

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

田中 豊・藤森 邦夫・竹内 智一

CRUSTAL STRESS MEASUREMENT AT THE HIRAKI MINE, THE HODEN QUARRY AND THE TSUCHIHASHI MINE IN NORTHWEST KINKI DISTRICT

By Yutaka TANAKA, Kunio FUJIMORI and Tomokazu TAKEUCHI

Synopsis

In order to investigate the stress state and the strain accumulation in the Earth's crust, and to presume the possibility of earthquake-occurrences, three dimensional absolute stress measurement and the stress gradient measurement were carried out at 3 sites in Northwest Kinki District. Respective results obtained by the two different measuring methods, hydrofracturing and stress relief methods, do not always coincide three-dimensionally with one another due to the condition of the measuring points, however, the azimuth of horizontal principal stress agree well with one another, and most likely reflect the tectonic stress of the region. Moreover, as for the results of the horizontal stress measurements by hydrofracturing method at respective depths, the scattering is within 7° to 8° in the azimuthal angle. The regional differences observed are due not to the accuracy of measurement, but probably to the local characteristics of the measuring sites.

There is a considerable scattering in the stress values measured at the shallow part near the ground surface. As seen in the results measured at Hoden, there appear low stress parts at intervals of approximately 20 m. This low values may be caused by regularly existing joints in the large rock mass and by low overburden pressure at shallower parts of the upper crust. The stress is constantly released at the large joints or small fracture zone through relative micro-displacement of each rock block. The stress depth gradient in this region is relatively lower than the West Japan standard stress gradient. When the data at Hiraki measured in 1985 and 1989, especially their depth distribution, are compared, it is inferred that the principal stress azimuth and the stress gradient have been changing and increasing. This stress changes may be related to the seismic activities that continued since around 1986 near Kameoka in East 40 km away from Hiraki.

1. 緒 言

地殻応力測定の目的¹⁾は、地殻内部の応力状態を知ることにより、各種の地殻活動の根源を探り、地震発生機構の解明を目指すと同時に、応力状態の時間的変化、地震エネルギーの蓄積状況を監視して、地震発生の危険度を推定することである。しかしながら地表付近で応力値が高くても深度勾配が低い場合もあるので、地震が発生する深度の応力状態を知るためには、応力の深度による増加の割合を求めることが必要である。

地殻応力の現場測定には応力解放法^{2),3)}と水圧破碎法⁴⁾がある。応力解放法では深いボーリング孔での測定は不可能で、地下深部の測定をするためには地下トンネルを利用する必要がある、応力深度勾配を求めるのは難しい。水圧破碎法では発生した亀裂方向の判定、亀裂開口、閉塞時の水圧の決定に多少誤差を生じ、一点の応力測定としては、応力解放法より精度が低いように思われる。特に、せん断応力が応力解放法に比べて小さく求められる傾向がある。しかし、応力勾配を求めること、亀裂を再開して応力変化を求めることができるので地殻応力の研究のためには水圧破碎法の方が有利であるが、なお基礎研究として精度の限界を究めるためには、両方法による比較測定が必要である。比較測定を行なうにしても全く同一場所で測定を行なうことは不可能であり、しかも地下での亀裂の状態など条件の相違で、応力状態が全く同じであることは保証できないので両者の完全な一致は難しい。

当面の調査項目は、1. 応力解放法と水圧破碎法による3次元地殻応力の測定、2. 水圧破碎法による応力の深度勾配の測定、3. 水圧破碎の繰り返しによる応力変化の測定⁵⁾、などを実施することである。3については宝殿で一回実施したが今後も平木、宝殿で繰り返し測定を実施する予定である。以上の測定により水平面内主応力の地域分布、3次元応力状態の決定、応力の深度勾配より地下深部の応力状態の推定、平均応力とせん断応力の深度勾配を求めて、破壊発生の可能性(地震発生の危険度)を予測し、また応力変化の有無を実証することが、地震予知における応力研究の差し当たりの目的である。

2. 応力測定場所および測定内容と種目

本論文では平木鉱山、宝殿採石場、土橋鉱山での各種応力測定の結果を述べる。これらの測定点の位置はFig. 1に示す通りであり、これまでにこの地域で測定された水平面内主応力方向を併せて示した。

2.1 平木鉱山(カオリン質ろ一石鉱山)⁶⁾

兵庫県加東郡社町 135°05.0'E, 34°57.5'N 白亜紀後期流紋岩

1978年12月 8 素子ゲージ・応力解放法による3次元応力測定⁷⁾。

30 mL 坑道、地表よりの深度 140 m、海拔 210 m。

水平ボーリング直交2本、応力解放孔直径 148 mm。

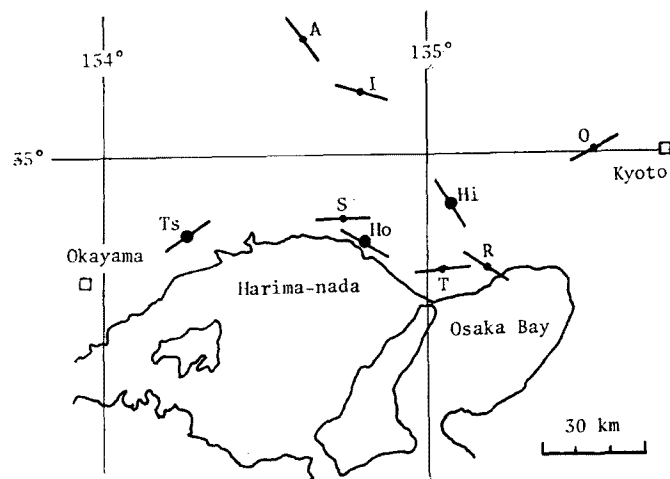


Fig. 1. Location of the measuring sites for crustal stress and azimuth of maximum horizontal stress in Northwest Kinki District.

Hi: Hiraki, Ho: Hoden, Ts: Tsuchihashi, A: Akenobe, I: Ikuno,
O: Otani, T: Takatsukayama, S: Shiromidai, R: Rokko-Suwayama

1985年9月 水圧破砕法による鉛直応力勾配の測定。

1978年の測定点から南約 200 m。LO 坑（地表からの深さ 145 m）より鉛直 60 mm 径ボーリング 100 m, 測定点 8 点。

同和工営 K. K. による計測器開発テスト（データ提供）。

1989年2月 水圧破砕法による鉛直応力勾配の測定。

1978年の測定点の北西 120 m, 地表より鉛直 60 mm 径ボーリング 70 m, 水圧破砕測定12点。

1989年4月 水圧破砕法による3次元応力測定。

地表より斜下方2方向 48 mm 径ボタリング各 30 m および鉛直 60 mm 径ボーリング孔利用。

2.2 宝殿採石場（建材、竜山石採石）

兵庫県高砂市 134°48.0'E, 34°46.6'N, 海拔 4 m, 白亜紀流紋岩質熔結凝灰岩。

1982年8月 8素子ゲージ・応力解放法による3次元応力測定⁸⁾。

鉛直 7.5 m ボーリング, 応力解放孔 148 mm 径, 圧縮空気噴出による「くりこ」排除方式を採用。

1986年11月 16素子ゲージ応力解放法による3次元応力測定⁹⁾。

鉛直 18 m ボーリング, 応力解放孔 148 mm 径。

1986年12月 水圧破砕法による3次元応力測定⁹⁾。

応力解放孔底より鉛直 48 mm 径ボーリング 10 m, 60°斜下方2方向 48 mm 径ボーリング各 32 m, 計3本。

1988年9月 水圧破砕法による鉛直応力勾配の測定¹⁰⁾。

1982, 86年のボーリング孔の東約 30 m 地点, 鉛直 60 mm 径ボーリング 100 m, 12点で測定。

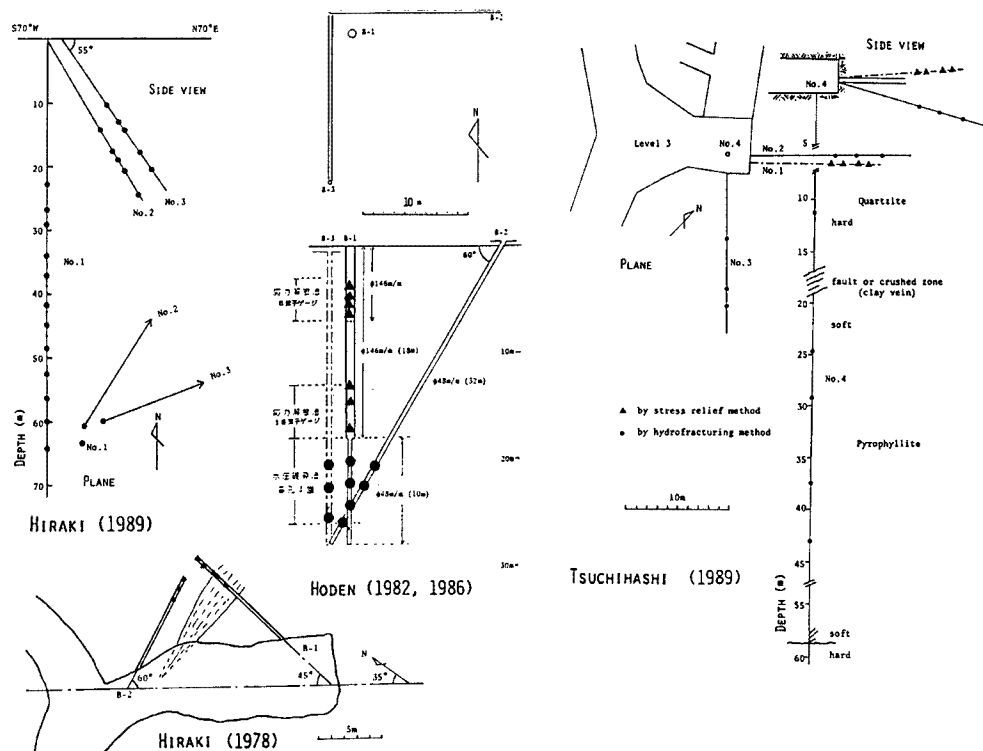


Fig. 2. Direction of boreholes at Hiraki (left), Hoden (middle) and Tsuchihashi (right) measuring sites.

●: hydrofracturing points ▲: stress relief points

2.3 土橋鉾山 (陶石, セリサイト, ろー石等鉾山)¹¹⁾

岡山県備前市三石 134°15.7'E, 34°47.2'N 探査運搬斜坑 L3 退避坑, 地表面下 140 m, 海拔 25 m, 白亜紀流紋岩質熔結凝灰岩珪化帯。

1989年3月 16素子ゲージ応力解放法による3次元応力測定。

坑道より水平 5° 上向きボーリング 12 m, 応力解放孔 180 mm 径。

1989年11月 水圧破砕法による3次元応力測定。

坑道より dip 15° のほぼ水平 48 mm 径ボーリング直交2方向各 15 m, および 60 mm 鉛直ボーリング孔使用。

1989年11月 水圧破砕法による鉛直応力勾配の測定。

坑道より鉛直 60 mm 径ボーリング 60 m, 測定点 5 点, 17 m 以深はろー石鉾床となる。ボーリング孔の変形などで亀裂方位測定不能の測点あり。

Fig. 2 には1978年の平木坑内よりのボーリング方向, 1989年水圧破砕のためのボーリング孔と測定点 (左), 宝殿の1982, 1986年のボーリング方向測定点 (中), 土橋の1989年のボーリング方向, 測定点 (右) を示す。

3. 3次元応力測定—応力解放法と水圧破砕法の比較

3.1 平木鉾山

応力解放法による応力測定は, 1978年12月に地表面下 108 m 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, 8素子ゲージ法により行なった。詳細については, 昭和53, 54年度文部省科学研究費補助金研究成果報告書「地殻応力測定と地殻応力変化観測法の基礎的研究」に記載してある。小口径3次元水圧破砕法による測定は, 1989年4月に地表より斜下方 dip 55° の2方向のボーリング孔各 30 m と, 応力深度勾配測定用の 60 mm 径のボーリング孔を用いて実施した。これらの測定結果は, **Table 1** と **Fig. 3** に示す

Table 1. Results of absolute stress measurements at Hiraki and Tsuchihashi sites.

Hiraki site				Tsuchihashi site			
Stress Relief Method				Stress Relief Method			
	MPa	Azimuth	Dip		MPa	Azimuth	Dip
σ_1	4.9 ± 0.5	N 53°W $\pm 15^\circ$	$48^\circ \pm 10^\circ$	σ_1	6.2 ± 0.6	N 49°E $\pm 9^\circ$	$11^\circ \pm 18^\circ$
σ_2	3.1 ± 0.7	N169°W $\pm 18^\circ$	$21^\circ \pm 20^\circ$	σ_2	5.2 ± 0.4	N 65°W $\pm 34^\circ$	$65^\circ \pm 14^\circ$
σ_3	1.9 ± 0.5	N 86°E $\pm 25^\circ$	$54^\circ \pm 10^\circ$	σ_3	3.4 ± 0.6	S 36°E $\pm 8^\circ$	$22^\circ \pm 11^\circ$
σ_{h1}	3.6 ± 0.8	N 29°W $\pm 27^\circ$	...	σ_{h1}	6.2 ± 0.6	N 52°E $\pm 10^\circ$	...
σ_{h2}	2.6 ± 0.7	N118°W $\pm 27^\circ$	...	σ_{h2}	3.7 ± 0.6	N 38°W $\pm 10^\circ$	...
σ_v	3.7 ± 0.4	...	...	σ_v	5.0 ± 0.4	...	...
Hydrofracturing Method				Hydrofracturing Method			
	MPa	Azimuth	Dip		MPa	Azimuth	Dip
σ_1	3.0 ± 0.4	N 45°W $\pm 12^\circ$	$25^\circ \pm 8^\circ$	σ_1	4.9 ± 0.7	S 20°W $\pm 10^\circ$	$6^\circ \pm 10^\circ$
σ_2	1.9 ± 0.4	S 39°W $\pm 12^\circ$	$13^\circ \pm 10^\circ$	σ_2	2.3 ± 0.8	N 66°W $\pm 15^\circ$	$34^\circ \pm 23^\circ$
σ_3	0.2 ± 0.6	S 76°E $\pm 16^\circ$	$61^\circ \pm 9^\circ$	σ_3	0.9 ± 0.8	S 79°E $\pm 21^\circ$	$55^\circ \pm 23^\circ$
σ_{h1}	2.6 ± 0.4	N 34°W $\pm 18^\circ$	...	σ_{h1}	4.9 ± 0.7	N 18°E $\pm 11^\circ$	...
σ_{h2}	1.7 ± 0.3	N 56°E $\pm 18^\circ$	...	σ_{h2}	1.9 ± 0.7	N108°E $\pm 11^\circ$	...
σ_v	0.8 ± 0.6	...	...	σ_v	1.4 ± 0.8	...	...

通りである。両地点は水平距離で 120 m 離れている。応力解放法の結果は、鉛直応力がやや大きく、最大応力軸が傾角 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。水圧破碎による結果は平均深度 16 m 付近の値であり、やはり鉛直応力は理論的かぶ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、応力解放法による測定結果は、中間主応力軸を軸として約 23° 回転させて水平に近づけると、両者の 3 次元応力軸はよく一致する。つまり、応力解放法の結果は地形影響のため地表斜面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。また、応力値も地形の影響で主応力軸が傾いているとすれば、 $0.02 H$ (MPa, H : 深度 m) なる勾配で説明できそうである。すなわち、2 つの異なった方法で 120 m 離れ、測定時期も深度も異なるが、両者の結果は予想以上によく合致しいと考えてよい。

3.2 宝殿採石場

1982年8月、鉛直ボーリングを行ない、深さ 2.5 m から 7.5 m 間で 8 素子ゲージを用いた応力解放法を、

圧縮空気を吹きつけ「くりこ」を排除する技術を用いて、6 回の測定を行なった。その平均的な値は Fig. 4 に示す通りである。ここで、鉛直応力値が大きいのは 8 素子ゲージ法では、ボーリング孔軸方向の応力値も原理的に決定できるが、8 素子ゲージはりつけ面（孔軸に直交する平面内）における応力測定精度に比して決定精度が悪いことによる。また、1986年11月にはこのボーリング孔で 16 素子ゲージを用いた応力解放法により深さ 13—18 m 間で測定したが、主応力方向はほぼ一致しているにもかかわらず、水平面内主応力値はかなり小さく求められた。これについては、応力深度勾配の項で述べる。この 16 素子応力解放法の測定に引き続き、孔底より 48 mm ボーリングを 30 m まで延長し、さらに斜下方 dip 60° の 2 本のボーリングを行ない、計 3 本の 48 mm 径ボーリング孔で水圧破碎による 3 次元応力測定を行なった。測定深度は 21—28 m であり、この深さにおいてはじめて水平方向が最大応力値となった。3 つの測定について水平面内主応力は $N70^\circ W \pm 10^\circ$ で一致することが確認された。3 次元的に見ても応力解放法では鉛直応力が大きく求められただけで、3 次元的にもかなりよく一致していると考えてよい。

3.3 土橋鉦山

1989年3月に、地表下 140 m 坑道から水平ボーリングを行ない、16 素子ゲージを用いた応力解放法により、表面的にはかなり強固な珪化した熔結凝灰岩の中で測定を行なった。熱水変成で珪化した凝灰岩は降伏限界応力が低く、塑性変形しやすく、従って応力が緩和される性質があると同時に、坑道掘削に際し、ダイナマイトの使用などで亀裂が入り弾性体内での坑道周辺の応力集中と異なり、応力が低下することが考えられる。そのため坑道壁面から 7.7 m, 8.7 m の測定では 11.25 m の測定に比して応力値が半分以下でかなり低い (Fig. 5 参照)。また、10.25 m の測定では主応力方向が他の 3 点とかなり異なっている。推定によれば、最深点 11.25 m の応力値が、この地域の一般的な地山応力であり、坑道周辺 9 m 位までは岩盤がゆるんでおり、10 m 付近がその境界であり、ここでは亀裂が最大せん断応力の方向に生じ、主応力方向は局部的にこの亀裂と平行方向に大となり、応力解放による測定においても周辺の亀裂方向の影響（ゲージはりつけ面

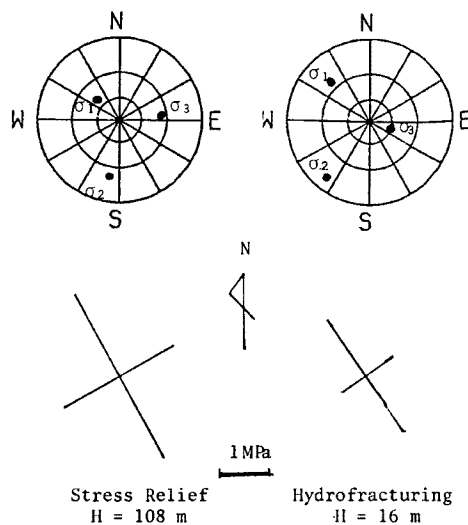


Fig. 3. Results of absolute stress measurements at Hiraki site.

Upper: directions of principal stresses shown on stereographic net of lower hemisphere.

Lower: the principal axes of horizontal stress.

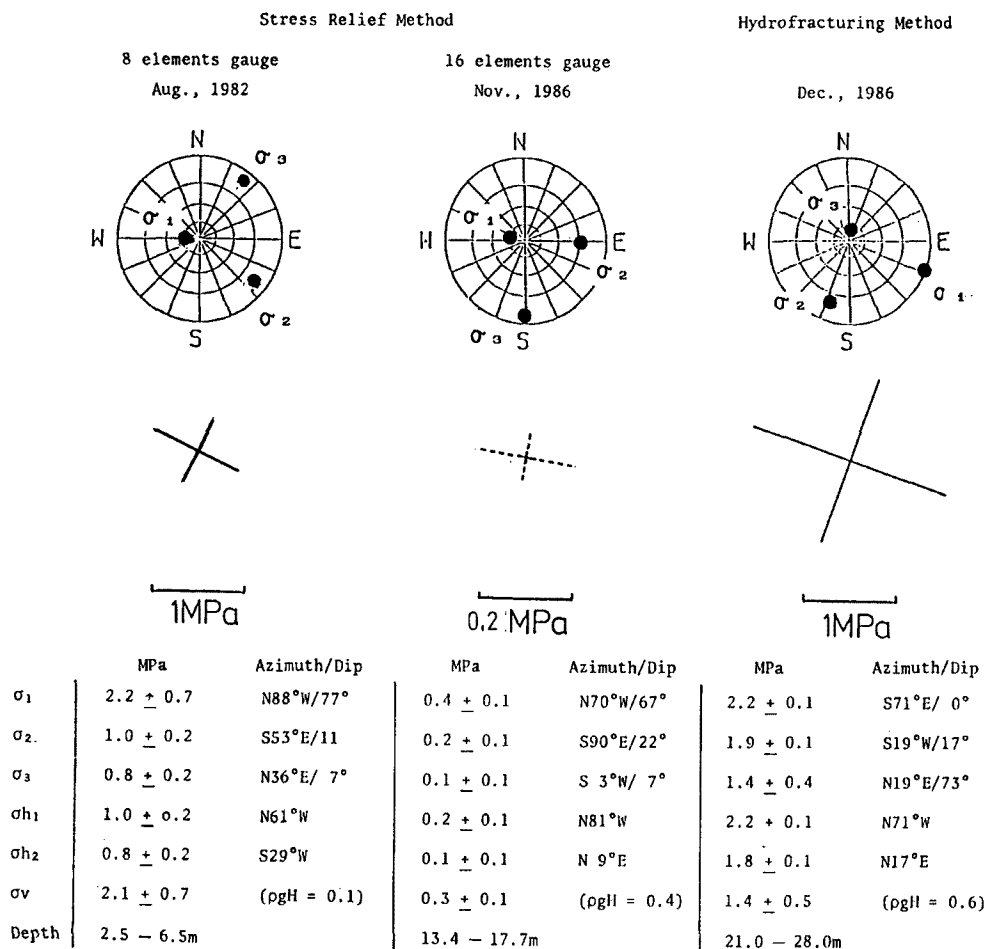


Fig. 4. Comparison among the absolute stress measured at Hoden by stress relief methods, using 8 elements-gauge (left) and 16 elements-gauge (middle), and hydrofracturing method.

Upper: directions of principal stress shown on stereographic net of lower hemisphere.

Middle: the principal axes of horizontal stress.

Lower: stress values and directions.

にその方向の亀裂がなくても)を受けたものと思われる。鉛直応力値は、密度 2.6 g/cm^3 とすれば、 $0.025 \text{ MPa} \times \text{深さ } 160 \text{ m}$ で 4 MPa であるが、実測値は $5 \pm 0.4 \text{ MPa}$ であった。

1989年11月、応力解放法を実施した坑道と同じ坑道から、傾斜角約 15° のほぼ水平で直交2方向の 48 mm ボーリング孔2本と応力深度勾配測定のための 60 mm 径の鉛直ボーリング1本を行ない、水圧破碎法による3次元応力測定を実施した。しかし、珪化した凝灰岩の性質によるためか、水圧を加えても亀裂はなかなか生ぜず、孔壁の剝離があり測定は難行した。また、鉛直ボーリング孔は 17 m 下方で粘土層を含んだ破碎帯に遭遇し、それ以深はろ一石鉱山床に入り、珪化凝灰岩中では1点でしか測定できなかった。また、ろ一石鉱床内での測定も、塑性変形のため測定は難行し、4点で水圧破碎を行なったが、亀裂の型取りは下部2点でしか実施できなかった。

応力解放法と水圧破碎法で求められた3次元応力状態を比較すると (Table 1 参照)、まず中間主応力と最小主応力が入れ替わっているように見えるが、水圧破碎法では鉛直応力が小さく求められすぎすぎでい

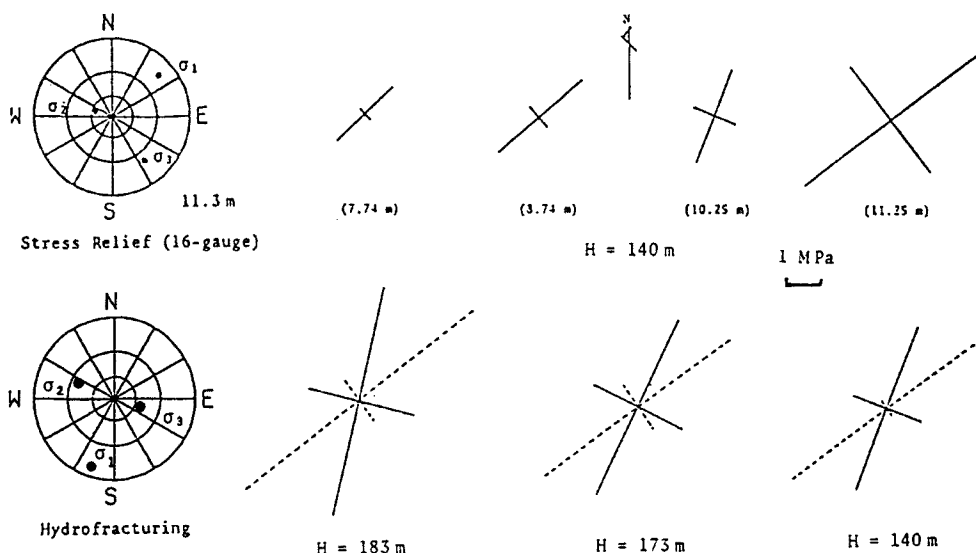


Fig. 5. Results of absolute stress measurements at Tsuchihashi site. Directions of principal stresses shown on stereographic net of lower hemisphere (leftmost) and the principal axes of horizontal stress (right). Upper: by stress relief method. Lower: by hydrofracturing method. The values in parenthesis are the depth of the measuring point from the mouth of borehole. H is the depth of measured point from the ground surface. Solid line shows the measured values, and broken line shows the principal stress values after correction, assuming the principal stress direction N52° E.

る。これは，ボーリング方向が実際の応力状態に対し測定するのに不適当な方向であったためかも知れない。水圧破砕法と応力解放法による水平面内の主応力方向を比較すると，水圧破砕法によるものは応力解放法に比して約 35° ほど反時計方向に回転している事実が見られる。この方向は，応力解放法による深度 10 m における測定結果とも一致し，水平面内主応力方向は 2 つのグループに分かれることになる。この原因は珪化凝灰岩や，ろ一石鉱床の塑性変形にあると考えられる。

この推定の理由は，1. 水圧破砕時に孔壁が剝離しやすく，また，亀裂発生が困難であったこと，2. 岩石試験の結果，珪化凝灰岩でも降伏応力点が低かったこと，3. 鉛直孔が変形しやすく，パッカーが挿入できなくなったり，2 か所の型取り直後 3 回目の型取り時に 20 m 地点で捲上げ不可能となったという事実からである。測定実施はボーリング孔の変形などのため難行し，掘削後すでに 20 日を経過していた。

応力解放法による 11.25 m 点での測定が種々の状況から考えて最も正しい地山応力値であると考えられ

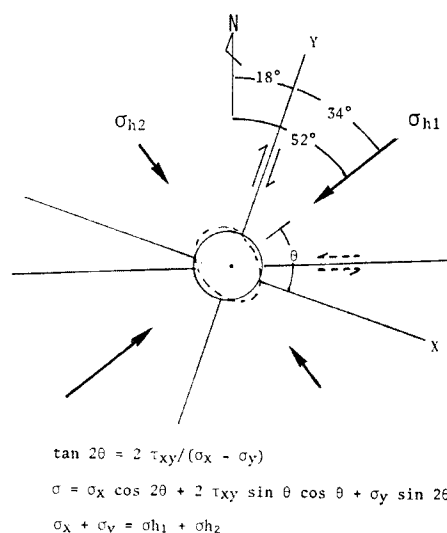


Fig. 6. Deformation of borehole, and direction of horizontal principal stress and planes of shear fracture (see text).

るので、ここで得られた水平面内最大主応力軸を Tectonic Stress の方向と考えれば、水圧破砕から得られた亀裂方向は内部摩擦角を 20° とした時のせん断すべり面方向と一致する。つまり、水圧破砕により生じた亀裂は、ボーリング孔の塑性変形により孔壁方向の応力が緩和したため、最大せん断応力方向に近い方向に亀裂が生じ（あるいはすでに生じていた）、この方向の応力値とそれに直交する方向の応力値を得たものとする。そこで、最大圧縮応力方向を応力解放法による $N 52^\circ E$ と仮定し、水圧破砕によりできた亀裂方向 $N 18^\circ E$ (Y 軸方向) と $N 108^\circ E$ (X 軸方向) の2方向の応力値を測定したものとすれば、 τ_{xy} が計算され (Fig. 6 参照)、したがって、また最大、最小主応力値も計算できる。理論的には $\sigma_x + \sigma_y = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$ の制約があるため σ_{h1} が測定値 σ_y より大きくなるのは当然であるが、 σ_{h2} は σ_x より小さくなり、計算上最大せん断ひずみは必ず大きくなる。このような補正をした結果は、Fig. 5 の右下図の点線のようになり、最大主応力値は応力解放法の結果とほぼ等しくなるが、最小主応力値は小さくなりすぎるようである。結局、塑性変形しやすい（降伏点の低い）ろ一石中で水圧破砕を行なったため特異な結果が得られたが、生じた亀裂方向はこの場合、最大主応力方向ではなく最大せん断応力方向であったことは確かであろう。

4. 応力深度勾配

4.1 平木鉱山

平木鉱山では、1985年9月、同和工営株式会社技術開発部が山口大学工学部の指導の下に、新しく開発し

Table 2. Horizontal principal stress values and azimuths at different depths obtained by hydrofracturing measurements at Hiraki, Hoden and Tsuchihashi sites. The values in parenthesis are the corrected values deduced from the principal stress direction $N 52^\circ E$.

Depth (m)	σ_{h1} (MPa)	σ_{h2} (MPa)	Azimuth of σ_{h1}	Depth (m)	σ_{h2} (MPa)	σ_{h1} (MPa)	Azimuth of σ_{h1}
Hiraki				Hoden			
23.3	3.8	2.0	N28.9°W	20	0.92	0.94	N 31.1°W
27.0	1.7	0.9	N47.5°W	25*	(1.49)	(2.26)	(N 45.1°W)
29.4	4.9	0.1	N83.3°W	35*	(0.95)	(1.25)	(N 65.5°W)
34.0	5.3	2.3	N43.5°E	40	1.84	2.94	N 77.0°W
37.3	3.7	1.4	N32.8°W	45	2.38	5.23	N 68.7°W
42.0	7.3	2.9	N53.8°W	55	0.95	1.78	N 81.3°W
45.0	9.3	3.6	N70.0°W	66	1.84	3.66	N 56.7°W
48.3	3.2	1.5	N33.3°W	70	1.67	3.67	N125.4°W
52.5	1.5	1.0	N76.7°E	75	1.27	2.32	N 76.4°W
56.5	4.4	2.1	N84.5°E	85	0.93	1.22	N 74.5°W
60.0	7.4	3.0	N41.5°W	90	1.48	2.99	N 75.7°W
64.6	4.9	2.6	N34.9°W	95	1.07	1.73	N 88.0°W
200	5.7	2.8	N17.1°W	Tsuchihashi			
204	6.4	2.7	N 2.0°W	140	4.9 (6.4)	1.9 (0.4)	N18.4°E (N52°E)
207	5.2	2.6	N 9.9°W	151	7.2 (9.0)	3.5 (4.2)	... (N52.°E)
217	2.4	2.2	N44.1°W	165	5.8 (7.5)	2.5 (0.8)	... (N52.°E)
223	5.5	2.5	N26.9°W	169	4.5 (5.7)	2.0 (0.7)	... (N52.°E)
229	...	3.5	...	177	5.4 (6.7)	2.8 (1.5)	N23.9°E (N52°E)
234	7.1	3.5	N26.1°W	183	6.5 (8.2)	3.1 (1.4)	N11.4°E (N52°E)
240	7.5	3.8	N 7.3°W				

*Transversal fracture

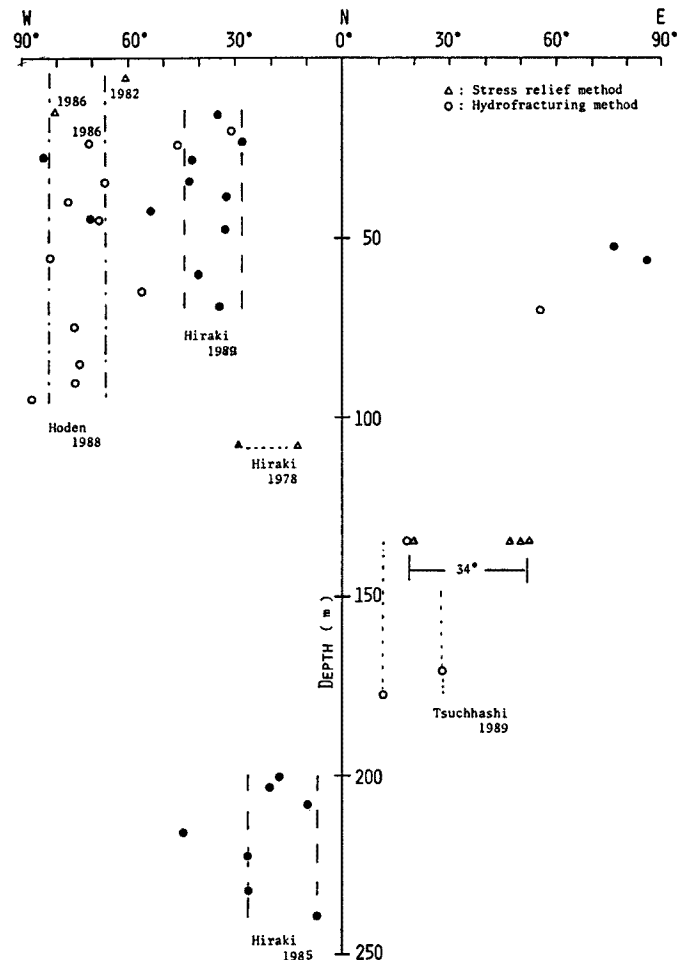


Fig. 7. The azimuth of horizontal principal stress at each depth of measuring points of Hiraki, Tsuchihashi and Hoden.

た水圧破碎測定用計器のテストのため，地表下 145 m の坑道から鉛直下方 100 m の 60 mm 径ボーリングを行ない，水圧破碎測定を実施している。この測定結果は，同和工営の好意により提供され¹²⁾，Table 2 に掲げた。その後1989年2月には平木鉱山の地表から鉛直 70 m の 60 mm 径ボーリングを行ない12点で測定した。測定結果は，Table 2 に，主応力方位は Fig. 7 に，また主応力値は Fig. 8 に示した。水平面内主応力方向については，200 m 以深の1985年の結果は試験測定であったのでややバラツキが大きい，1点を除いて $\pm 10^\circ$ 以内におさまる平均方位は $N 15^\circ W$ である。1978年の応力解放法（地表下 108 m）による主応力方向は従来の解析方法では $N 10^\circ W$ ，その後，ひずみ感度係数を改訂し再計算された所¹³⁾， $N 29^\circ W \pm 27^\circ$ となるが，1985年測定による主応力方向はこの中間となり，水平距離で約 200 m はなれているにもかかわらず両者はよく一致している。これに対し，1989年の測定は地表付近であるせいか，12回の測定のうち5回は異常な亀裂方向，すなわち主応力方向を示しているが，7点の測定は深さ 15 m 前後の3次元水圧破碎測定結果を含めて平均 $N 34^\circ W$ となり，バラツキは $\pm 7^\circ$ 以内に落ち着いている。この方位を1985年の測定と比較すると，平均して主応力方向が約 20° 左回転し NNW から NW 方向に変化し，換言すれば，東西方向の Tectonic Stress が増大したと考えざるを得ないほど系統的に異なっている。これは一つには，測定点が水平位置でも 260 m 離れていることによるものかも知れないが，位置の違いによる主応力方向の違いあるいは地形影響の差であれば深さと共に系統的に方位が変わり，ある深さ以下で安定すると考えられるの

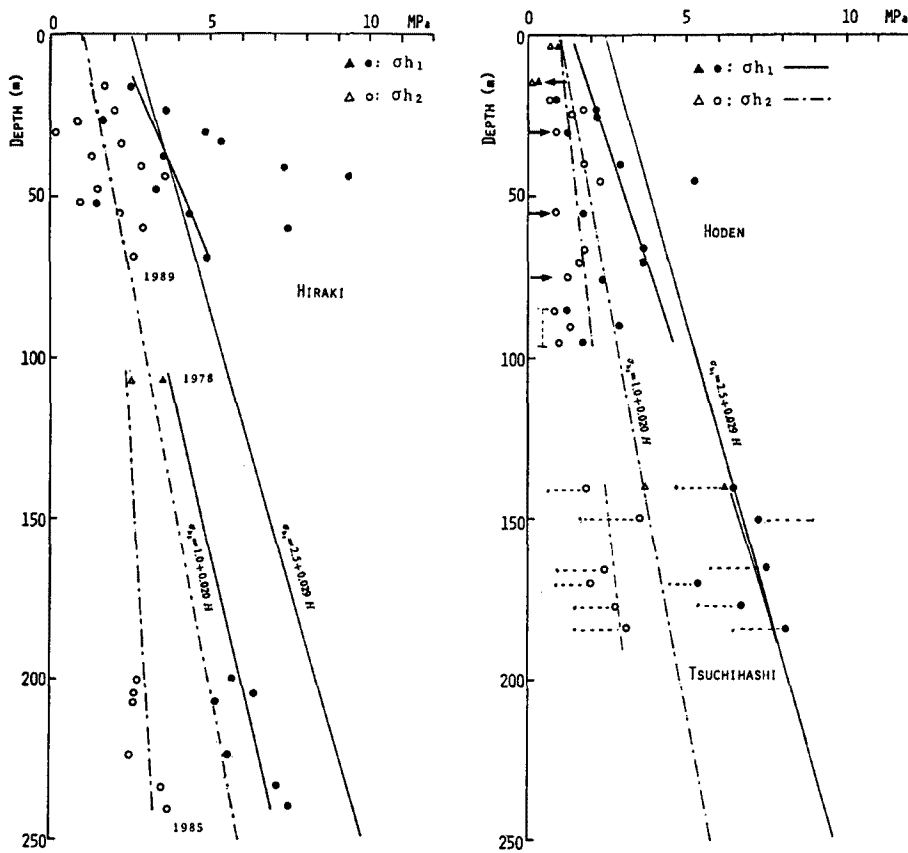


Fig. 8. Variation of horizontal principal stress value with depth.

Left: Hiraki. Right: Hoden and Tsuchihashi.

Broken line shows the correction value at Tsuchihashi. Arrows indicate low stress zones at Hoden. Short straight line and chain line show the stress gradients of σ_{h1} and σ_{h2} at each site, respectively. The standard stress gradients of Western Japan are shown by long straight and chain lines.

で、深さ 70 m にわたってはほぼ一定であるということから両者の違いは場所や地形による差ではなく、測定時期の違いによる可能性が高い。また主応力勾配は Fig. 8 左図からわかるように、1985年の σ_{h1} , σ_{h2} の勾配は共に西日本の標準応力勾配¹⁴⁾ $\sigma_{h1} = 2.5 + 0.029 H$, $\sigma_{h2} = 1.0 + 0.020 H$ に比べて明らかに小さいが、1989年の測定では σ_{h1} の勾配はかなり増加していると判断される。つまり主応力方向と同時に主応力値も、応力勾配も増加した可能性がある。その原因として考えられるのは、1983年5月、M=7.7の日本海中部地震以後、西南日本の地震活動度が増加した¹⁵⁾こと、あるいは後に述べるように亀岡付近の地震活動による応力再配分によるものかも知れないが、因果関係を示す直接の証拠はない。

4.2 宝殿採石場

1988年、9月の3次元応力測定位置の東 30 m の地点で、60 mm 径深さ 100 m の鉛直ボーリングを実施し、Table 2 に示すように 5—10 m 間隔の12点で水圧破壊測定を行なった。深さ 25 m, 35 m では縦亀裂が発生せず。値は斜亀裂から便宜的に求めたものである。水平最大主応力方向は深さ 20 m, 25 m, 66 m, 70 m 付近で異常があるが、残り 8 点の測定は平均 $N 73^\circ W \pm 7^\circ$ で16素子による応力解放法、3次元水圧破壊法の結果ともほぼ一致する。これに対し、最大主応力値の乱れは激しい。しかし、詳細に見るとほぼ 20 m

間隔で系統的に主応力値の非常に低いところがあり，

$$1.5 + 0.035 H \text{ (MPa, } H \text{ 深さ m)}$$

$$0.35 + 0.029 H \text{ (MPa, } H \text{ 深さ m)}$$

の2つの直線上に分布するように見える。両者の勾配は余り変らないが地表での値（定数項の値）が異なり1.2 MPa ほどの差がある。つまり，100 m までの間に，20 m 間隔で1.2 MPa ほど応力値が落ちている場所があると思われる。宝殿採石場の採石中の岩壁はきわめて均質な中に，10 m 以上の間隔で大きな節理があり，この間が均質な大きなブロックとして採石されている。100 m のボーリングのコアを見れば，孔口より孔底まで均質であり，ボーリング上は大きな節理は見られず，地下水も全く湧出しなかった。しかしかぶり圧は小さく，そのため水平応力により節理部分で微小なすべりが生じている可能性がある。また，60 m 以深ではやや変色し，その下部に小断層か破碎帯があるのではないかと推定されるが，85 m 以深で応力値の低いのはそのためと考えられる。ここで0.035 H という高い方の深度勾配が深部まで続くとすれば西日本の標準応力勾配よりすこし大きいことになる。最小主応力勾配は平均的にみれば標準応力勾配とほぼ等しい。

4.3 土橋鉱山

地表下140 m 坑道付近の岩盤は見かけ上強固な珪化帯であった。しかし，この地点からの鉛直ボーリングでは17 m で粘土を含んだ小断層があり，その下部は予想外のろ一石鉱床が現れ深さ60 m に達してもこの鉱床が続いた。ろ一石は塑性変形しやすく，したがって孔壁が剝離し，また変形が激しく，パッカーが破裂あるいはパッカーの挿入，引き揚げが困難になるなど測定は難行した。また，孔壁の塑性変形，応力の緩和のためであろうが水圧破碎による亀裂が発生せず，また亀裂の開口と閉塞時の水圧一時間曲線も乱れたものが多かった。しかし，4点で測定し，型取りパッカーによる下2点の亀裂の型取りを終え，深さ29 m（地表より169 m）地点の型取り後，孔変形のためパッカーがしめ込まれ，捲き上げ不可能となり，上2点の亀裂方位測定は行なえなかった。型取りされた亀裂方向はTable 2 と Fig. 5 に示す通りであるが，ここで生じた亀裂方向は3.3 で述べた通りせん断すべり面の方向と考えられる。最大圧縮応力をN 52° E と仮定した場合の補正値がTable 2 の括弧内に示す値である。亀裂は応力解放法による値と34°±10°ずれていて，内部摩擦角を考慮した時のせん断破壊面とほぼ一致することは，既に述べた通りである。補正して求めた最大主応力値は，応力解放法で求めた値と調和的である。測定値に疑問が残るので応力勾配は決定できないが，補正後の σ_{h1} の勾配は西日本標準勾配とほぼ一致する。最小主応力については補正前の値の方がよりよい値を示すようである（Fig. 8 参照）。

5. 水平面内の平均応力と最大せん断応力の比 μ_m

内部摩擦説による破壊の条件は，すべり面におけるせん断応力，法線応力をそれぞれ τ ， σ_n とすると

$$\tau = \tau_c + \mu \sigma_n$$

であらわされる。ここで， τ_c は粘着力， μ は内部摩擦係数である。一方，水平面内の平均応力 $\sigma_h = (\sigma_{h1} + \sigma_{h2})/2$ と最大せん断応力 $\tau_h = (\sigma_{h1} - \sigma_{h2})/2$ の比 μ_m は， (σ_h, τ_h) の場合，2次元的に考えているので横ずれ型破壊のみであるが $\mu = \tan \phi$ （ ϕ ：内部摩擦角）に対し $\tau_c = 0$ の場合， $\mu_m = \mu \cos \phi$ （ $= \sin \phi$ ）の関係にある。したがって，測定値から μ_m を求め， $\mu \cos \phi$ にどれだけ近いかを知れば，その地域がすべり破壊（地震）発生の危険度に近いか否かの目安になる¹⁴⁾。しかし，地表における応力値，あるいは μ_m が小さいからといって地震が発生する深さにおいても μ_m が小さいとは限らない。最大主応力，最小主応力の深度勾配は地域によって異なるので，これから求めた平均応力の勾配に対するせん断応力の勾配をとるのが望ましい。残念ながら，平木，宝殿，土橋の今回の測定結果は，応力値のバラツキが大きいので，適正な深度勾配を求めることはできない。そのため，測定されたせん断応力値の平均応力値に対する比をとった。（Fig. 9 参照）

Fig. 9 上図中の●は1985年の測定であり，▲は1978年の応力解放法による測定結果から求めた τ_h の σ_n

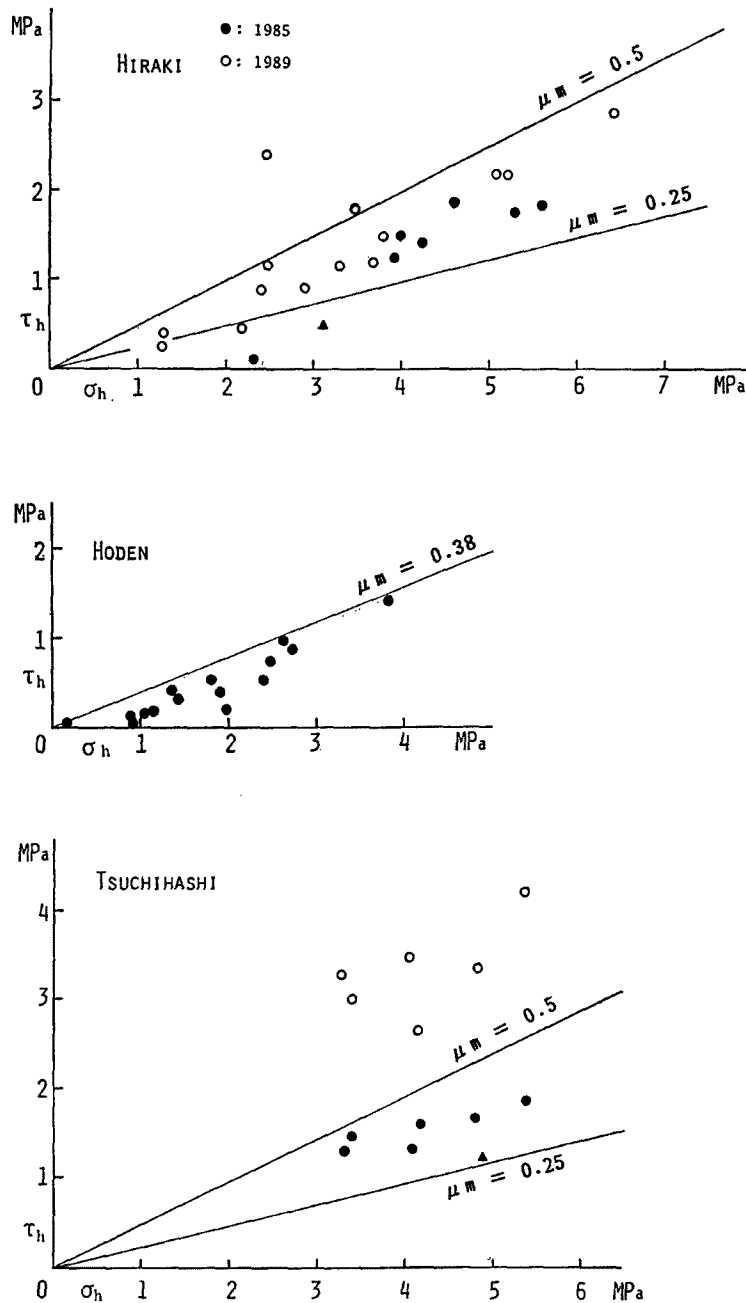


Fig. 9. The ratio (μ_m) of the mean stress value $\sigma_h = (\sigma_{h1} + \sigma_{h2})/2$ and the shear stress value $\tau_h = (\sigma_{h1} - \sigma_{h2})/2$ at Hiraki (upper), Hoden (middle) and Tsuchihashi (lower) sites.

に対する比である。 μ_m はほぼ0.4以下である。○は1989年の測定である。深さ 70 m までの測定であるから σ_h は1985年の測定より小さいのは当然であるが、 μ_m は0.46~0.5の高い値が6個所で見られる。すなわち、1985年の測定結果よりせん断応力値がやや高くなっている傾向が見られる。

Fig. 9 中図は、宝殿における値である。90 m の深さまでの測定であるにもかかわらず、平木 (a) の白丸に比べて平均応力値もせん断応力値も小さく、 $\mu_m = 0.38$ 以下であることがわかる。

Fig. 9 下図は，土橋の結果で，測定された値を●で，主応力方向を $N 52^{\circ} E$ として補正した値を○で示した。平均応力値は当然変らないが (**Fig. 6** 中の式参照)，最大応力値は大となり，最小応力値が小さくなるので，せん断応力値は異常に大きくなって実状に合わない。これは，先にも述べたように亀裂の閉塞圧が孔周辺の塑性変形のため小さく現れすぎたためと考えられる。したがって，この図は参考にとどめる。

Byerlee による実験の結果によると， $\sigma_n < 200 \text{ MPa}$ の場合 $\tau = 0.85 \sigma_n$ ，また， $200 \text{ MPa} < \sigma_n < 2 \text{ GPa}$ の場合 $\tau = 50(\text{MPa}) + 0.6 \sigma_n$ である。 $\mu = 0.85$ とすると， $\mu_m = 0.65$ に近づくとすべり破壊が発生する危険性が大きいことになる。1985年の平木と1988年の宝殿の測定結果は $\mu_m = 0.4$ 以下であり，1989年の平木の測定では μ_m が $0.46 - 0.5$ 近くに増加する。しかし $\mu_m = 0.65$ が上部地殻内でも適用できるとしても， σ_{h1} の深さによる増加率が小さいと地殻内では破壊は発生しないことになる¹⁶⁾。 $\mu_m < 0.52$ の場合地殻内ですべり破壊は発生しないと推定されているが，間隙水圧が高くなるとみかけ上 μ_m は大きくなるので平木は最近破壊の限界に近づいていると考えられないこともない。なお西日本の標準応力勾配から求めた μ_m は3次元的には 0.43 ，2次元 (水平面内) には 0.2 であるから，近畿北西部の μ_m は最近高くなっているのかも知れない。今回のデータは不完全であるが，方法論の材料としては地震発生の危険性を推定する目安となる。

6. 結 語

6.1 応力解放法と水圧破碎法による3次元応力測定の結果は，完全には一致しない。この理由は，いろいろ考えられる。一つには，応力解放法の場合1本のボーリングでは，精度の低い方向 (8素子の場合，ボーリング孔軸方向) があること，地表近くでは応力値そのものが低いので相対的に地形や節理，地質構造，地下水の影響などを受けやすいことなどが挙げられる。また，坑内の測定では坑道の存在の効果，発破によるゆるみの効果などが場所により異なり，それらの影響が残っている場合，測定点が完全に同一位置ではないための差が現れる。しかし，水平面内主応力はほとんどの場合，2つの方法による差はなく，たとえ測定場所が数 100 m 離れていてもよく一致する。つまり測定された主応力方向の分布は，予想以上に正確なものと考えられ，場所による多少の乱れ (**Fig. 1**) は測定上の誤差というより地域の特徴を表しているものと思われる。応力は，地殻内で不連続ではなく，地殻ひずみの場合と異なり，地殻の場所による弾性定数の違いに支配されることが少なく，浅い部分では主応力方向が地表面と平行であるが，水平面内主応力方向はあまり乱れないためであろう。このことを考えると，平木での2回の測定結果が示す 20° に及ぶ方位差は主応力方向の時間的变化である可能性が高い。

6.2 応力深度勾配は一般に西日本標準応力勾配にほぼ等しいが，最近の測定ではやや高くなりつつある。測定深度がなお浅いのでさらに深部では勾配が違っている可能性があるが，近畿北部として妥当な値であるように思われる。

平均応力値とせん断応力の比 μ_m も測定点が浅いので深部を推定するには十分ではないが，平木の1989年の測定結果は μ_m が平均よりもやや大きいように思われる。

6.3 応力変化の可能性

平木では1985年の測定に対し1989年の測定結果は，主応力方向が約 20° 東西に近い方向に回転した可能性と，また応力深度勾配，とくに水平主応力値 σ_{h1} の勾配が増大している傾向を示している。したがって μ_m の値もやや増加している。

i) 1983年日本海中部地震発生以来西日本の地震活動は増加したと言われている。東西方向の圧縮応力がこの時期から徐々に増大し1985—1989年間に平木での増大の時期に当たっていたのかもしれない。1989年には兵庫県西部や岡山県東部もやや地震活動活発化の傾向が見えている。しかし宝殿で1988年11月に応力深度勾配を測定したが勾配は目立って大きくはない。

ii) 一方1987年から亀岡(平木の東方約40 km)付近で活発な地震活動が続いており、この一連の地震活動により平木を含めた周辺地域で応力の再配分があり、平木はその影響を受けたものと考えの方が妥当かも知れない。

主応力方向変化量約 20° はかなり大きい、原因を i) とすればフィリピン海プレートによる NW 方向への圧縮力の減に対し太平洋プレートあるいは北東プレートの圧縮応力増を考えれば、位置的に両応力に均衡している様な近畿北西部では、主応力方向が回転する可能性が高い。また ii) を原因とみれば、地震による Stress Drop が、Tectonic Stress のほんの一部であるという考えと、大部分であるという考えがあることから、後者であるとすれば 20° 位の応力方向の変化は可能である。

6.4 応力測定技術の精度はかなり高いものになっている。測定結果の良否は測定技術よりもむしろ現場の岩質や測定条件による。この意味で、土橋では基礎研究として貴重な経験を得た。地下深部の測定が可能となれば岩質や測定条件は良くなり、均質で高応力になれば高精度で地下の応力状態を求め、信頼度の高い応力勾配から、さらに深部の推定が可能となる。現在60 mm 径水圧破砕法では、技術的に500 m 深度の測定が可能であるが、ボーリング経費のため現在のところ実施できない。

平木・宝殿の第1回の測定は、当時の大学院学生、中島健氏や石田毅氏を中心となって実施したものである。水圧破砕法に関しては山口大学工学部水田義明教授、佐野修助教授の指導による。また熊本大学工学部菅原勝彦教授による16素子ゲージ法が開発されて以来、応力解放法にはこの方法を採用させて頂いている。測定技術に関しては同和工営株式会社技術開発部に負う所が多い。また同和工営には自社の技術開発を目的とした自主測定による平木のデータを使用させて頂いた。併せて感謝の意を表する次第である。また服部鉱業 K. K. 平木鉱山谷波正三所長、宝殿石材事業協同組合西村公作理事長、垣内忠夫理事、中村石材工業中村伊佐夫氏ならびに川俣商事株式会社(土橋鉱山)国府島弘史社長には測定現場を御提供頂き、種々の御援助と御協力を賜った。なお国府島社長を御紹介頂き、さらに測定に関し御助言と御激励を賜った岡山理科大学奥田節夫教授(元京大防災研究所長)に対し併せて厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 田中 豊：日本における地殻応力測定—研究動向と問題点—地震予知研究シンポジウム, 1987, pp. 199-212.
- 2) Oka, Y., Y. Kameoka, T. Saito and Y. Hiramatsu: Investigations on the new method of determining rock stress by the stress relief technique and applications of this method, Rock Mechanics in Japan, Vol. 3, 1979, pp. 68-70.
- 3) 菅原勝彦・岡村 宏・大格伸一郎：球状孔底ひずみ法による初期地圧測定, 昭和58年度日本鉱業会春期大会講演要旨集, 1983, pp. 251-252.
- 4) Mizuta, Y. and H. Kobayashi: Improved stress determination procedures by hydraulic fracturing, Technical Report to the U.S. Geological Survey, No. USD1-14-08-0001-17775, 1980.
- 5) 黒石裕樹・小笠原宏・竹内智一・田中 豊・水田義明：小口径3次元水圧破砕法による地殻応力の繰返し測定—六甲諏訪山実験坑—, 地震, 第41巻, 1988, pp. 203-213.
- 6) 平木鉱業所：鉱山概況, pp. 1-2, 1977.
- 7) 田中 豊(研究代表者)：地殻応力測定と地殻応力変化観測法の基礎的研究, 昭和53・54年度文部省科学研究費補助金 一般研究 B 課題番号 346041 研究成果報告書および資料, 1980.
- 8) 西日本地殻応力調査班：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, 地震予知連絡会会報, 第30号, 1983, pp. 361-367.

- 9) 西日本地殻応力調査班：水圧破碎法と応力解放法による地殻応力の比較測定—兵庫県宝殿採石場—，地震予知連絡会会報，第38号，1987，pp. 460-462.
- 10) 西日本地殻応力調査班：水圧破碎法による地殻応力深度勾配の測定—兵庫県宝殿採石場—，地震予知連絡会会報，第41号，1989，pp. 526-529.
- 11) 土橋鉦山：鉦山概況，pp. 1-10，1980.
- 12) 同和工営 K. K. 技術開発部：大深度パッカー実用化試験報告，1985.
- 13) 小笠原宏・中島 健：8 素子ゲージ法による地殻応力測定結果の改訂，地震，第38巻，1985，pp. 103-113.
- 14) Tanaka, Y.: State of crustal stress inferred from in situ stress measurements, J. Phys. Earth, Vol. 34, Suppl., 1986, pp. S57-S70.
- 15) Oike, K. and K. Huzita: Relation between characteristics of seismic activity and neotectonics in Honshu, Japan, Tectonophysics, Vol. 148, 1988, pp. 115-130.
- 16) 田中 豊：地殻応力測定結果より地震発生危険度を推定する一方法，地震予知「きんき・けいはんしん」研究論文集，1989，pp. 305-319.