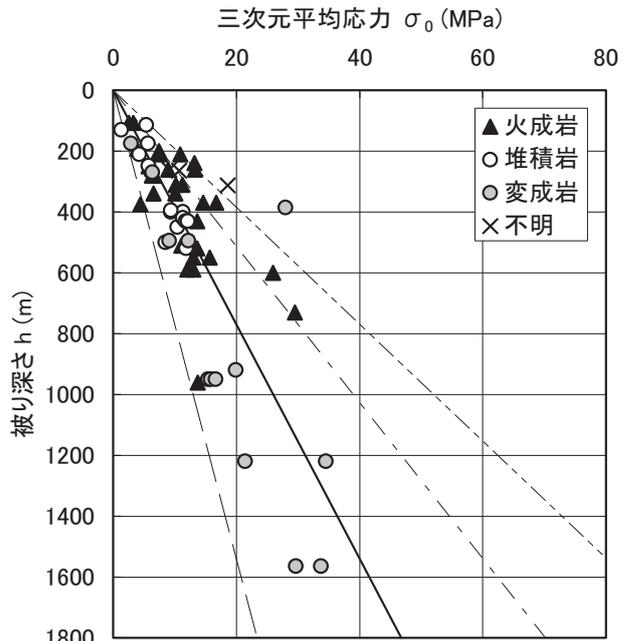
三次元平均応力 σ_0 と被り深さ h の関係を、第 5.20 図に示す。火成岩での三次元平均応力 σ_0 は、被り圧の約 0.5 倍～約 2 倍の値になっている。火成岩では、同じ被り深さの堆積岩や変成岩での値と比べて、大きな値がある。これは、火成岩では、同じ被り深さの堆積岩や変成岩での値と比べて、三次元最大主応力 σ_1 が大きいことに起因している (第 5.14 図参照)。

堆積岩での三次元平均応力 σ_0 は、ほぼ被り圧に等しい。

変成岩での三次元平均応力 σ_0 は、一例 (被り深さ 385m の 28MPa) を除いて、被り圧の約 0.5 倍～約 1 倍の値になっている。

参考までに、被り深さ h との関係を示す、原点を通る直線で近似すると次のようになる。

σ_0 (全データ)	$= 0.0234 h$	(相関係数: 0.791)
σ_0 (火成岩)	$= 0.0276 h$	(相関係数: 0.676)
σ_0 (堆積岩)	$= 0.0242 h$	(相関係数: 0.884)
σ_0 (変成岩)	$= 0.0210 h$	(相関係数: 0.772)



第 5.20 図 三次元平均応力 σ_0 と被り深さ h の関係

5.5 応力値と測定標高の関係

初期地圧が地下の造構応力に関連しているとすれば、初期地圧の大きさは測定標高と相関する可能性も考えられる。この節では、収録した全データを対象に、鉛直応力 σ_v 、水平最大主応力 $\sigma_{I\max}$ 、水平最小主応力 $\sigma_{I\min}$ 、三次元最大主応力 σ_1 、三次元中間主応力 σ_2 、及び三次元最小主応力 σ_3 について、標高との関係を検討

する（第 5.21 図）。前節までに述べたように、応力の大きさは被り深さとともに増加する傾向があるので、第 5.21 図では被り深さ 100m 毎にシンボルを変えて表す。○、△、●、▲、●、▲はそれぞれ、測定地点の被り深さ 100-200m, 200-300m, 300-400m, 400-500m, 500-600m, 600m 以深を示す。

収録した初期地圧測定地点の測定標高は -245m ~ +1,054m の範囲にあり、ほとんど海拔 0m 以上である。測定事例数が少なく信頼性は乏しいが、被り深さ 500m より大きい測定地点での水平最大主応力 σ_{Hmax} 、水平最小主応力 σ_{Hmin} 、三次元中間主応力 σ_2 には、標高が高くなるにつれて、応力の大きさが小さくなるようにも見える。これ以外については、応力の大きさと標高に相関は認められない。

5.6 三次元主応力比と各主応力の傾斜角の関係

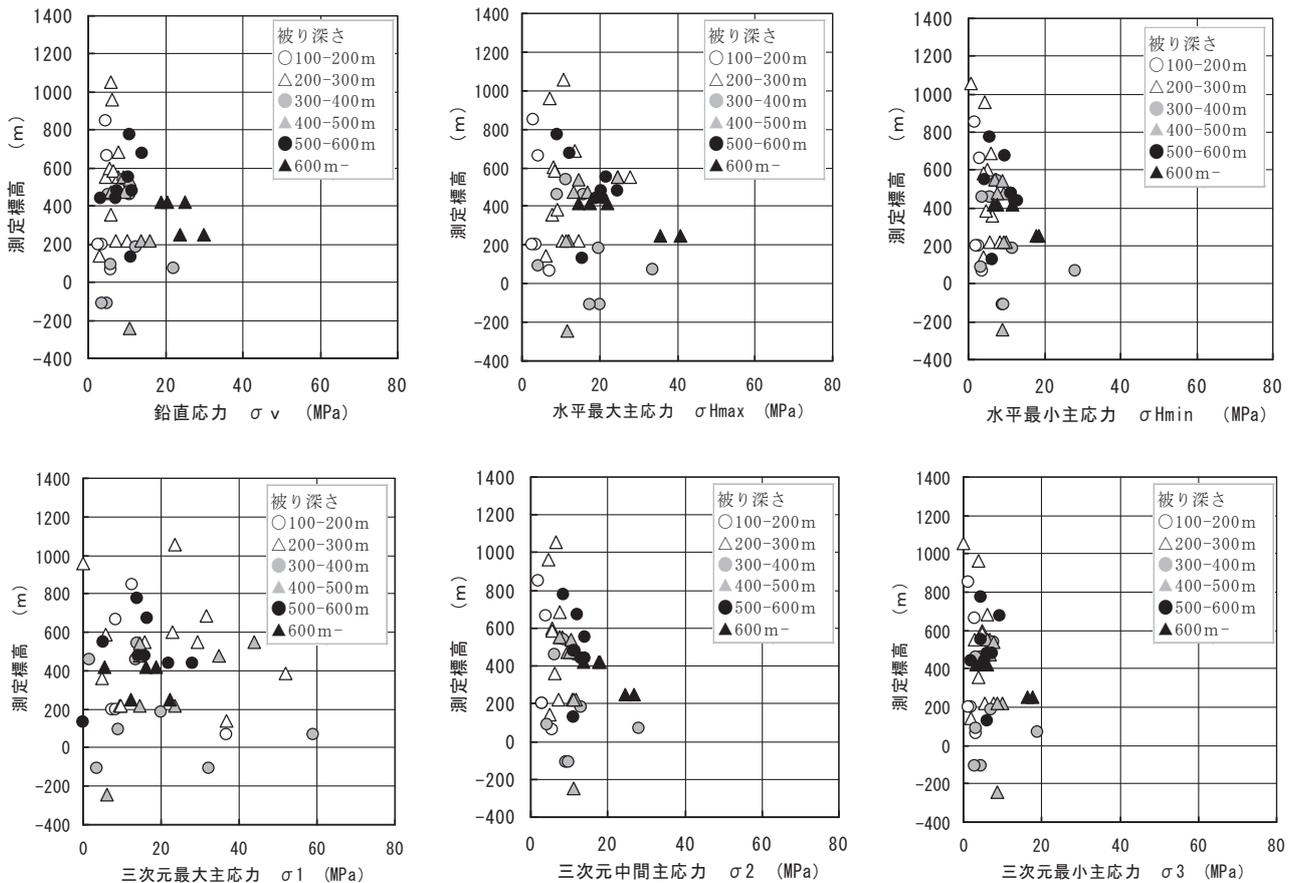
この節では、三次元主応力の比に注目して、各主応力の傾斜角を検討する。三次元最大主応力と三次元最小主応力の比 σ_1/σ_3 （主応力比）が 3 以上の測定位置と

3 より小さい測定位置に分類して、三次元最大主応力、三次元中間主応力及び三次元最小主応力それぞれの傾斜角と被り深さの関係を第 5.22 図～第 5.24 図に示す。

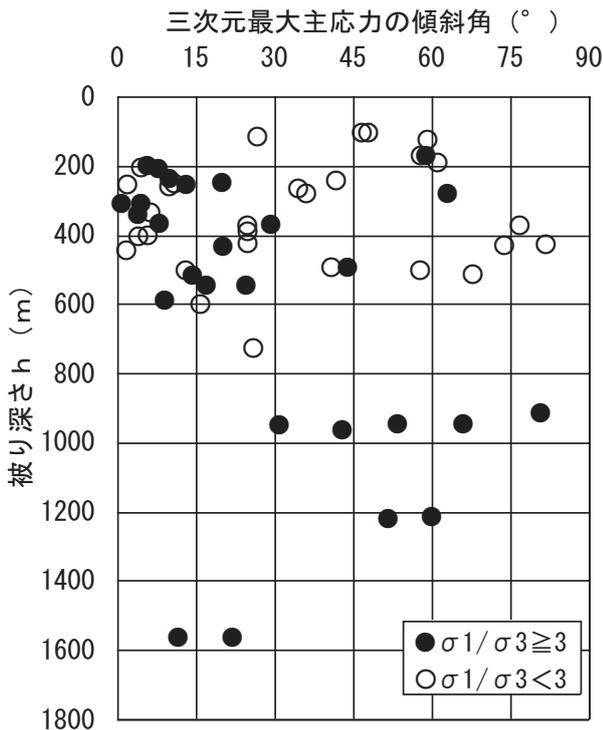
主応力比が大きい $\sigma_1/\sigma_3 \geq 3$ の場合、第 5.22 図に示すように、被り深さ 600m 以浅では、20 データのうち 17 データ（86%）で、三次元最大主応力の傾斜角は 30° 以下であり、三次元最大主応力は水平に近いものが多い。また、第 5.24 図に示すように、被り深さ 600m 以浅において、20 データのうち 14 データ（70%）で三次元最小主応力の傾斜角は 40° 以上であり、三次元最小主応力は高角のものが多い。

主応力比が小さい $\sigma_1/\sigma_3 < 3$ の場合、第 5.24 図に示すように、被り深さ 600m 以浅では、30 データのうち 18 データ（60%）で、三次元最小主応力の傾斜角は 30° 以下であり、三次元最小主応力が水平に近いことが多い。

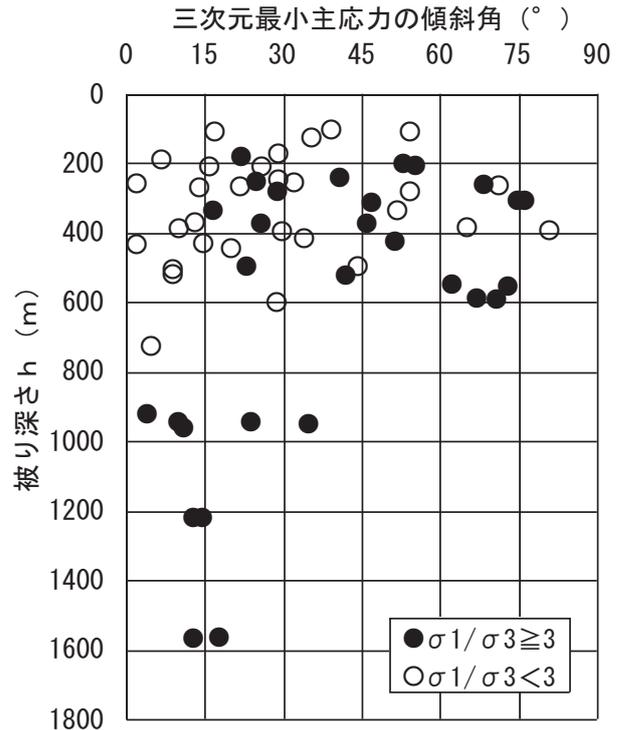
被り深さ 800m 以深の 9 データはすべて最大主応力と最小主応力の比 σ_1/σ_3 は 3 以上である。



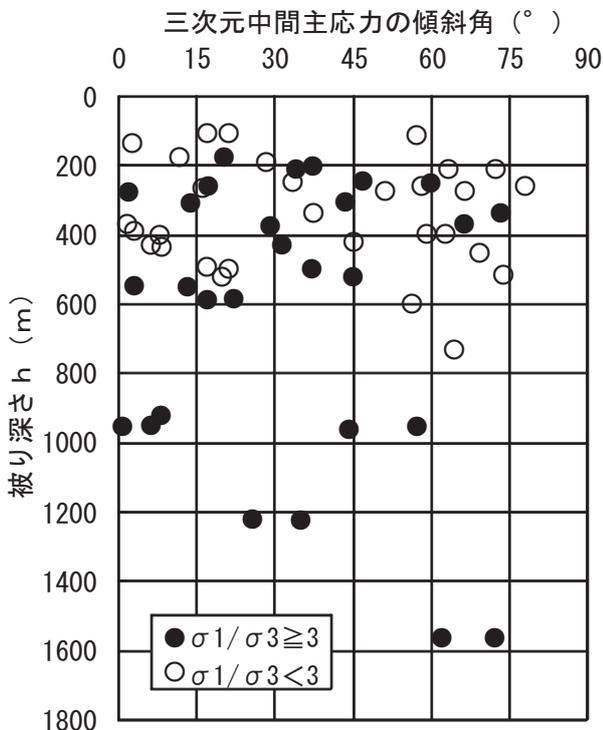
第 5.21 図 鉛直応力 σ_v 、水平最大主応力 σ_{Hmax} 、水平最小主応力 σ_{Hmin} 、三次元最大主応力 σ_1 、三次元中間主応力 σ_2 、及び三次元最小主応力 σ_3 と測定標高との関係。○、△、●、▲、●、▲はそれぞれ、被り深さ 100-200m, 200-300m, 300-400m, 400-500m, 500-600m, 600m 以深である。



第 5.22 図 三次元最大主応力の傾斜角と被り深さの関係 (全データ, 主応力比による分類)



第 5.24 図 三次元最小主応力の傾斜角と被り深さの関係 (全データ, 主応力による分類)



第 5.23 図 三次元中間主応力の傾斜角と被り深さの関係 (全データ, 主応力比による分類)

5.7 初期地圧と岩級の関係

この節では、測定位置岩盤の岩級区分に注目して、初期地圧状態を検討する。測定位置岩盤の岩級を「 C_H 超」と「 C_H 以下」の2つに分類した。測定位置岩盤の岩級区分「A~B」・「B」・「B~ C_H 」・「 C_H 以上」を「 C_H 超」に、岩級区分「 C_H 」・「 C_H ~ C_M 」・「 C_M ~ C_L 」を「 C_H 以下」に分類した。データ数は、「 C_H 超」が16、「 C_H 以下」が13（そのうち1データは水平応力のみ）である。岩級の情報が無いものは除外した。

以下では、「 C_H 超」及び「 C_H 以下」での応力状態の傾向について比較するが、これらの結果は同一地点での岩級の違いによる比較ではないことに留意する必要がある。

5.7.1 鉛直応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の鉛直応力の深さ分布を、第 5.25 図に示す。この図に示されるように、鉛直応力は岩級による相違が認められない。

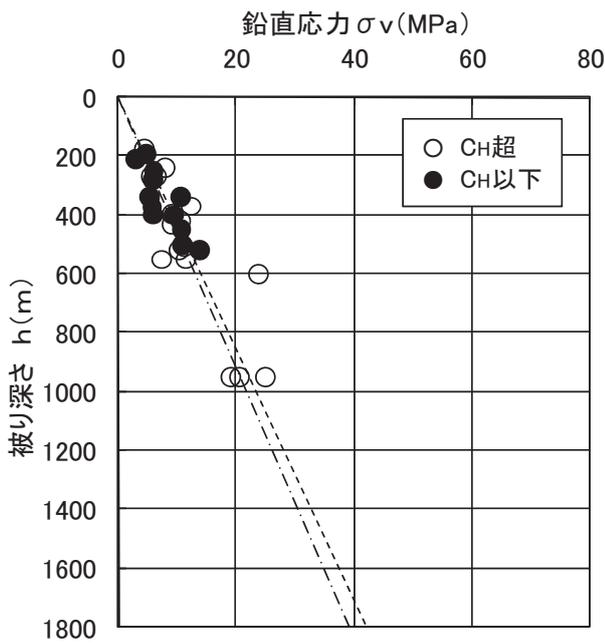
参考までに、鉛直応力に対して、被り深さ h との関係を通る直線で近似すると、次のようになる。

$$\sigma_v(C_H \text{ 超}) = 0.0234 h \quad (\text{相関係数: } 0.850) \text{ (点線)}$$

$$\sigma_v(C_H \text{ 以下}) = 0.0218 h \quad (\text{相関係数: } 0.822) \text{ (一点鎖線)}$$

5.7.2 水平最大主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の水平最大主応力と最大側圧比



第 5.25 図 鉛直応力 σ_v と被り深さ h の関係（岩級区分）

の深さの関係を、第 5.26 図に示す。この図に示されるように、被り深さ 600m 以浅では、岩級区分「 C_H 超」での水平最大主応力と最大側圧比は、同じ被り深さの「 C_H 以下」でのそれぞれより大きい傾向がある。

最大側圧比は「 C_H 超」では 3.1~0.6, 「 C_H 以下」では 2.3~0.7 である。

参考までに、水平最大主応力値に対して、被り深さ h との関係を原点を通る直線で近似すると、次のようになる。

$$\sigma_{Hmax}(C_H超) = 0.0307 h \text{ (相関係数:0.341) (点線)}$$

$$\sigma_{Hmax}(C_H以下) = 0.0280 h \text{ (相関係数:0.458) (一点鎖線)}$$

5.7.3 水平最小主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の水平最小主応力と最小側圧比の深さの関係を、第 5.27 図に示す。この図に示されるように、水平最小主応力値に対して岩級による相違は認められない。

最小側圧比は、「 C_H 超」では 1.5~0.3, 「 C_H 以下」では 1.6~0.1 である。

参考までに、水平最小主応力に対して、被り深さ h との関係を原点を通る直線で近似すると、次のようになる。

$$\sigma_{Hmin}(C_H超) = 0.0141 h \text{ (相関係数:0.361) (点線)}$$

$$\sigma_{Hmin}(C_H以下) = 0.0162 h \text{ (相関係数:0.700) (一点鎖線)}$$

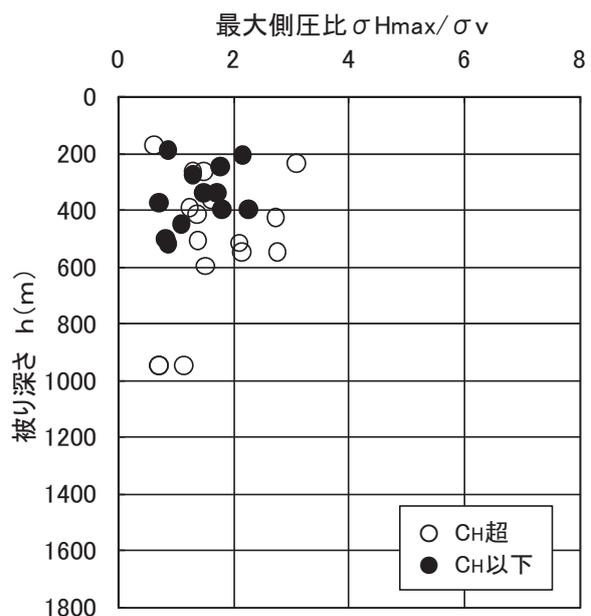
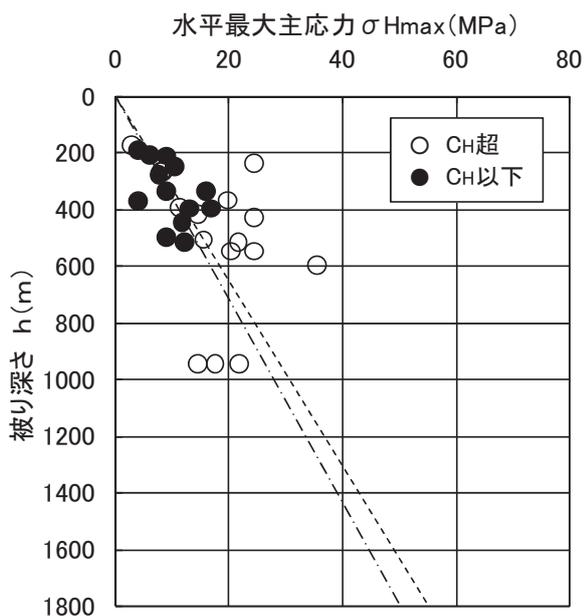
5.7.4 水平平均応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の水平平均応力と平均側圧比の深さの関係を、第 5.28 図に示す。この図に示されるように、被り深さ 600m 以浅では、岩級区分「 C_H 超」での水平平均応力と平均側圧比は、同じ被り深さの「 C_H 以下」でのそれぞれより大きい傾向がある。これは、第 5.26 図に示されるように、水平最大主応力の大きさに同様の傾向が見られたことによる。

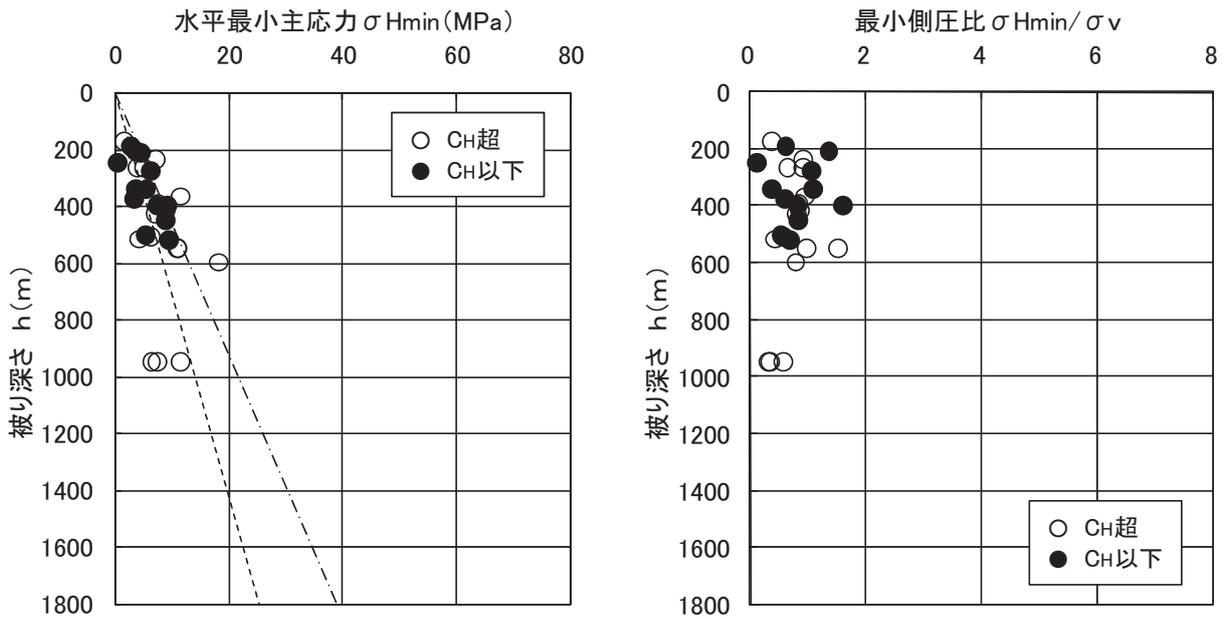
参考までに、水平平均応力に対して、被り深さ h との関係を原点を通る直線で近似すると、次のようになる。

$$\sigma_{Have}(C_H超) = 0.0224 h \text{ (相関係数:0.372) (点線)}$$

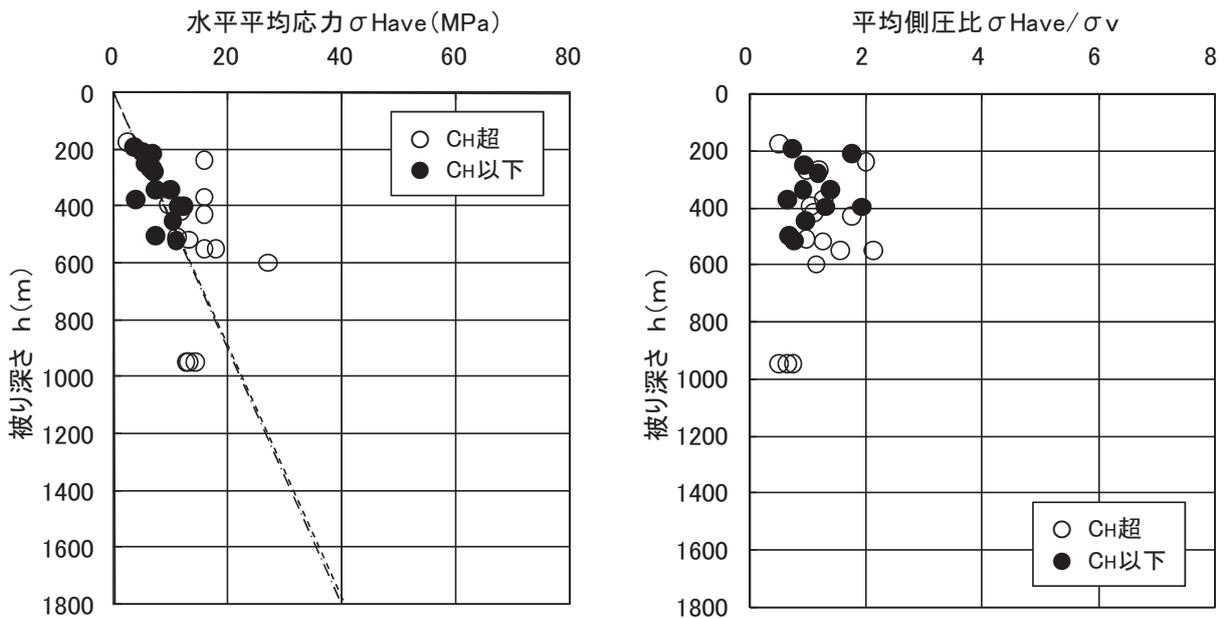
$$\sigma_{Hhave}(C_H以下) = 0.0221 h \text{ (相関係数:0.645) (一点鎖線)}$$



第 5.26 図 水平最大主応力 σ_{Hmax} (左), 最大側圧比 σ_{Hmax}/σ_v (右) と被り深さ h の関係（岩級区分）



第 5.27 図 水平最小主応力 σ_{Hmin} (左), 最小側圧比 σ_{Hmin}/σ_v (右) と被り深さ h の関係 (岩級区分)



第 5.28 図 水平平均応力 σ_{Have} (左), 平均側圧比 σ_{Have}/σ_v (右) と被り深さ h の関係 (岩級区分)

5.7.5 三次元最大主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の三次元最大主応力とその傾斜角の深さの関係を, 第 5.29 図に示す. この図に示されるように, 被り深さ 600m 以浅では, 岩級区分「 C_H 超」での三次元最大主応力は, 同じ被り深さの「 C_H 以下」でのそれより大きい傾向がある. また, 三次元最大主応力の傾斜角には, 岩級による相違は認められない.

参考までに, 三次元最大主応力に対して, 被り深さ h との関係を通る直線近似すると, 次のよう

になる.

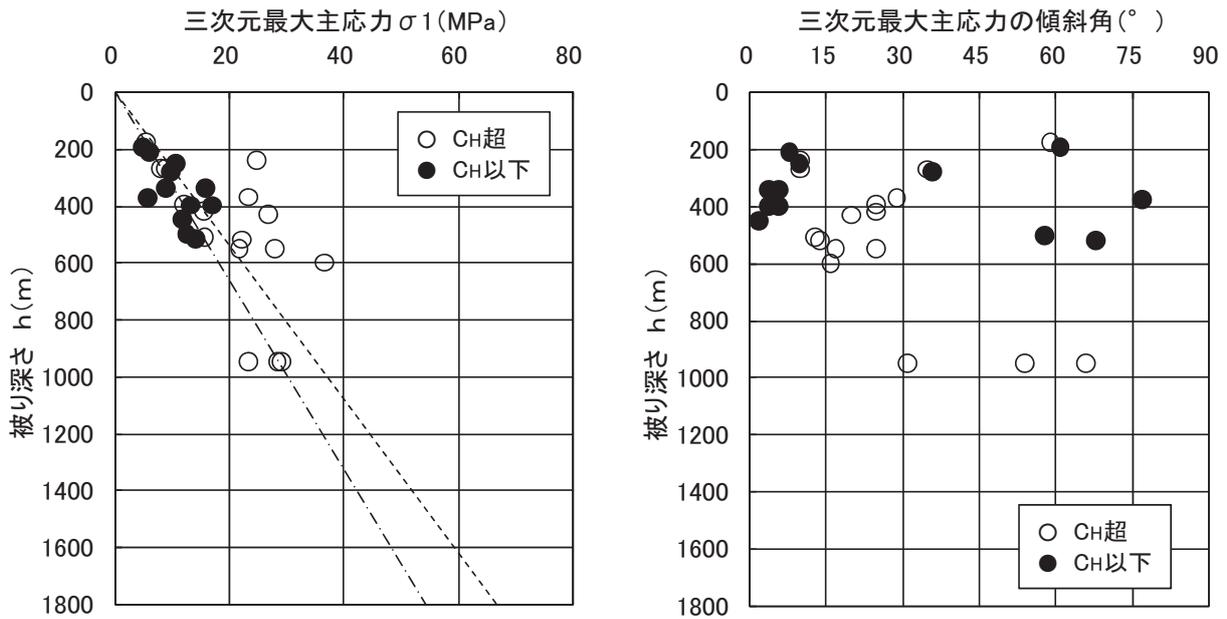
$$\sigma_1(C_H超) = 0.0372 h \quad (\text{相関係数:0.617}) \text{ (点線)}$$

$$\sigma_1(C_H以下) = 0.0302 h \quad (\text{相関係数:0.614}) \text{ (一点鎖線)}$$

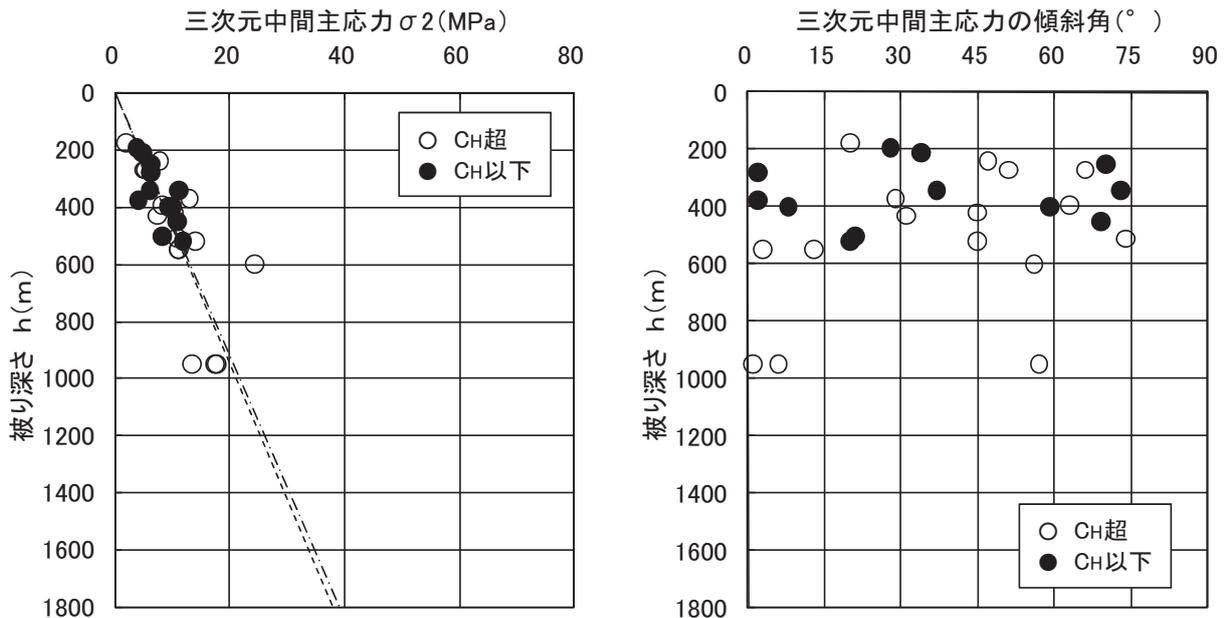
5.7.6 三次元中間主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の三次元中間主応力とその傾斜角の深さの関係を, 第 5.30 図に示す. この図に示されるように, 被り深さ 600m 以浅では, 三次元中間主応力について, 岩級による相違は認められない. また, 三

応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）



第 5.29 図 三次元最大主応力 σ_1 (左), 傾斜角 (右) と被り深さ h の関係 (岩級区分)



第 5.30 図 三次元中間主応力 σ_2 (左), 傾斜角 (右) と被り深さ h の関係 (岩級区分)

次元中間主応力の傾斜角にも，岩級による相違は認められない。

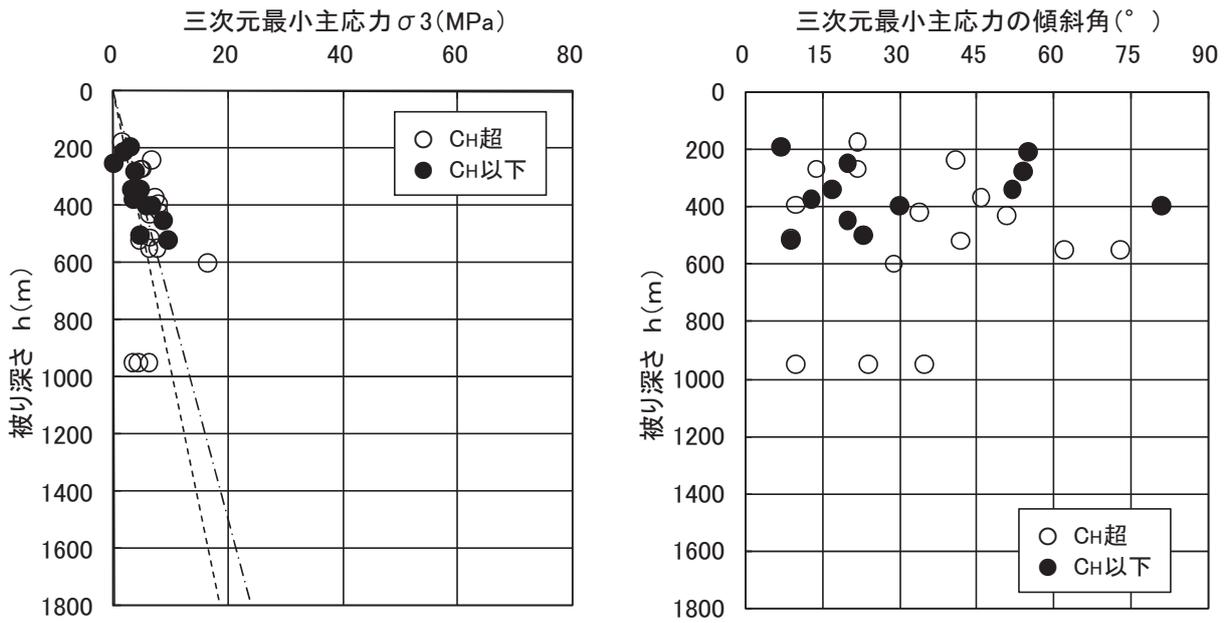
参考までに，三次元中間主応力に対して，被り深さ h との関係を通る直線で近似すると，次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_2(C_{H\text{超}}) &= 0.0212 h \quad (\text{相関係数:}0.725) \text{ (点線)} \\ \sigma_2(C_{H\text{以下}}) &= 0.0219 h \quad (\text{相関係数:}0.726) \text{ (一点鎖線)} \end{aligned}$$

5.7.7 三次元最小主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の三次元最小主応力とその傾斜角の深さの関係，第 5.31 図に示す。この図に示されるように，被り深さ 600m 以浅では，三次元最小主応力について，岩級による相違は認められない。また，三次元最小主応力の傾斜角にも，岩級による相違は認められない。

参考までに，三次元最小主応力に対して，被り深さ h との関係を通る直線で近似すると，次のよう



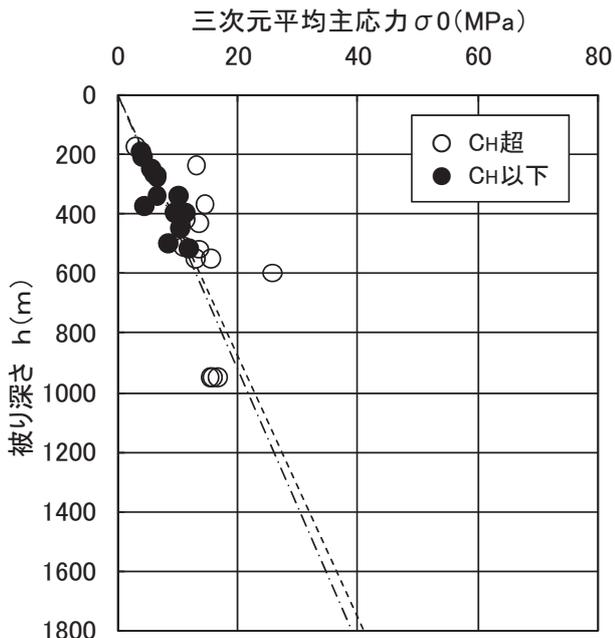
第 5.31 図 三次元最小主応力 σ_3 (左), 傾斜角 (右) と被り深さ h の関係 (岩級区分)

になる.

$$\begin{aligned} \sigma_3(\text{CH超}) &= 0.0102 h \quad (\text{相関係数:}0.041) \text{ (点線)} \\ \sigma_3(\text{CH以下}) &= 0.0133 h \quad (\text{相関係数:}0.792) \text{ (一点鎖線)} \end{aligned}$$

5.7.8 三次元平均主応力と岩級の関係

岩級で区分した場合の三次元平均主応力の深さの関係を, 第 5.32 図に示す. この図に示されるように, 被り深さ 600m 以浅では, 岩級区分「CH超」での三次元



第 5.32 図 三次元平均主応力 σ_0 と被り深さ h の関係 (岩級区分)

平均主応力に対して, 同じ被り深さの「CH以下」でのそれより大きい傾向がある. これは, 第 5.29 図に示されるように, 三次元最大主応力に同様の傾向が見られたことによる.

参考までに, 三次元平均主応力に対して, 被り深さ h との関係を原点を通る直線で近似すると, 次のようになる.

$$\begin{aligned} \sigma_0(\text{CH超}) &= 0.0229 h \quad (\text{相関係数:}0.610) \text{ (点線)} \\ \sigma_0(\text{CH以下}) &= 0.0218 h \quad (\text{相関係数:}0.776) \text{ (一点鎖線)} \end{aligned}$$

6. 初期地圧に及ぼす各種要因について

初期地圧が発生する要因として, 重力による自重・造構運動・地質形成時に生じた内部応力 (残留応力) などが考えられる. そして, 地形や地質構造等の影響を受けて地中で複雑に分布している.

本章では, 初期地圧の発生要因を検討するため, 岩盤の初期地圧に及ぼす各種要因について考察する. 最初に, 初期地圧の分類とその要因について概観し, 次に既往の文献を基に「地形の影響」, 「岩盤の不均質性」, 「岩盤の硬さの影響」, 「地殻応力の影響」について具体的に紹介する.

6.1 岩盤の初期地圧に及ぼす各種要因

初期地圧とは岩盤内に存在する自然の応力状態を意味しており, 坑道掘削などによる人的行為周辺での応力擾乱 (二次地圧) と分けて定義される. ここでは初期地圧が生じるための各種要因について考察する. 一般的には, 岩盤内の初期地圧は地質学的変遷の過程に

において形成された応力として理解されている。初期地圧が生じる一般的要因としては、これまでも数人の研究者がいくつかの提案をしている。Voight (1966) は重力による応力と造構応力に分類し、Obert (1968) は重力による応力と造構応力からなる外部応力と残留応力からなる内部応力に分類している。Fairhurst (1968) は外部応力を地域的な応力と呼んでいる。最近では、Amadei and Stephansson (1997) は岩盤応力の分類とその要因について第 6.1 図に示すように整理している。

第 6.1 図では、まず、岩盤応力は原位置応力（初期地圧）と人的行為周辺での応力擾乱（二次地圧）とに分類される。次に、初期地圧は重力による応力、造構応力、残留応力、地球特有の応力の 4 つに分類される。それぞれの応力は次のように説明される。

- ・重力による応力：地形の影響による応力も含む。
- ・造構応力：以下の 2 項目に分類される。
 - 活構造的応力；プレート運動に伴って生じる広域応力、あるいは褶曲、アイソスタティック運動、リソスフェアの変形、火山活動やヒートフロー

等による地域的な応力。

— 残留構造的応力；残留応力と同様であるが、褶曲や断層運動のような構造運動に起因する応力。

- ・ 残留応力：続成作用，交代作用，変成作用，マグマの冷却，間隙圧の増加等による応力
- ・ 地球特有の応力：季節的溫度変化，地球潮汐，コリオリ力等による応力

以上のように、初期地圧が生じるための各種要因は数多くあげられるが、これらの中でも重力による応力と造構応力が最も大きな影響を及ぼしているものと思われる。また、初期地圧の測定結果には、測定位置の近傍における岩盤の不均質性の影響も無視できない。以下に、実際の測定例でみられるいくつかの影響要因について述べる。

6.2 地形の影響

初期地圧の発生要因の一つは、被り深さに対応した岩盤の自重である。自重荷重のみを与えた場合の応力場の数値計算結果では、上層部での最大主応力の方向

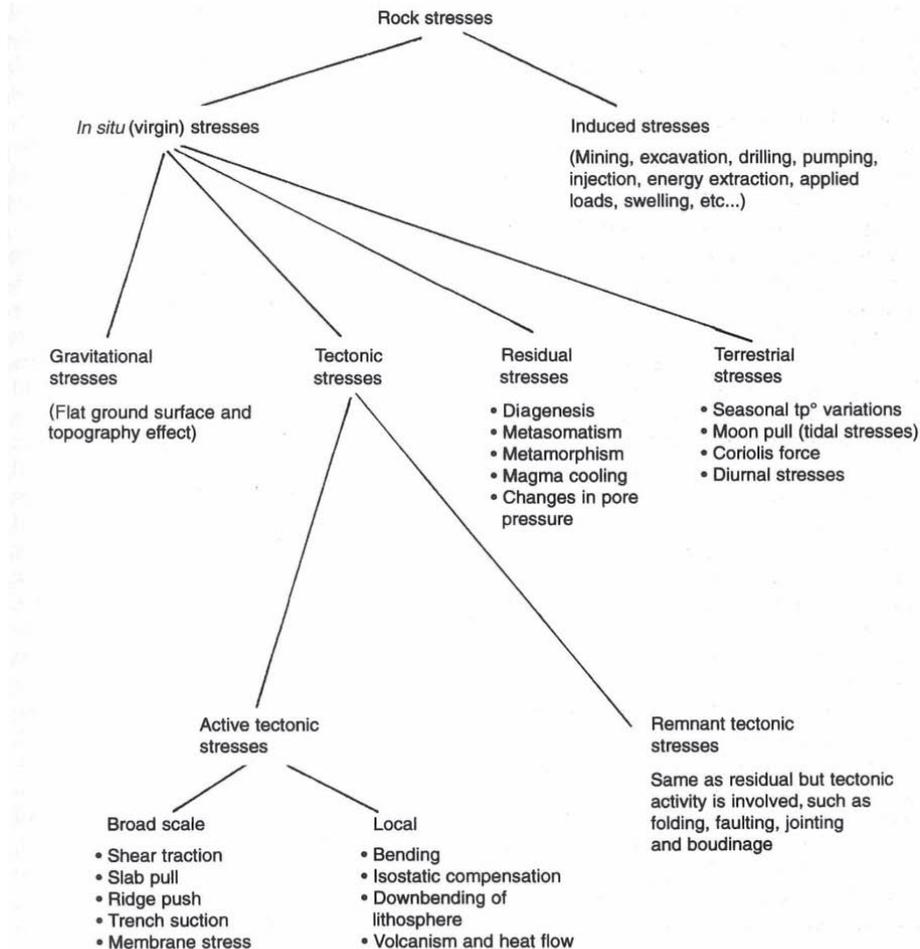


Fig. 1.8 Proposed stress terminology.

第 6.1 図 岩盤応力の分類とその要因 (Amadei and Stephansson, 1992)

が地形斜面の傾斜方向に傾くと報告されている (中島; 1982).

第6.2図は, Kanagawa *et al.* (1986) の Fig.7に示されている地形効果が大きかった測定例である. 図には, 三次元最大主応力方向の地形断面と測定結果が示されている. 三次元最大主応力は, 地形斜面に沿った方向に生じている.

この測定位置の岩石は黒色片岩であり, 岩石の密度は 2.5kN/m^3 である. 測定位置の標高は 580m で, 被り深さは 270m である. 応力測定は埋設ひずみ法により行われた. 測定された鉛直応力は 7.2MPa であり, この大きさは岩盤密度に被り深さ 270m を乗じた被り圧 6.9MPa とほぼ一致している. 最大主応力の大きさは 11.1MPa で鉛直応力より大きく, その傾斜は 38° である. そのため, 測定地点の応力状態は地形効果を大きく受けていると評価されている.

第6.3図に, 平木鉱山で1978年12月に行われた孔底ひずみ法 (8素子ゲージ法) での測定結果と地形断面を示す. 初期地圧測定は, 地表面下 108m の坑道に

おいて水平に直交する2本のボーリング孔を用いて行われた. 三次元最大主応力軸は水平面から約 50° 傾き, 地表斜面に平行である.

平木鉱山では, 1989年4月に, 地表より斜下方傾斜 55° の2方向のボーリング孔各 30m と鉛直ボーリング孔を用いて, 水圧破碎法による三次元応力測定が行われた (田中ほか, 1990). この測定地点は, 1978年12月の測定地点から水平距離で 120m 離れている. 第6.4図に, 田中ほか (1990) の Table 1. と Fig. 3. に示された1978年12月と1989年4月の測定結果を示す. 田中ほか (1990) は, 両測定結果を比較し, 次のように述べている.

「(被り深さ 108m での) 応力解放法の結果は, 鉛直応力がやや大きく, 最大応力軸が傾斜 48° で北西に傾いていて, 地形の影響を受けていると考えられる. 水圧破碎法による結果は平均深度 16m 付近の値であり, やはり鉛直応力は被り圧よりやや大きな値が得られているが, 最小主応力は鉛直に近く, 最大主応力軸は北西-南東である. すなわち, (被り深さ 108m での) 応

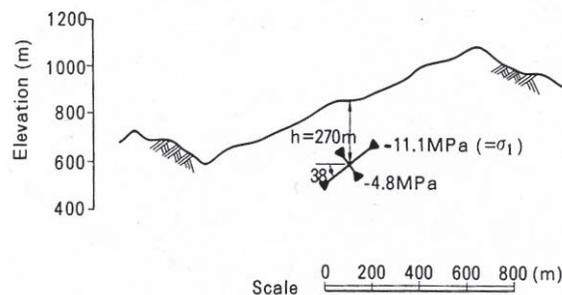
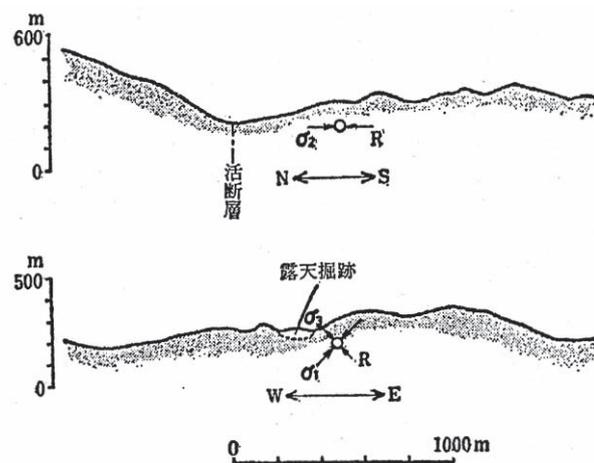


Fig. 7. An example of measured results of *in situ* stress (a case of topographic influence, site No. 4).

第6.2図 地形効果を受けた測定事例 (Kanagawa *et al.*, 1986)



第5図 平木鉱山の応力測定点 R を通る地形断面図と測定された主応力方向

第6.3図 地形効果を受けた測定事例. 平木鉱山での1978年12月の測定結果 (田中・斎藤, 1980)

Table 1. Results of absolute stress measu

Hiraki site			
Stress Relief Method			
	MPa	Azimuth	Dip
σ_1	4.9 ± 0.5	N 53°W ± 15°	$48^\circ \pm 10^\circ$
σ_2	3.1 ± 0.7	N169°W ± 18°	$21^\circ \pm 20^\circ$
σ_3	1.9 ± 0.5	N 86°E ± 25°	$54^\circ \pm 10^\circ$
σ_{h1}	3.6 ± 0.8	N 29°W ± 27°	...
σ_{h2}	2.6 ± 0.7	N118°W ± 27°	...
σ_v	3.7 ± 0.4
Hydrofracturing Method			
	MPa	Azimuth	Dip
σ_1	3.0 ± 0.4	N 45°W ± 12°	$25^\circ \pm 8^\circ$
σ_2	1.9 ± 0.4	S 39°W ± 12°	$13^\circ \pm 10^\circ$
σ_3	0.2 ± 0.6	S 76°E ± 16°	$61^\circ \pm 9^\circ$
σ_{h1}	2.6 ± 0.4	N 34°W ± 18°	...
σ_{h2}	1.7 ± 0.3	N 56°E ± 18°	...
σ_v	0.8 ± 0.6

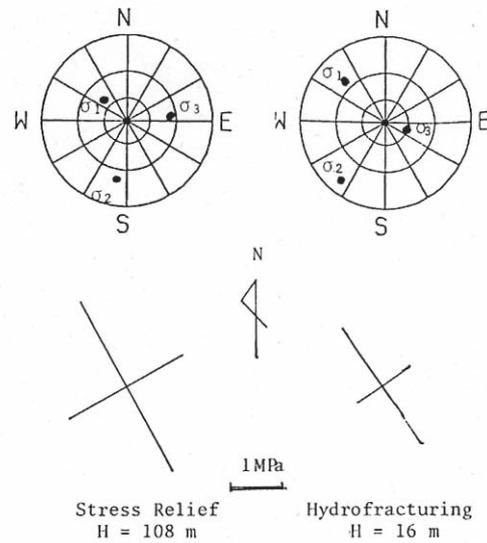


Fig. 3. Results of absolute stress measurements at Hiraki site. Upper: directions of principal stresses shown on stereographic net of lower hemisphere. Lower: the principal axes of horizontal stress.

第 6.4 図 平木鉱山での 1978 年 12 月と 1989 年 4 月の測定結果（田中ほか，1990）

力解放法による測定結果は，中間主応力軸を軸として 23°回転させて水平に近づけると，両者の三次元応力軸はよく一致する。つまり，（被り深さ 108m での）応力解放法の結果は地形影響のために地表斜面上に沿うような応力が大きくなったと考えられるが，水平面内主応力方向は 5°の差で一致する。」（括弧内は筆者が加筆。）

6.3 岩盤の不均質性の影響

岩盤の地質的な不均質性が岩盤内の初期地圧に影響するとの報告がいくつか見られる。ここでは 3 つの文献を引用しながら，岩盤の不均質性の影響について述べる。

6.3.1 岐阜県北部山岳地帯における測定例（岩種：流紋岩）

標記の山岳地帯における大規模地下空洞建設予定地の調査横坑内で，初期地圧の測定がなされた。測定位置の岩盤は流紋岩で，測定位置の被り深さが 335m，標高は 460m である。初期地圧測定は，埋設ひずみ法（5 成分型埋設ひずみ計使用）と孔底ひずみ法（平面）の 2 種類で実施している。

第 6.5 図に示す文献での Fig.4 に，測定位置周辺の岩盤等級の分布と両測定法の測定位置が示されている。この図に示されるように，この測定位置近傍の岩盤は不均質である。No.1, No.3 および No.5 のボーリング

孔で埋設ひずみ法，No.2 と No.4 のボーリング孔で孔底ひずみ法が実施されている。また，図中には埋設ひずみ法の測定位置にそれぞれ E'（ひずみ感度係数）の値が記入されている。この E'（ひずみ感度係数）は，現地でオーバーコアリングされたひずみ計が埋設されたままのコアを用いて静水圧三軸試験を行い，静水圧に対するひずみ計出力の関係を示した係数である。中空岩石コア内部にセメントと埋設ゲージを含んでいるため，岩盤の剛性そのものではないが，測定箇所の岩盤の剛性も反映されている。

第 6.6 図の Table 2 に埋設ひずみ法における解析 Case1~3，すなわち No.1 孔の測定データの平均値，No.1 孔と No.3 孔の測定データの平均値，および No.1 孔，No.3 孔，No.5 孔の全測定データの平均値が示されている。また，Fig.6 にその結果が図示されている。第 6.6 図に示した Table 2 と Fig.6 で明らかなように，岩盤の剛性が大きくなるほど初期地圧も大きくなっていることから，不均質な岩盤内の応力分布は一様ではなく，軟らかい岩盤部よりも堅硬な岩盤部でより大きな圧縮応力が生じていると報告されている。

さらに，文献では埋設ひずみ法と孔底ひずみ法の測定結果の相違についても言及している。第 6.7 図の Table 1 および Fig.5 に測定結果が比較されており，主応力方向は両者ともに良い一致を示している。しかし，主応力の大きさについては差がみられ，その原因とし

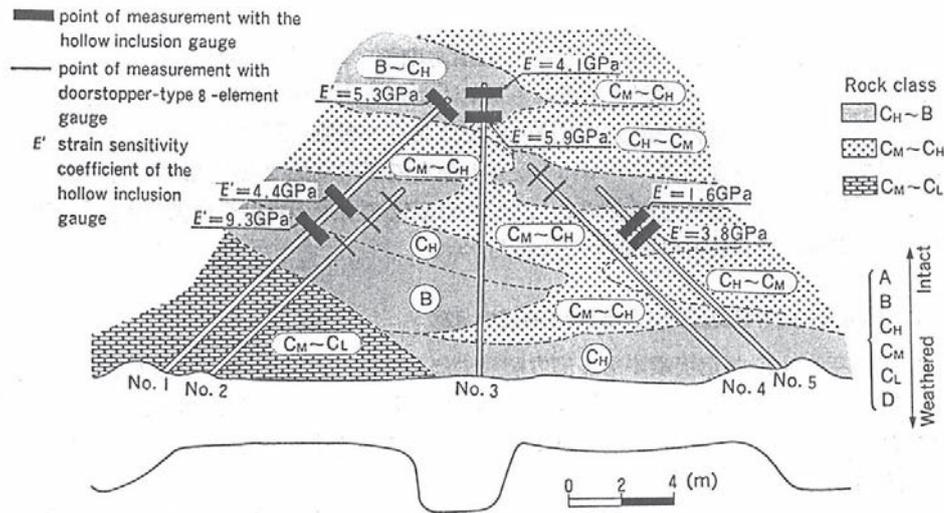


Fig. 4. Geology and points of the *in-situ* stress measurement. Nos. 1, 3 and 5 are the bored holes for measurement with the hollow inclusion gauges. Nos. 2 and 4 are those with the doorstopper-type 8-element gauges.

第 6.5 図 岩盤の不均質性の影響事例 1：測定位置周辺の岩盤状況（石田・金川，1987）

Table 2. Data used for the determination and magnitudes of the determined principal stresses.

Case and Symbol	Data (Bored hole number)	\bar{E}' (GPa)	Magnitude of principal stress (MPa)			
			σ_1	σ_2	σ_3	$(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
1 ■	1	6.3	6.6	9.4	11.7	9.2
2 ▲	1, 3	5.8	5.5	7.3	9.9	7.5
3 ●	1, 3, 5	4.9	4.6	6.2	9.0	6.6

Data: Data used to determine the stress state. Bored hole numbers in which data were obtained are shown in the table.

\bar{E}' : Average of strain sensitivity coefficients of the hollow inclusion gauges used to determine the stress state.

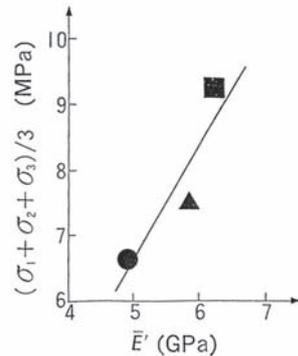


Fig. 6. Relation between the mean normal stress $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ and the average of the strain sensitivity coefficients \bar{E}' shown in Table 2.

第 6.6 図 岩盤の不均質性の影響事例 1：測定結果（石田・金川，1987）

て測定手法の相違，ひずみ感度係数の決定法の相違，測定位置の違いによる応力値自体の相違など，種々の要因が考えられるとしている。

6.3.2 青函トンネル先進導坑内における測定例（岩種：凝灰岩）

標記の先進導坑において，孔底法と AE 法による応力測定が行われている。金川ほか（1977）の表-7に示された X 方向（N30°W の水平方向）の岩質別推定地圧として両測定法の結果を，第 6.8 図に示す。ここでは，測定位置の岩石の観察により，比較的軟らかいと思われる「岩質 I」と比較的硬いと思われる「岩質 II」に測定結果を区分けしてヒストグラムで示している。その結果，孔底法と AE 法では X 方向の応力成分の絶対値

としては差が認められるが，ともに比較的硬いと思われる「岩質 II」において大きな値を示したと報告されている。

6.3.3 四国地方の横坑内における測定例（岩種：花崗岩）

標記の被り深さ約 70m の横坑内で実施された埋設ひずみ法と AE 法の測定結果が Kanagawa *et al.* (1983) の Fig.6 に示されており，この図を第 6.9 図に示す。同図では，横軸がボーリング深さ（横坑壁面から水平方向）で，縦軸がボーリング孔軸方向の水平応力を埋設ひずみ法と AE 法で測定した結果である。岩盤内部ほど，応力が大きな値になっている。また，ボーリングコアを用いて深さ方向に測定した P 波速度の値も岩盤内部

応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）

Table 1. Results of the *in-situ* stress measurements with the two different types of gauges.

	Hollow inclusion gauges		Doorstopper-type 8-element gauges	
	MPV	SD	MPV	SD
σ_1	9.0MPa	1.0MPa	15.9MPa	2.0MPa
	280°/84°	10°/8°	284°/86°	5°/11°
σ_2	6.2MPa	1.0MPa	11.3MPa	1.1MPa
	15°/53°	14°/27°	24°/17°	35°/7°
σ_3	4.6MPa	1.1MPa	3.1MPa	1.8MPa
	183°/38°	13°/27°	193°/73°	5°/7°
σ_z	5.2MPa	1.1MPa	10.6MPa	1.1MPa
σ_{Hmin}	5.6MPa	1.1MPa	3.8MPa	1.9MPa
σ_{Hmax}	8.9MPa	1.0MPa	15.9MPa	2.1MPa
	N81°W	9°	N76°W	5°

MPV: Most probable value
SD: Standard deviation

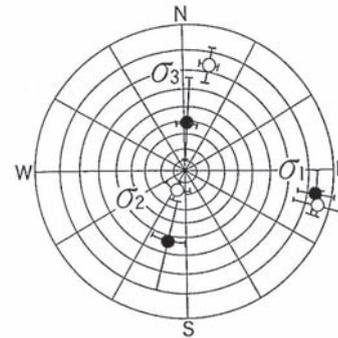
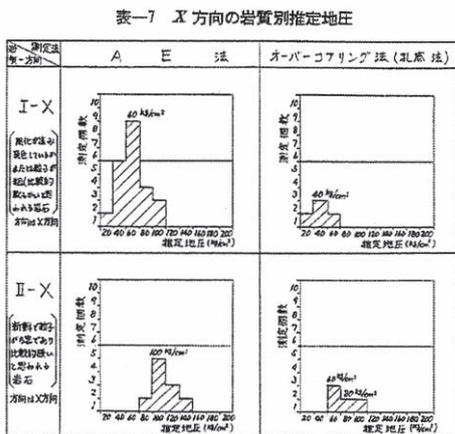


Fig. 5. Orientations of the principal stresses. Closed circles show the result with the hollow inclusion gauges. Open circles show the result with the doorstopper-type 8-element gauges. Error bars indicate the standard deviations in each determination. (Stereographic representation of the lower hemisphere projection, S=0)

第 6.7 図 岩盤の不均質性の影響事例 1：埋設ひずみ法と孔底ひずみ法の測定結果（石田・金川，1987）



第 6.8 図 岩盤の不均質性の影響事例 2（金川ほか，1977）

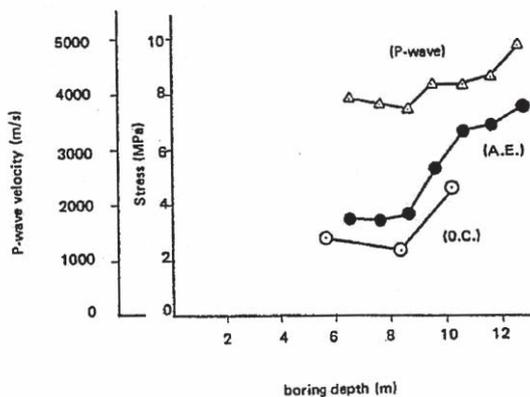


Fig. 6 Dependences of boring depth on A. E. and Overcoring results

第 6.9 図 岩盤の不均質性の影響事例 3（Kanagawa. et al., 1983）

ほど大きくなっている。P波速度は岩盤剛性と正の相関があるので、P波速度が速いほど堅硬な岩盤と言える。このことから、岩盤内応力は、岩盤の剛性が大きいところほど、大きな応力を分担していると報告されている。

6.4 岩盤の硬さの影響

岩盤の硬さや亀裂の有無が岩盤内の初期地圧に影響するとの報告がある。ここでは1つの文献を引用しながら、岩盤の硬さなどの影響について述べる。

6.4.1 中部地方山岳地帯における2地点の測定例（岩種：流紋岩，花崗岩）

標記は、直線距離でおよそ5km離れた2地点の山岳地帯における大規模地下発電所建設予定地の調査横坑内で、岩盤応力の測定がなされたものである。これらの測定地点は、Site IとSite IIとされている。

Ishiguro *et al.* (1997) の Figure 1. および Figure 2. に両 Site の位置と地質が、Table 1. に両 Site の Joint Space (cm), RQD (%), Yong's modulus のデータが示されており、これらを第 6.10 図に示す。Site I の地質は流紋岩であり、被り深さは 340m である。Site II は花崗岩であり、被り深さは 550m である。両 Site の Joint Space (cm), RQD (%), Yong's modulus のデータを比較すると、原位置岩盤は明らかに Site I より Site II の方が硬質で亀裂の少ない岩盤であることがわかる。

初期地圧測定は、Site I では埋設ひずみ法 (BDM) と孔底ひずみ法 (平面, MDM) の2手法が、Site II では埋設ひずみ法、孔底ひずみ法 (円錐, CBT)、水圧破壊法 (HFM) の3手法が、それぞれ実施されている。文

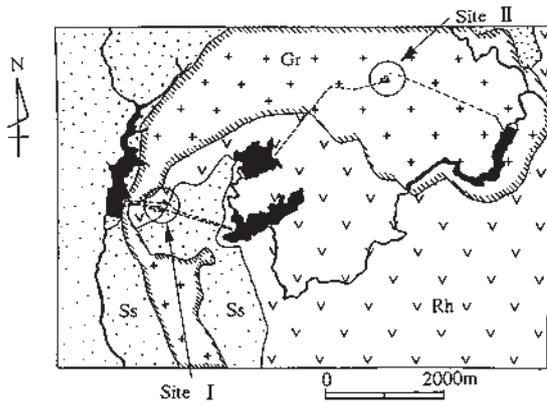


Figure 1. Geological map of the sites. (Gr: granite; Rh: rhyolite; Ss: sandstone)

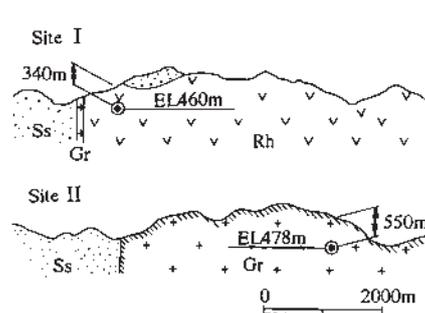


Figure 2. East-west sections through the sites.

Table 1. Comparison of the geological conditions and the Young's modulus of rocks at Sites I and II.

Condition & properties	Site I	Site II
Rock type	Rhyolite	Granite
Depth (m)	340	550
Joint spacing (cm)	50	200
RQD (%)	69	90
The Young's modulus of core under uniaxial compression (GPa)	39	38
The Young's modulus of rock mass by in-situ jack test (GPa)	13	23

第 6.10 図 岩盤の硬さや亀裂の有無の影響例：岩盤状況 (Ishiguro *et al.*, 1997)

献 1) の Figure 3. および Figure 4. に測定位置が示されており、これらを第 6.11 図に示す。Site I では 1 箇所 で 2 手法を用いて測定が実施されている。Site II では、Point A~D の 4 箇所において、Point A では CBT 法で、Point B では BDM 法と CBT 法、Point C では BDM 法と CBT 法と HFM 法、Point D では HFM 法の 1 手法により測定が実施されている。

Ishiguro *et al.* (1997) の Table 2. (Site I) および Table 3. (Site II) に各手法の解析結果が、Figure 5. (Site I) および Figure 6. (Site II) には主応力の方向がステレオ ネット (下半球) で示されており、これらを第 6.12 図に示す。三次元最大主応力の方向は、Site や測定手法に関わらず、ほぼ同一方向であった。その方向は、太平洋プレートが日本に作用している方向や、三角測量で求めた地殻変動方向と整合していると述べられている。

Site I と Site II の応力値を比較すると、被り深さの相違 (210m) を考慮しても、前者より後の方がどの測定法においても大きな値を示している。この原因として岩盤の硬さの相違によって岩盤が受け持つ応力が異なると報告されている。

6.5 地殻応力の影響

地震予知研究の分野では、地震前後での地殻応力の変化の有無を測定する試みが行われている。この分野

では、初期地圧を地殻応力と呼んでいる。この節では、兵庫県の平木鉦山で行われた一連の地殻応力測定結果を紹介する。

平木鉦山はカオリン質ろう石鉦山で、周辺地質は白亜紀後期流紋岩である。平木鉦山は、1995 年に発生した兵庫県南部地震 (M7.2) の震央から約 40km 北に位置する。平木鉦山では 1978 年から 1992 年にかけて、第 6.13 図に示す 5 回の応力測定が行われている (田中 (1993) の Table 1)。

主応力の大きさは被り深さにより異なるため、そのままでは比較できないので、田中 (1993) は、水平平均応力に対する水平最大せん断応力の比 μ_m を用いて、応力の時間変化を検討している。第 6.14 図に、田中 (1993) の Fig. 4. を示す。この図には、平木鉦山での 5 回の応力測定で得られた水平最大主応力の方位と μ_m の値が黒丸で示されている。この図に示された結果より、田中 (1993) は、「時間変化をみると、 μ_m の値は 1978 年の 0.16 から 1992 年の 0.53 まで徐々に増加しているように見える。これは地震発生の危険度が高まっていることを示す。」と述べている。

1995 年 1 月に、平木鉦山から南に約 40km の位置を震央として、M7.2 の兵庫県南部地震が発生した。防災科学技術研究所は、地震後の平木鉦山での地殻応力状態の変化を追跡するために、1995 年 3 月に水圧破壊法による三次元応力測定を行った。この測定には 1992

応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）

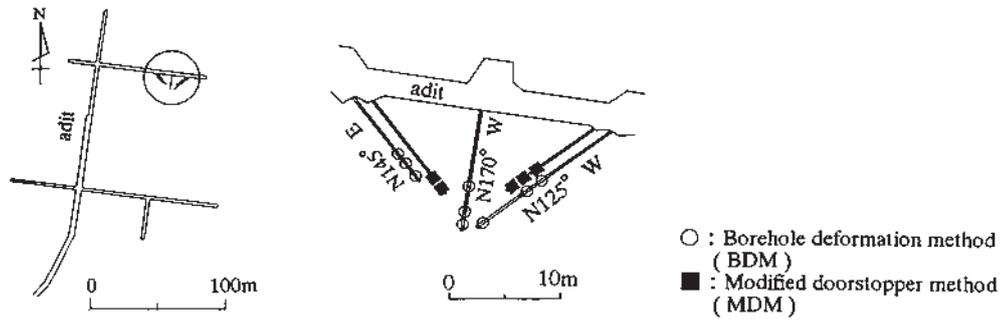


Figure 3. The location and arrangement of the boreholes and measurement points at Site I.

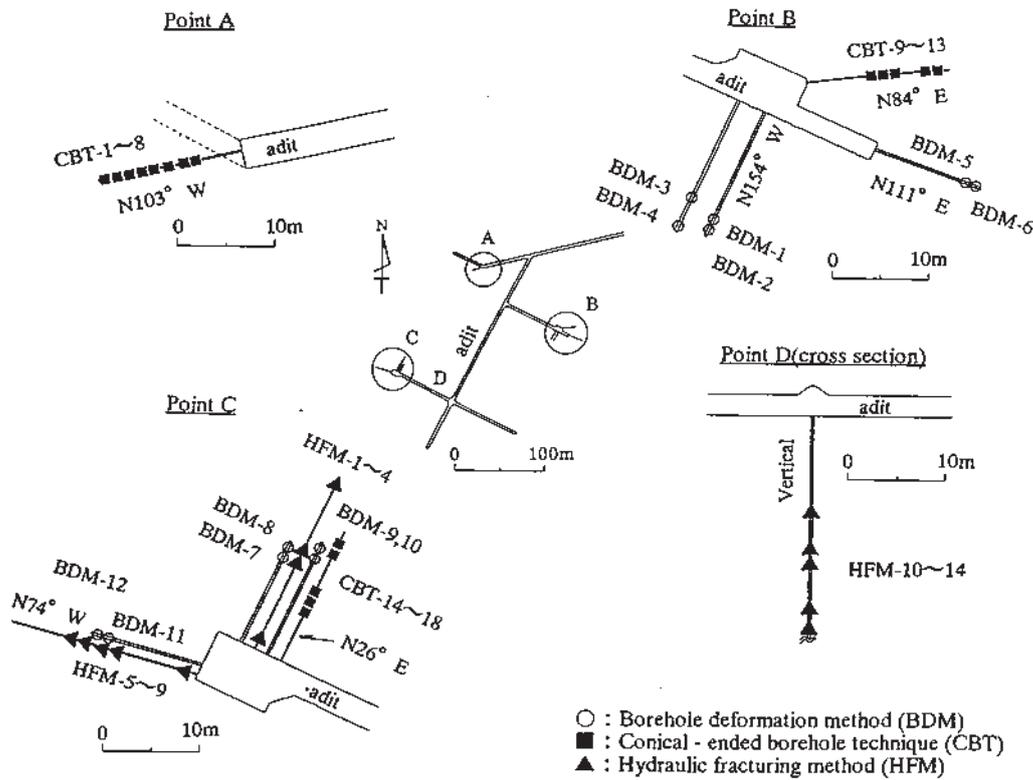


Figure 4. The location and arrangement of the boreholes and measurement points at Site II.

第 6.11 図 岩盤の硬さや亀裂の有無の影響例：岩盤状況 (Ishiguro *et al.*, 1997)

年 12 月と同じボーリング孔 3 本が使われた (池田, 1996). 第 6.15 図は, Ikeda *et al.* (1996) の Fig. 2. と Fig.3. に示された 1992 年の測定結果と 1995 年の測定結果である. Ikeda *et al.* (1996) は, 「兵庫県南部地震の前後で, 最大主応力の大きさは低下し, 中間主応力と最小主応力の大きさが増加している. 言い換えると, 最大主応力と最小主応力の差は, 4.6MPa から 2.8MPa に減少し, 中間主応力と最小主応力の軸は入れ替わっている. 水平最大主応力の方位は反時計回りに 36° 回転している.」と述べている.

第 6.16 図, Ikeda *et al.* (1996) の Fig. 6. に示された水平最大応力の方位と μm の時間変化である. Ikeda *et*

al. (1996) は, 「兵庫県南部地震のあとでは, $\mu m = 0.2$ まで下がっており, 過去 10 年ほど増大する傾向になったせん断応力がそれ以前の応力値レベルに戻った.」と述べている.

7. まとめ

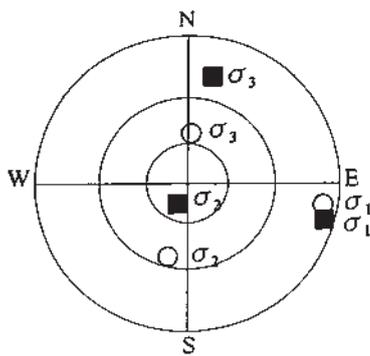
初期地圧は, 地下岩盤開発における地下構造物の建設・維持の安全性に必要な情報として, また理学的な面から地震に関連した地殻応力という観点で, これまで測定されてきた. 測定方法にも種々の方法が開発, 改良され現場に適用されてきた. その測定は決して安

Table 2. Initial rock stresses observed at Site I.

Stress	BDM	MDM
σ_1 (MPa)	9.0	15.9
azimuth	N100° E	N104° E
dip	6°	4°
σ_2 (MPa)	6.2	11.3
azimuth	N195° E	N204° E
dip	37°	73°
σ_3 (MPa)	4.6	3.1
azimuth	N3° E	N13° E
dip	52°	17°
σ_{AVE} (MPa)	6.6	10.1
σ_v (MPa)	5.2	10.6

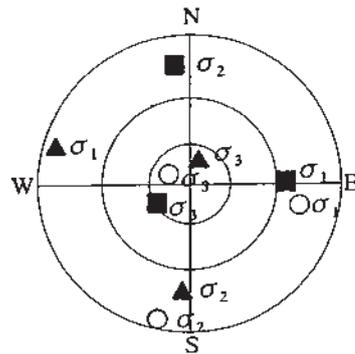
Table 3. Initial rock stresses observed at Site II.

Stress	BDM	CBT	HFM
σ_1 (MPa)	21.9	28.1	26.9
azimuth	N102° E	N89° E	N286° E
dip	17°	25°	5°
σ_2 (MPa)	11.2	11.4	14.2
azimuth	N193° E	N353° E	N184° E
dip	3°	13°	18°
σ_3 (MPa)	6.1	7.5	8.5
azimuth	N293° E	N239° E	N21° E
dip	73°	62°	71°
σ_{AVE} (MPa)	13.1	15.7	16.5
σ_v (MPa)	7.4	11.3	9.2



○ : Borehole deformation method (BDM)
 ■ : Modified doorstopper method (MDM)

Figure 5. Orientation of principal stress at Site I. (Stereographic lower hemisphere projection)



○ : Borehole deformation method (BDM)
 ■ : Conical - ended borehole technique (CBT)
 ▲ : Hydraulic fracturing method (HFM)

Figure 6. Orientation of principal stress at Site II. (Stereographic lower hemisphere projection)

第 6.12 図 岩盤の硬さや亀裂の有無の影響例：測定結果 (Ishiguro *et al.*, 1997)

Table 1. Operation items for crustal stress measurements at Hiraki site
 θ : azimuth of max. horizontal stress
 μ_m : ratio of max. shear stress value to mean stress value

No.	Date	Method	Item	Depth (m)	θ	μ_m
1	1978 Dec.	Stress Relief	3 Dimensional	108	N29°W	0.16
2	1985 Sep.	Hydrofracture	Depth Gradient	200~240	N15°W	0.35
3	1989 Feb.	Hydrofracture	Depth Gradient	23~65	N37°W	0.40
4	1989 Apr.	Hydrofracture	3 Dimensional	25	N34°W	0.21
5	1992 Dec.	Hydrofracture	3 Dimensional	108	N10°W	0.53

第 6.13 図 平木鉾山での地殻応力測定 (田中, 1993)

価なものではなく、これまでの測定結果は非常に貴重なデータと言える。過去の測定データを収集整理し、我が国の初期地圧状態について議論した論文もいくつか見られる。これら論文は、第2章で紹介した。しかし、それらの論文では限られた初期応力値のみの公表、特定サイトのみでのデータ公表、出典が公表されていない

いデータの使用などが多く、データベース的な視点で収集整理された文献は非常に少ない。

そこで、本論文では、過去に公表された初期地圧測定結果について文献調査・収集を行い、初期地圧状態の考察において必要と思われる項目(例えば、被り深さ、測定位置の岩盤状況など)を整理し、公表されたデー

応力解放法により測定された100m以深の地下深部岩盤の初期地圧状態（長ほか）

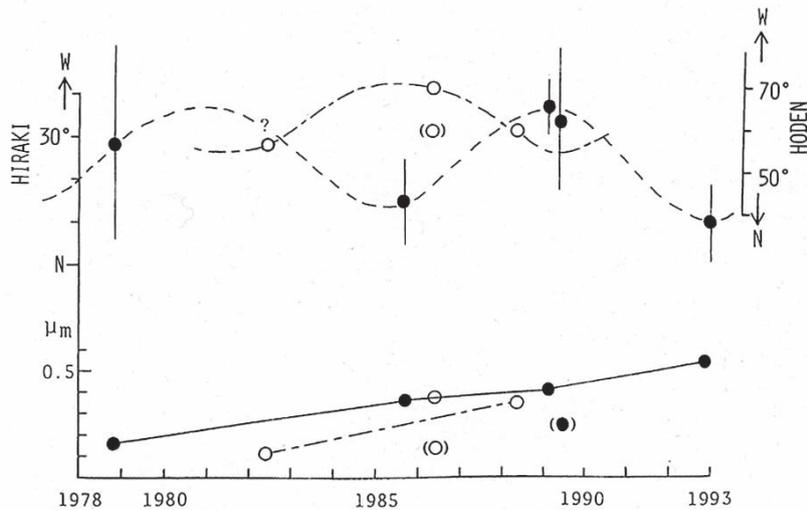


Fig. 4. Variation of max. horizontal stress direction and change of $\mu_m = (\sigma_{h1} - \sigma_{h2}) / (\sigma_{h1} + \sigma_{h2})$ with time.
●: Hiraki, ○: Hoden

第 6.14 図 平木鉱山での水平平均応力に対する水平最大せん断応力の比 μ_m の時間変化 (田中, 1993)

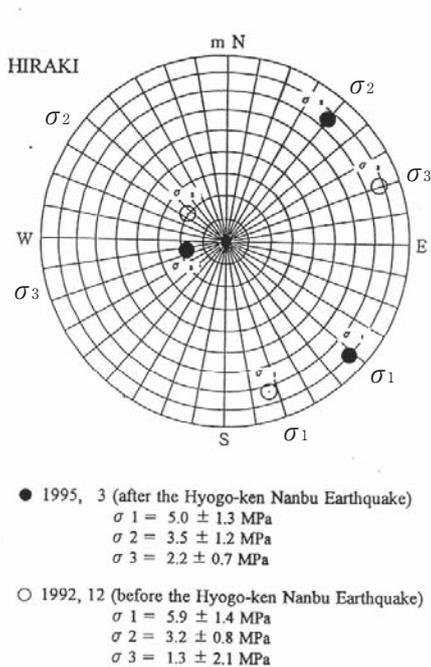


Fig. 2: Principal stress axes at Hiraki station on the stereo-graphic net of the lower hemisphere.

第 6.15 図 平木鉱山での 1995 年兵庫県南部地震前後での地殻応力測定結果。
左: 1992 年 12 月, 右: 1995 年 3 月 (Ikeda et al., 1996)

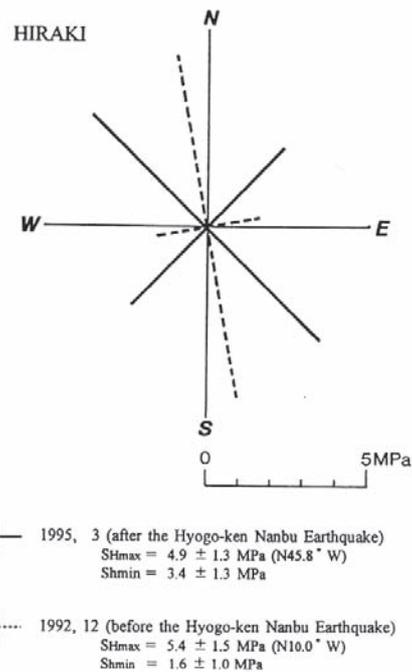
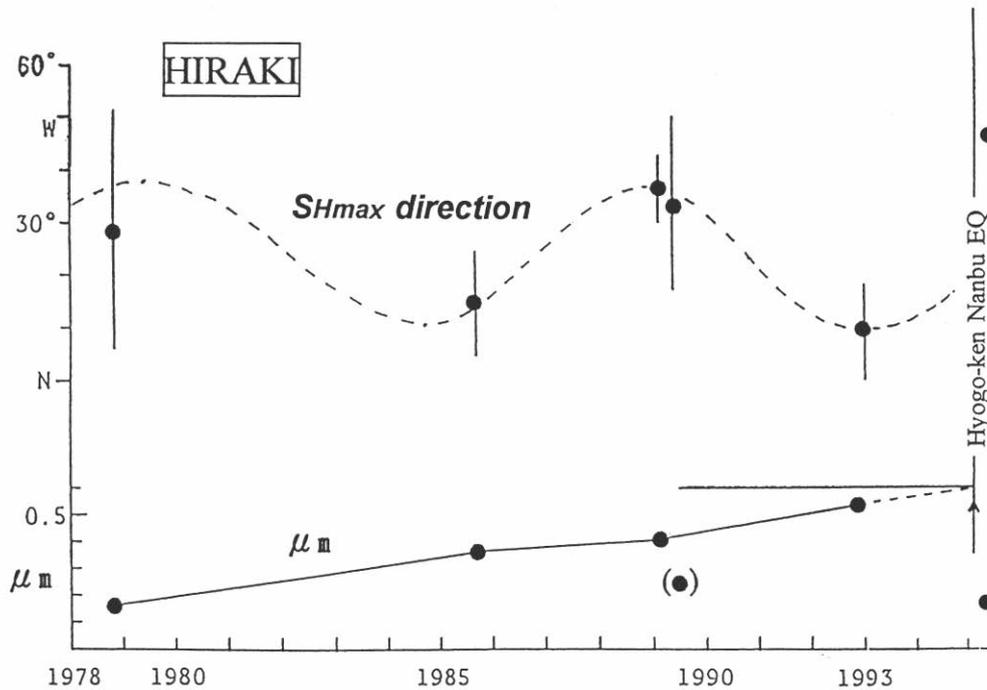


Fig. 3: Horizontal stress change at Hiraki station.

タから可能な限り測定位置の初期地圧状態が理解できるように、三次元主応力とそれらの方向余弦や6応力成分を計算し、データベースとしての視点のもとに一覧表形式で表示した。なお、収集整理した初期地圧データはデータの信頼性の観点から応力解放法により得られたデータのみを使用した。

整理されたデータを用いて、従来指摘されてきた初期地圧状態の傾向、特徴について5章で分析・考察するとともに、6章において、初期地圧に及ぼす各種要因の影響を例示した。我が国における地下岩盤内の初期地圧状態の特徴については、過去に公表されたデータを集約したデータを用いて分析を行っているので、



第 6.16 図 平木鉱山での 1995 年兵庫県南部地震前後での水平平均応力に対する水平最大せん断応力の比 μm の時間変化 (Ikeda *et al.*, 1996)

結果は必然的に既報と同様の傾向を示している。本報告においては、岩種、岩級を明示して分析結果を示しているところに特徴がある。それらの傾向については、5章の各節毎に記述しているので関連の節を参照されたい。

今後は、定期的に公表された初期地圧に関する文献を収集し、本論文で整理した項目に基づいて、統一的な初期地圧データの整備を継続していく予定である。一方で、初期地圧データベースとしてデータ検索、閲覧等についても検討を進める予定である。

謝辞：初期地圧測定データの収録を許可された測定実施機関各位に感謝致します。

本文中の一部の図において、GMT (Generic Mapping Tools) を使用して作図しました。ここに謝意を表します。

文 献

Amadei, B. and Stephansson, O. (1997) Rock stress and its measurement, Chapman & Hall.
 長秋雄 (2000) 国内の深地層初期応力状態, 日本応用地質学会平成 12 年度研究発表会講演論文集, 129-132.
 Fairhurst, C. (1968) Methods of determining in-situ rock

stresses at great depths. *Tech. Report No.1-68*, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska.

池田隆司 (1996) 兵庫県南部自身の震源域近傍における地殻応力繰り返し測定, 地震予知連絡会会報, **56**, 506-509.

Ikeda, R., Iio, Y. and Omura, K. (1996) In-situ crustal stress variation before and after the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake around the epicenter, *Proceedings VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling*, 393-398.

石田毅・金川忠 (1987) 地殻応力測定結果にみられる岩盤の不均質性の影響. 地震 第 2 輯, **40**, 329-339.

Ishiguro, Y., Nishimura, H., Nishino, K. and Sugawara, K. (1997) Rock stress measurement for design of underground powerhouse and consideration, *Rock Stress*, Sugawara, K., and Obara, Y., eds., 491-498.

Ito, T., Evans, K., Kawai, K. and Hayashi, K. (1999) Hydraulic fracture reopening pressure and the estimation of maximum horizontal stress, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **36**, 811-826.

地震予知総合研究振興会 (1997)

核燃料サイクル開発機構 (1999) わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第 2 次取りまとめ—

- 金川忠 (1999) 地下空洞建設における Acoustic Emission の利用技術に関する研究, 京都大学学位論文, 217.
- 金川忠, 林正夫, 日比野敏 (1975) 初期地圧測定に関する二, 三の考察. 第9回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 46-49.
- 金川忠・林正夫・仲佐博裕 (1977) 岩石における地圧成分の Acoustic Emission による推定の試み. 土木学会論文集, 258, 63-75.
- Kanagawa, T., Komada, H. and Hayashi, M. (1983) Measurement of Tectonic Stress. Strain Rates Related to Active Faults and Observed Earthquakes around Large Caverns, *Proc. 5th Cong. of ISRM*, Melbourne, F85-F88.
- 金川忠, 日比野敏, 石田毅 (1986) オーバーコアリング法による3次元地圧計測法—埋設型8成分ゲージの開発—. 電力中央研究所報告, No.385033.
- Kanagawa, T., Hibino, S., Ishida, T., Hayashi, M. and Kitahara, Y. (1986) Japan islands: Over-coring results from a multi-elements gauge used at 23 sites, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.*, **23**, 29-39.
- 小林昭一, 吉田太, 打田靖夫 (1990) 円錐形状孔底ひずみゲージによる原位置応力測定, 第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 279-284.
- 国土地理院ホームページ:
<http://www.gsi.go.jp/REPORT/JIHO/vol89-3.htm>
<http://www.gsi.go.jp/cais/HIZUMI-hizumi7.html>
- 中島健 (1982) : 地殻応力場に及ぼす地形の影響 (I). 地震 第2輯, **35**, 591-606.
- 西日本地殻応力調査班 (1994) 地殻応力測定総合報告 (1979~1993年), 地震予知連絡会会報, **51**, 703-711.
- Obert, L. (1968) Determination of stress in rock, A state of the art report, Appendix 5 in report by Fairhurst titled: Methods of determining in-situ rock stresses at great depths, *Tech. Report No.1-68*, Corps of Engineers, Omaha, Nebraska.
- 小笠原宏 (1984) 8素子ゲージ法による地殻応力測定法の精度とその改良, 地震 第2輯, **37**, 357-367.
- 小笠原宏・中島健 (1985) 8素子ゲージ法による地殻応力測定結果の改定, 地震 第2輯, **38**, 103-113.
- Oka, Y., Kameoka, Y., Saito, T. and Hiramatsu, Y. (1979) Investigations on the new method of determining rock stress by the stress relief technique and applications of this method, *Rock Mechanics in Japan*, **3**, 68-70.
- 齊藤敏明・石田毅・寺田孚・田中豊 (1988) 実測結果に基づくわが国の地下岩盤内の初期応力状態の検討, 土木学会論文集, 394, 71-78.
- 坂口清敏, 広川隆男, 尾原祐三, 菅原勝彦 (1991) 円錐孔底ひずみ法による岩盤応力測定 (その1) 理論測定精度の分析, 資源・素材学会平成元年度春季大会 研究・業績発表講演会講演要旨集, 13-14.
- Sugawara, K. (1997) Measuring rock stress and rock engineering in Japan, *Rock Stress*, Sugawara, K., and Obara, Y., eds., 15-24.
- 菅原勝彦, 岡村宏, 尾原祐三, 加藤春美 (1984) 球状孔底ひずみに対する応力解放法, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 165-169.
- Tanaka, Y. (1986), State of crustal stress inferred from in situ stress measurements, *J. Phys. Earth*, **34**, Suppl., S57-S70.
- 田中豊 (1993) 近畿北部の地殻応力状態とその変化, 京都大学防災研究所年報, **36**, B-1, 279-290.
- 田中豊・齊藤敏明 (1980) : 応力解放法による地殻応力の測定. 月刊地球, **2**, 630-647.
- 田中豊・藤森邦夫・竹内智一 (1990) : 平木鉦山, 宝殿採石場および土橋鉦山における地殻応力測定. 京都大学防災研究所年報, **33**, B-1, 23-37.
- Tsukahara, H. and Ikeda, R. (1987) Hydraulic fracturing stress measurements and in-situ stress field in the Kanto-Tokai area, Japan, *Tectonophysics*, **135**, 329-345.
- 塚原弘昭・池田隆司 (1989) 地殻応力測定結値から推定した堆積岩岩盤中の応力状態, 地質学雑誌, **95**, 571-578.
- Voight, B. (1966) Interpretation of in-situ stress measurements, in *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech. (ISRM)*, Lisbon, Lab. Nac. de Eng. Civil, Lisbon, **III**, pp. 332-348.
- Yokoyama, T., Ogawa, K., Kanagawa, T., Tanaka, M. and Ishida, T. (2003) Regional in-situ stress states in Japan based on measurements, *Rock Stress*, Sugawara, K., Obara, Y., and Sato, A., eds., 359-362.

(受付: 2008年12月4日; 受理: 2009年2月23日)