兵庫県南部地震発生から23年後の野島断層近傍の地殻応力状態

横山幸也¹•船戸明雄¹

1深田地質研究所

Crustal stress states close to the Nojima fault in 23 years after the 1995 Southern Hyogo Prefecture Earthquake

YOKOYAMA Tatsuya¹, FUNATO Akio¹

¹Fukada Geological Institute

要旨:1995年に発生した兵庫県南部地震に伴い,淡路島北端部の西側に長さ約10kmの地震断層 が出現した.この断層は野島断層の一部が,高角の逆断層成分を持つ右横ずれ断層として地表に 現れたものである.地震発生直後にこの断層近傍で測定された地殻応力は,断層上盤では大きく 断層下盤では小さな応力状態であった.しかし,これら応力状態の主応力軸は断層上盤,下盤と もに NW-SE 方向であり,断層の走向 NE-SW 方向に直交しているため,断層面でのせん断応力は 断層上盤,下盤ともに極めて小さいものと評価された.今回,新しい地盤工学会基準に基づいて 開発された高剛性水圧破砕法および新しい室内試験法であるコア変形法を適用して,再度野島断 層近傍で地殻応力の測定を行った.その結果,地震発生から23年後における応力状態は地震直 後のそれと類似しており,現在でも安定的な地殻応力状態であることがわかった. キーワード:兵庫県南部地震,野島断層,地殻応力,高剛性水圧破砕法,コア変形法

Abstract: Following the 1995 Southern Hyogo Prefecture Earthquake, 10 km-long earthquake faults appeared on the west side of the northern end of Awaji Island. This fault is a part of the Nojima fault, which appeared on the surface as a right strike-slip fault with a high-angle thrust fault component. The crustal stress measured two years after the earthquake close to the fault had a large magnitude in the hanging wall, and a small magnitude in the foot wall of the fault. However, since the principal stress axis is along NW-SE direction and perpendicular to the strike of the fault in the NE-SW direction, the shear stress on the fault plane is evaluated to be very small in both the hanging and foot wall of the fault. This time, the crustal stresses were measured again close to the Nojima fault by using both the high stiffness hydraulic fracturing method developed based on a new JGS standard and the DCDA, a new laboratory test method. As a result, the stress states 23 years after the earthquake is similar to that immediately after the earthquake, and it was confirmed that the crustal stress states are still stable.

Keywords: the 1995 Southern Hyogo Prefecture Earthquake, Nojima fault, crustal stress, high stiffness hydraulic fracturing method, DCDA

1. はじめに

地表に地震断層が生じる直下型地震を引き起

こす原因は、その断層周辺の地殻に蓄えられた地 殻応力であると考えられる.また、地震断層は同 じような位置で繰返し活動していることもよく知 られている事実である.しかし活断層の活動周期 は,歴史地震の記録から 1,000~10,000 年程度と かなり不確かな幅を有しており,ある活断層の再 活動時期の予測は,過去の地震記録からの時間的 な確率で行わざるを得ない.

一方,岩盤力学的な観点から活断層の再活動 時期を予測するときには,その断層周辺の浅部地 殻の応力状態を計測し,現在の力学的な安定性か ら危険度のような評価を行うことが考えられる. 断層のせん断強度がある幅で推測されれば,その 断層を含む周辺岩盤の応力状態から断層活動に至 る可能性を数値的に評価できるかもしれない.し かし,この考え方に基づいた評価でも時間的な活 動予測は困難であると思われる.

この度, 我々は地震断層近傍での地殻応力測 定の機会を得ることができた.現在の測定技術で は、断層近傍での応力測定には水圧破砕法を用い ることが最適であると考えられるが、実際には深 さ 1,000 m 前後のボアホールを掘削する必要があ るため、このような機会はこれまでにもほとんど 例がなかった. 1995年1月17日に発生した兵庫 県南部地震(M7.3)に伴い、淡路島北西部の西 側にほぼ NE-SW 方向に延びる長さ約 10 km の地 震断層が出現した. 地震発生2年後には複数の研 究機関において野島断層周辺で複数の調査ボーリ ングが行われ、このボーリングを利用した地殻応 力測定が実施された.この時の応力測定手法は, 現場での水圧破砕法とボーリングコアを利用した 変形率変化法などが用いられた. そのとき評価さ れた地殻応力状態は、水平成分の主圧縮応力軸は 野島断層にほぼ直交方向であり、応力の大きさは 断層活動直後の応力降下の状態を示す値であると 評価された.

兵庫県南部地震発生から 23 年後において,再 び野島断層近傍での地設応力測定を行った目的は, 断層活動から 23 年後における応力状態の変化を 確認することにある.また,測定に用いられた水 圧破砕法は 1995 年当時に比べ測定技術が改良さ れており,今回用いた測定手法の適用性の評価も 目的の一つであった.さらに,最近開発されたボ ーリングコアを用いたコア変形法の地殻応力測定 への適用性についても合わせて議論した.

2. 野島断層とその周辺の地形地質

野島断層の位置する淡路島の北部は,NE-SW 方向へ細長く伸びる標高 200~500 m 程度の山地 と,この両側の山麓に幅狭くみられる丘陵・台 地・低地からなる.山地は地塁状の高まりをなし, 山頂部に緩やかな定高性のある小起伏の地形が広 がり,山地の東西両側は,比高 200~300 m 程度 の急斜面(断層崖)で限られている.前述した山 地東西両側の急斜面の基部にいくつかの活断層が 発達しており,西側に野島断層・浅野断層,東側 に楠本断層・東浦断層が分布する(水野ほか, 1990;渡辺ほか,1996a,1996b).図1に,今回の ボーリング調査が行われた淡路島北部の地質と断 層の分布図を示す.同図の「野島断層調査地点」 においては

野島断層は、山地西側の江崎付近から富島の 南西まで北東一南西方向に長さ約10kmにわたっ て延びる.河谷や尾根の系統的な右屈曲が認めら れ、屈曲量は20~190mである(吾妻、1997). 平林付近では、段丘面や段丘崖を横切る低断層崖 がみられ、低位面に約9.5mの上下変位と約20m の右横ずれがあることが認められている(水野ほ か、1990).このことから、地震調査研究推進本 部(2005)は、ATの降下年代から低位面の年代 を約2.8万年前とすると、淡路島西岸の野島断層 の上下変位速度は約0.3m/千年、右横ずれ変位



図1 ボーリング調査地点および淡路島北端部の地質と断層の分布図(京都大学, 2017).

速度は約0.7m/千年と推定されるとしている.

浅野断層は、山地西側の富島南西から原山南 西の図1の範囲外まで北東一南西方向に長さ約6 km にわたって延び、花崗岩と堆積岩の境をなす 山麓の傾斜変換線に位置している(水野ほか、 1990).河谷の系統的な屈曲は認められないが、 断層に沿って断層崖の形態が保たれていること、 断層崖から多量の礫が供給されて広い段丘面が形 成されていることから、第四紀後期にも活動を続 けているとされている(水野ほか、1990).

3. 兵庫県南部地方の広域応力場

日本列島の広域応力場を議論するときには, まずは国土地理院(1987),石川ほか(1998)の 「日本の地殻水平歪」を参照したい.ここで示さ れている地殻ひずみは,1883年に三角測量が開 始され、この測量は 1913 年に一等三角点(974 個)が、1917 年には二等三角点(4990 個)の測 量が終了している.この時の測量データを基準値 として、1994 年までに数回の再測量が実施され てきた.測定技術としては、当初は基準となる 2 点間の基線測量と他の三角点の角度測量を展開し ていく方法をとる三角測量であったが、1970 年 代からはレーザー測距儀による三辺測量に改良さ れた.この方法により、50 km 間でµ strain オーダ ーの地殻ひずみの測定が可能となった.さらに、 1980 年代後半からは GNSS により、三角点間の距 離測定精度が数 cm から数 mm に向上した.

1987年には一等、二等三角点網(合計 6,000 点)の再測量が終了し,1883年~1994年の約 100 年間と1985年~1994年の約 10年間の地殻ひずみ 図が刊行された(国土地理院,1987).図2にこ れらの内,淡路島を中心とした近畿地方の地殻ひ ずみ図を示す.同図においては、「a.過去 100 年間」(以下,100 年間)と「b.過去 10 年間」(以下, 10 年間)とで三角点網が異なっており、特に 10 年間の方では三角点網が少し粗い.淡路島周辺で の地殻ひずみは、100 年間の方では主ひずみの向 きや大きさにばらつきがあり、一定の傾向が見い だせない.10 年間の方では、主圧縮ひずみの方 向は NW-SE の傾向にある.これらは、いずれも 兵庫県南部地震前における主ひずみ図を表してい るが、淡路島と対岸とで結ばれた少し扁平で粗い 三角点網のため、野島断層周辺での地殻応力の傾 向を推定することは難しい.

図3は、GPS連続観測データから推定した日本 列島の歪(2008年10月~2009年10月間)(国土 地理院, https://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/report/kaihou 85/01_04.pdf)の内,淡路島を中心とした近畿地方 の地殻ひずみ図を示す.この図は、兵庫県南部地 震発生から約14年後の地殻ひずみの傾向を示し ており、野島断層周辺ではほぼWNW-ESE 方向 の主圧縮ひずみの状態が認められる.

塚原・小林(1991)は、主に地震の発震機構から解析された中・西部日本における地殻応力の主 圧縮応力軸を図4のように整理している.この発 震機構の解析には、深さ35km以浅のマグニチュ ード7以下の地震が用いられた.この図からは、 淡路島を取り囲む地域の地殻応力の主圧縮応力軸 はWNW-ESEからE-W方向が主体である.

(a)過去100年間(1883年~1994年)



(b)過去10年間(1985年~1994年)



図 2 三角点の再測量結果に基づく地殻ひずみ、(a) 過去 100 年間(1883-1994)での累積ひずみ、(b) 過去 10 年間(1985-1994)での累積ひずみ、(国土地理院, 1987).



図 3 GPS 連続観測データから推定した日本列島の歪(2008 年 10 月~2009 年 10 月間)(国土地理院, 1-4 日本全国の地 殻変動, 第 13 図の一部を抜粋),

 $(https://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/report/kaihou85/01_04.pdf).$



図4 地震の発震機構から解析された中・西部日本における地 設応力の主圧縮応力軸分布(塚原・小林, 1991, Fg2)

4. 地震発生前後の地殻応力の評価

田中(1993, 1994)は、神戸市の北方 25 km に ある平木鉱山で 1978 年から間欠的に 5 回の地殻 応力測定を行い、応力の絶対値が次第に大きくな っていることを指摘した.ここでは、式(1)に示 した地殻応力の水平成分から求められるせん断応 力比μmの変化に着目し、1978 年から 1993 年の 15年間で、μmが 0.2 弱から 0.5 まで急増しており、 すべり破壊が近づいていることを予測していた.

$$\mu_{\rm m} = (\sigma_{\rm hl} - \sigma_{\rm h2}) / (\sigma_{\rm hl} + \sigma_{\rm h2}) \qquad (1)$$

ここに,

μ_m: せん断応力比, σ_{hl}: 水平面内最大応力,

σh2:水平面内最小応力.

図5は平木鉱山で5回, 宝殿採石場で3回測定 された地殻応力から求められたせん断応力比の時 間的な変化がプロットされたものである.



図 5 兵庫県南部の平木鉱山, 宝殿採石場で測定されたせん 断応力比の時間的な変化, µm = (σh1 – σh2) / (σh1 + σ h2)(田中, 1993, Fig4. から一部抜粋).

野島断層は高角の逆断層成分を持つ右横ずれ で,垂直成分は南東上がりの北西向きの低断層崖 を呈する.図6は菊地(1995)による兵庫県南部 地震の発生直後の地震の発震機構から求められた 主圧縮応力軸(太い矢印)と本震と余震の震央分 布である.この図は,地震を引き起こした地殻応 力の圧縮応力軸はWNW-ESE 方向で,横ずれ断層 型の地殻応力状態であることを示している.



図 6 兵庫県南部地震での本震の発震機構による主圧縮応力 軸(太い矢印)と本震と余震の震央分布(菊地, 1995, 図 2).

この地震の2年後には、伊藤ほか(1997)が野 島断層から有馬高槻六甲断層帯近傍において測定 された地殻応力状態について報告している. ここ では図7に示す5つの地点において、原位置測定 法としての水圧破砕法とボアホールブレイクアウ ト法 (BO 法), ボーリングコアを用いたコア法 としての AE 法,変形率変化法, DSCA 法が用い られている.得られた最大圧縮応力の方位は、淡 路島の野島断層周辺では NW-SE 方向,池田では E-W 方向, 宝塚(断層破壊域終端部) では NE-SW 方向である. また, 原位置測定では地殻応力 の差応力(最大主応力と最小主応力の差)は宝塚 で大きく, 育波と池田では宝塚に比べ小さかった. コア法では宝塚で大きく、池田(破壊域から約 10 km 東側) と育波では比較的小さく, 平林(淡 路島の北端部)では等方的であると報告されてい る (伊藤ほか, 1996), (Kudo, et al., 1997).



図 7 兵庫県南部地震で活動した断層(破線)の概略位置と地 震の2年後に地殻応力の測定が行われた地点(〇印).

これと同時期に、図8に示す野島断層近傍の小 倉(育波の北東に隣接)地区で水圧破砕法と変形 率変化法による応力測定が行われた(塚原ほか 1998).この測定では、同図に示した野島断層の 上盤Cの位置から北西側に少し傾斜して深さ



図8 野島断層近傍で水圧破砕法による地殻応力の測定が行われたボーリング孔の位置(塚原ほか,1998,図1).

1,736 m までボーリングを行い, 野島断層の上盤 約50mの位置(深さ約1,500m)で2回の水圧破 砕試験が行われた.得られた最大水平圧縮応力は 44~45 MPa, 最小水平圧縮応力は 31~33 MPa, 推定された被り圧は 37~39 MPa である. 塚原ほ か 1998 は、断層近傍での最大水平圧縮応力とし ては非常に小さい値であると評価した. また, 水 圧破砕試験で生じる最大水平圧縮軸の方向を示す 縦き裂が観察できなかったため、ここではボアホ ールの孔壁で観察されたボアホールブレイクアウ トの現象から、最大水平圧縮軸の方位は N45° ± 10°Wと推定された.このような地殻応力の最 大水平圧縮軸が断層面に垂直で応力の大きさも被 り圧より少し大きい程度である応力状態は、まさ に地震後の応力降下の状態を示しているものと評 価されている.

一方、山本・矢部(1998)は同じボーリングで

得られた岩石コアを用いた変形率変化法により地 殻応力の測定を行った.塚原ほか 1998 は、この 方法で得られる応力状態は、地震前の値が岩石に 記憶されているものと仮定し、最大水平圧縮応力 の方位は N118°Wで、その値は 68 MPa、最小水 平圧縮応力の値は 7.6 MPa であったと推定した.

池田ほか 1998) は、これらの測定と同時期に 淡路島北端部で水圧破砕法による地殻応力測定を 行っている. この測定では断層を貫通したボーリ ング孔が利用されており,ここで記載されている 平林地点での野島断層とボーリング軌跡の相対位 置および最大水平圧縮応力と最小水平圧縮応力の 深度分布を図9に示す.同図での野島断層の深度 は1,140m付近と1,800m付近に記載されている. 断層の上盤である深さ 300~900 m 間では逆断層 型の大きな応力値が計測されている. 同図から深 度 850 m 付近での最大主応力 52 MPa 程度, 最小 主応力は 31 MPa 程度とみられる. また図から見 積もられる被り圧と最大主応力の比(側圧比)は 2.5 前後とかなり大きい. 一方, 断層の下盤では 横ずれ断層型あるいは正断層型の小さな応力値が 得られている.最大水平圧縮応力軸は、水圧破砕 き裂やボアホールブレイクアウトから NW-SE 方 向であると推定されている. このように断層の上 下盤で応力値が大きく変わることは他の活断層の 計測でも経験され、断層近傍での特有の現象かも しれないとしているが、この原因については具体 的には考察されていない.

田中ほか(1998)は、先に述べた地殻応力の連 続観測地点である平木鉱山と宝殿採石場にて再度 の地殻応力測定を行った結果、せん断応力比µm は平木で 0.5 強から 0.25 程度へ、宝殿で 0.3 強か ら 0.25 程度に低下していたことが報告されてい る.



図 9 淡路島北端部の野島断層の上盤から掘削されたボーリング孔を利用した水圧破砕法による地殻応力測定結果(池田 ほか,1998,図2,図3から一部抜粋,合成).

5. 地震発生から23年後の地殻応力測定

今回、地震発生から 23 年後において野島断層 の派生断層である浅野断層を貫通するボアホール を利用して水圧破砕試験による応力測定の実施機 会を得た.地震発生直後には浅野断層でも 40 cm 程度の右横ずれ変位が地表で確認されている.地 殻応力測定の位置を図 10 に示す.測定は同図に 示された深さ約 100 mの No.1 孔と深さ約 800 mの No.2 孔で行った. No.1 孔では,断層の上盤に当 たる深さ 50 mから 70 m間のごく浅い位置におけ る応力測定を行った. No.2 孔では断層の下盤に 当たる 725 mから 777 m間で応力測定を行った. 図 11 には,図 10 に示した A-A'断面での浅野断層 の位置とその周辺のボーリングコアの写真を示す. 今回,地殻応力測定の補助的手段としてボー リングコアを用いたコア変形法も用いた.測定に は水圧破砕試験を行った深度付近でのコアを採取 し,室内で測定を行った。この方法では,測定深 度における主応力の方向のみを評価した.



図 10 地震発生から 23 年後の高剛性水圧破砕法による地殻 応力測定位置, No.1 孔と No.2 孔で測定, A-A' 断面位置は図 9 の断面図の位置を示す(Yokoyama et al, 2019, Figure1 に加筆).



図 11 No.2 孔で確認された浅野断層の位置を示す断面図とその主断層の周辺のボーリングコアの写真.

5.1 高剛性水圧破砕法

5.1.1 測定方法

a) 測定方法の特徴

測定方法は地震発生直後に現地で測定された 水圧破砕法と同種の方法を用いたが、今回は高剛 性水圧破砕法と呼ばれるより測定精度の高い手法 を用いた.これまでの水圧破砕法は、ISRM の提 案法(Haimson, B.C., Comet, F.H., 2003) やASTMの 基準(ASTM International, 2008)に基づいて行われ てきた.今回は、最新の考え方に基づいて基準化 された地盤工学会基準(地盤工学会, 2017)に準 拠した測定法を適用した.この新しい方法では、 修正された観測方程式と剛性の高い測定システム を用いることにより、測定で得られる最大主応力 の大きさの信頼性が従来の方法に比べ大きく向上 している.

この方法は、ボアホールのある閉じた区間に 水圧を加え、孔壁に発生した引張き裂の位置から 最大主応力の方向を、き裂の再開口時や閉口時の 応力条件から最大、最小主応力を求めるものであ る.水圧破砕法は、削孔されたボアホールに適用 可能な区間があれば比較的簡便に多深度測定が可 能であり、大深度にも適用が可能であるという特 徴を有する.また、測定されたデータから地殻応 力を評価するとき、岩盤の弾性係数等の物性値を 必要としないこともこの方法の特徴として挙げら れる.一方、この方法ではボアホール軸の方向が 一つの主応力軸方向であると仮定して解析を行う ため、ボアホール軸に直交する二次元平面での応 力状態を評価することになる.

b) 観測方程式

水圧破砕法は、水圧により造成した岩盤の新 たなき裂が開口あるいは閉口するとき、観測され る水圧と流量の関係から岩盤に作用する応力を算 定する方法である.等方均質弾性体の仮定できる 岩盤にボアホールを削孔したとき, 孔軸に直交す る二次元面内での応力状態は図 12(a)のようにな る. 二次元面内での岩盤の応力を S_H(最大主応 力), S_h(最小主応力)とすると, S_H軸と交差す る孔壁 A 点の応力(σ_{01})および S_h軸と交差する 孔壁 B 点の応力(σ_{02})はそれぞれ次式で表され る.

$$\sigma_{\theta 1} = 3S_{\rm h} - S_{\rm H} \qquad (2)$$
$$\sigma_{\theta 2} = 3S_{\rm H} - S_{\rm h} \qquad (3)$$

ここで, 孔内の水圧 P を増加させていくと A 点 で引張り応力が最大となり, A 点の応力 (σ_{H}) が 岩盤の引張強度を超えた時, 引張りき裂が生じる. このときの水圧 P_b (破砕圧, Breakdown pressure) は, 岩盤の引張り強度を T, 岩盤の間隙水圧を P_p としたとき次式で表される.

 $P_{\rm b} = 3S_{\rm h} - S_{\rm H} + T - P_{\rm p} \tag{4}$

次に、いったん水圧を初期状態まで戻した後、
 再度水圧を増加して裂を再開口させる.図 12(b)
 に示すようにこのき裂が再開口する瞬間の水圧
 *P*_r(再開口圧, Re-opening pressure)は次式で表される.

 $P_{\rm r} = 3S_{\rm h} - S_{\rm H} - P_{\rm r} \qquad (5)$

この状態は、き裂が再開口する条件として式(4) のうち T=0, $P_p=P_r$ の条件を満たす時である.す なわち、き裂は既に生じているため岩盤の引張り 強度 T がゼロで破砕区間の間隙水圧 P_p はき裂内 に浸透する P_r に一致する.式(5)を変形して次式 を得る.

$$P_{\rm r} = (3S_{\rm h} - S_{\rm H})/2$$
 (6)

また、き裂が十分伸びた状態で水の圧入を急 停止した後、き裂の先端が閉じ始める瞬間に Sh と水圧が平衡状態になるものと仮定すると、この ときの水圧 Ps (閉口圧, Shut-in pressure) は次式で 表される.

$$P_{\rm s} = S_{\rm h} \tag{7}$$



図 12 水圧破砕試験における孔周りの応力状態と人口き裂の 再開口(S;最大圧縮応力,S;最小圧縮応力),(a)初生き裂生 成前の応力状態(A:引張応力 $\sigma_{\theta1}$ の集中箇所,B:圧縮応力 $\sigma_{\theta2}$ の最大箇所,P:間隙水圧),(b)き裂再開口時点の模式図 (P;き裂の再開口圧),(Yokoyama and Ogawa, 2016,一部改変)

以上の考え方にもとづき,観測された P_rと P_s から二次元面内での最大主応力 S_Hと最小主応力 S_hを求めることができる。式(6)と式(7)から次式に 示すの二つの観測方程式が得られる.

$$S_{\rm H} = 3 S_{\rm h} - 2P_{\rm r} \qquad (8)$$
$$S_{\rm h} = P_{\rm s} \qquad (9)$$

なお,以前は式(4)を観測方程式として用いてい たが,岩石の引張強度 T は別途室内試験により求 めるため,実際の水圧破砕時の引張り強度を正確 に評価できない.このため,地盤工学会基準では, 式(4)は観測方程式に用いていない.

5.1.2 使用機器

水圧破砕法による初期地圧測定では、 加圧シ ステムのコンプライアンスが小さい高剛性の試験 装置を用いた. 試験装置の構成を図 13 に、試験 装置全体の写真を図 14 に、また水圧破砕試験に 用いる二種のパッカーの写真を図 15 に示す. こ の試験装置では、水圧破砕を行うための送水ポン プには耐圧 50 MPa,送水レート 0.01~300 ml/sの 範囲で正確で脈動のないスムーズな送水を行うこ とができる.シリンジポンプからは内径 2 mm の ステンレス管で耐圧 50 MPa のダブルパッカーに 送水し、きわめて微小な送水レートを高精度で、 圧力 0~50 MPa の範囲で制御することができる. シリンジポンプから 1,200 m のステンレス管を通 してダブルパッカーまでの送水系のシステムコン プライアンスは、この時の深さ約760mの花崗岩 のボアホール内で4.1 ml/MPaの値が得られている. これは、従来の一般的な水圧破砕試験装置でのコ ンプライアンスに比べると 1/10 以下となる非常 に剛性の高い装置であることがわかる.また、シ リンジポンプを用いることによりプランジャー型 ポンプでみられるような脈動がなく、正確な流量 の計測が可能であるため流量計を必要としない. 表1に、用いた水圧破砕試験装置の主要機器とそ の仕様を示す.

耒 1	三副性 7	トロホタ	や試験生	罟の主	亜幽哭.	レチの	4	ŧΪ
衣!	「同門川土/	八工11火作	† 武 崇 衣	旦いエ	女饭硷	こての	ידוי	下不

機器の名称	主な仕様
破砕用ダブルパッカー	パッカー圧50MPa以上,外径70mm,全長2.0m
型撮り用シングルパッカー	パッカー圧50MPa以上, 外径70mm, 全長1.5m
シリンジポンプ	送水圧50MPa, 流量制御0.01~300ml/s
手動ポンプ	20MPa以上
破砕用送水管	ステンレス管, 外径4mm, 内径2mm
パッカー用送水管	ステンレス管, 外径4mm, 内径2mm
ウインチ	アーマード信号線, 1,000m程度
データロガー	サンプリング時間0.1秒, 圧力, 方位,
ポンプコントローラ	シリンジポンプ用



図 13 高剛性水圧破砕試験装置の模式図、(a)水圧破砕用ダ ブルパッカーと地上装置、(b)型撮り用シングルパッカーと地上 装置、(横山, 2017,一部改変).



図 14 高剛性水圧破砕試験装置の写真、(測定可能深度: 1,200 m,最大載荷圧力 50 MPa).



図 15 水圧破砕試験に用いる二種のパッカーの写真、(a) 水圧 破砕用ダブルパッカー, (b) 型撮り用シングルパッカー.

5.1.3 No.1 孔 (深さ100 m) での測定結果

この測定では、数回行った水圧破砕試験にお ける明瞭なブレイクダウンがみられず、水圧破砕 後の型撮り試験で得られたき裂のレプリカで人工 的な縦き裂が確認されなかった.この測定箇所の 地質は花崗岩であったが,全体に少し風化変質し ていた.このため水圧破砕で生じたき裂は既存の 弱面沿いに生じた斜めき裂であり,再開口試験で の正しい再開口圧や閉口圧を読み取ることができ なかった.

図 16 に、No.1 孔 での水圧試験結果の圧力一時 間変化曲線の例を示す. 同図で,最初の加圧では 約 5MPa でブレイクダウンと思われる挙動がみら れたが,その後の再開口試験(Reopening cycle) では加圧サイクルが繰り返される度に圧力のピー クが上昇していることから,水圧破砕による人工 的な縦き裂ではないと判断した.ブレイクダウン 時の瞬間的な圧力降下は 0.3 MPa 程度であり、こ の値が岩石の引張り強度と仮定しても、この値は 花崗岩のインタクトな引張り強度に比べて明らか に小さい.このことからブレイクダウンでの水圧 破砕は既存の閉ロクラックが開口したものと推定 した.他の試験深度でも同様の結果が得られた.

このため,各試験深度での水平面内での最大 地殻応力の方位を確認するため,型撮り用パッカ ーによる人工き裂の生成を試みた.この方法は, 割れ目の型撮りに使用するパッカーに水圧破砕時 の最大圧力以上の加圧をすることにより,強制的



図 16 No.1 孔(深さ100 m)での水圧試験結果(圧カー時間変 化曲線)の例(京都大学, 2018, 一部改変).

にボアホールの孔壁に縦き裂を生じさせて,この 人工的なき裂を読み取るものである.これは,水 圧破砕法の測定理論に基づき,この方法で生じる 孔軸に沿った縦方向の人工き裂が最大主応力の方 向に生成することを利用している.

図 17に、深度 55.50 mにおける型撮りパッカー により生成した縦方向の人工き裂のレプリカを示 す.この写真に見られるとおり、明瞭な縦き裂が パッカーの全域に生成しており、この写真のほぼ 180 度反対側にも同様の縦き裂が認められた.こ の時のき裂の方位は N64W であった.また、深 度 54.80 m での同様のき裂の方位は N72W であっ た.



図 17 型撮りパッカーにより生成した縦方向の人工き裂、(a): パッカー全体の写真、(b):部分的な拡大写真(京都大学, 2018, 一部改変).

5.1.4 No.2 孔 (深さ800 m) での測定結果

この No.2 孔では、3 回の水圧破砕試験により縦 き裂を生じさせることができたが、正常な水圧破 砕ができたと思われる試験箇所は深さ 769.44 m で の 1 箇所のみであった. 図 18 に、この時の水圧 試験結果の圧力ー時間変化曲線を示す. 同図で、 最初の加圧では約 16 MPa でブレイクダウンの挙 動がみられ、その後の再開口試験(Reopening cycle) での加圧サイクルでも、人工的な縦き裂の 再開口と閉口を繰り返す挙動が認められた. ブレ イクダウン圧力と再開口試験でのピーク圧力との 差は5 MPa程度であり、この値は花崗岩のインタ クトな引張り強度と仮定できると考えられること から、水圧破砕による正常なブレイクダウンが生 じている物と判断した.以下にこの試験で得られ たデータの解析結果示す.



図 18 No2 孔(深さ800 m)での水圧試験結果(圧力ー時間変 化曲線)(京都大学, 2018, 一部改変).

なお,他の2カ所で得られた圧力変化曲線では, 最初のブレイクダウンでのピーク圧と再開口試験 でのピーク圧にほとんど差が認められなかった. この水圧破砕時に生じた割れ目は既存き裂の再開 口と判断し,これらのデータは採用しなかった.

a) き裂再開口圧

き裂の再開口圧 Prは,水圧破砕で生じた人工 き裂が一旦閉じた後,再度の送水加圧によりき裂 が開き始めるときの圧力と定義されている.この 再開口圧は圧力一時間関係が直線から外れていく 時点の圧力である.図19に,図18で示した圧力 一時間変化曲線から,再開口試験での1回目の圧 力変化を拡大して表示した.この図から再開口圧 Pr読取る必要があるが、精度良く客観的にこの値 を読み取ることは難しい.そのため,0.1秒間隔 で収録されている圧力一流量関係のデータの微係 数 dp/dQ (MPa/I)を算出し、単位流量毎の圧力増分 のピーク値から再開口圧を判読した.その判読結 果を図20に示す.



図 19 No2 孔(深さ 800 m)での水圧試験結果(圧カー時間変 化曲線)での 1 回目の再開口試験データの拡大図.(京都大 学, 2018, 一部改変).

圧カー流量関係のデータの微係数は,実際に は 0.1 秒間隔で得られている数値データを用いて いるため,離散的なグラフとなる.ここで示した 圧カー流量関係のデータの微係数は 11 回の移動 平均(1 秒間の平均)をとり,微係数が減少し始 める点 8.2 MPa を再開口圧とした(Yokoyama and Ogawa, 2016).



図 20 再開口試験(図 16)での圧カー流量データの微係数(京 都大学, 2018, 一部改変).

b) き裂閉口圧

き裂の閉口圧 P_sは、水圧破砕で生じた人工き 裂が送水停止(Shut-in)後にき裂先端で閉じ始め る瞬間の圧力と定義されている.この圧力-時間 関係から閉口圧をより明瞭に読み取るため,新しい地盤工学会基準に従い Hayashi and Haimson (1991)の方法を用いた.この方法による閉口圧は, 圧カー時間関係の微係数 dT/dP (s/MPa)の高圧側からの最初の変曲点を示す圧力とする.この判読結果を図 21 に示す.



の微係数(京都大学,2018,一部改変).

圧力-時間関係のデータも 0.1 秒間隔で記録さ れている数値データの数秒間の平均値を用いてい るため、これも離散的なグラフとなる. このグラ フから圧力降下に伴う微係数の減少変化が直線か ら離れる点として定義されており、ここでのき裂 の閉口圧 P_sは 9.4 MPa と読み取ることができる.

c) き裂の型撮り

き裂の型撮りは,図 15 に示したシングルパッ カーを利用した型撮り装置を用いて行った.まず, 水圧破砕の前に試験区間を含む約 lm 間の自然状 態での孔壁の型撮りを行い,水圧破砕後に同一位 置で再度孔壁の型撮りを行う.この水圧破砕前後 での型撮りを比較して新に生成した人工き裂を読 み取るものである.

水圧破砕試験で生成される人工き裂はきわめ

て微細な割れ目であるため、型撮り装置のゴムパ ッカーの表面に可塑性ラバーを装着して、試験区 間において破砕圧と同程度の圧力を加圧してき裂 の型を撮る.この型撮りで得られるき裂の跡をレ プリカと呼ぶ.図 22 に水圧破砕試験で生成した 人工き裂のレプリカを示す.このときのき裂の平 均的な方位は N21W であった.



図 22 型撮りパッカーで得られた人工き裂の微細なレプリカ, 矢印の先端に極めて微細なき裂の跡が確認される.

d) 応力状態

深さ769.44 mで得られた水圧破砕試験で得られた 全てのパラメータの一覧を表2に示す.同表に示 した各パラメータの記号が示す意味は,表の下部 に記載した.

表2 水圧破砕試験で得られたデータと主応力とその方位(京 都大学,2018,一部改変)

測定深度	$P_{\rm b}$	Ps	P _r	P_{p}	\mathcal{S}_{h}	S _H	σ_z	主応力	Q
m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	МРа	の方型	mi/ min
	13.9	9.1	7.7	7.5	9.1	11.9	19.8	N159E	10
		9.0	7.7		9.0	11.6			10
769.44		9.1	7.7		9.1	11.9			10
		9.1	7.7		9.1	11.9			10
		Average			9.1	11.8			-
P _s :き裂閉口圧									
<i>P</i> _r :き裂再開口圧									
P _p :間隙水圧									

S_h:最小主応力

S_H:最大主応力

 σ_z : 鉛直応力(被り深さと岩石密度から推定)

Q:送水レート

得られた応力状態は,最大主応力 11.8 MPa,最 小主応力 9.1 MPa,最大主応力の方位は N21W で ある.この測定深度で推定される被り圧は 19.8 MPa であり,水平面での応力はそれより小さく 応力状態としては正断層型である.側圧比(水平 最大主応力 $S_{\rm H}$ /鉛直応力 σ_2)は 0.6 である.また, せん断応力比 $\mu_{\rm m}$ は(11.8-9.1)/(11.8+9.1)=0.13 となり, 図 5 で示した兵庫県南部地震前の平木鉱山での値 に比べるとかなり小さいことが分かった.

5.2 コア変形法

5.2.1 コア変形法の概要

コア変形法 (DCDA), ボーリングコアを用い た応力測定法として最近, 船戸・伊藤 (2013) に より開発された応力測定法である. ロータリーコ アボーリングによって回収された円柱状コアの直 径を精密に測定することにより, コア軸直行断面 内の主応力の方向と主応力差を評価する方法であ る. この方法は, 応力測定法としてはコア法に分 類されるが, 応力解放に伴うコアの変形から地圧 を求めるという原理においては, コアそのものを センサとした応力解放法の一種といえる. また, コアを整形する必要もなく非破壊の測定ができる こと, コア径に制約はなく比較的短いコアでも測 定できることなどから適用範囲は広く, 他のコア 法との併用も容易であるなどの特徴を有している.

基本的な原理は以下のとおりである.ボーリ ングコアは、回転ビットで切削されることによっ て原位置の地圧から解放される.その際、ビット は高速回転しているので、切削される瞬間のコア は直径 doの真円である.切削されたコアは応力 解放に伴って弾性的に変形し、その変形量は解放 応力に比例する.この測定原理の概念図を図 23 に示す.



図 23 コア変形法の測定原理、(a)でのコアリングでのコアの弾 性変形は(b)で示す岩盤が応力解法により変形することと同一、 (船戸・伊藤、2013、一部抜粋).

コアが等方均質であれば、平面応力条件において孔軸に直行する平面内主応力 *S*_H, *S*_hの解放に伴う主ひずみは次式で表される.

 $\varepsilon_1 = (S_H - \nu \cdot S_h)/E = (d_1 - d_0)/d_0$ (10)

 $\varepsilon_2 = (S_h - \nu \cdot S_H) / E = (d_2 - d_0) / d_0$ (11)

ここに,

*ε*₁, *ε*₂: 主ひずみ (膨張を正),

E, v: 等方材料の弾性係数,ポアソン比,

d1, d2: 主応力方向のコア径,

式(10)と式(11)の両辺の差をとると、

 $S_{\rm H}-S_{\rm h}=(d_1-d_2)/d_0\cdot E/(1+\nu)$ (12) となる. ここで初期直径の d_0 は未知数であるが, 応力解放に伴うコアの変形量は非常にわずかなの で,近似的に $d_0=d_2$ とする. このようにして主応 力差 $S_{\rm H}-S_{\rm h}$ を求めることができる.

5.2.2 測定装置

コア変形の測定装置を図24に示す.測定する ボーリングコアは片方が回転する二つのローラー 上に置き,コアの回転角とレーザー寸法測定器に よるコア直径の値を同期させて計測する.



図 24 コア変形法測定装置の概念図、(船戸・伊藤, 2013, 一 部抜粋).

5.2.3 測定結果

コア変形法の測定は No.2 孔の深度 602 m~665 m間で採取された 8 個の棒状コアを用いて行った. 図 25 には,深度 610.9 mのコアの測定で得られた 円周方向の測定角度に対する 9 回測定分の直径と これらの平均値および平均値の最小二乗近似で得 られた正弦曲線を示す.同図に見られる平均的な 直径データは,円周方向の測定角度との関係にお いては近似された正弦曲線によく載っており,ほ ぼ等方的な弾性変形後の楕円体の形状が捉えられ ているものと思われる.なお,コア軸方向の測定 は 2 cm 間隔で行った.

8 個の測定結果については表 3 に示す. これら の測定結果のうち,変形後のコアの最大直径差に ついては,最小値で 0.0143 mm,最大値で 0.0364 m であり,これらの測定値に岩石のヤング率を 20 MPa,ポアソン比を 0.2 と仮定して得られた最 大差応力を示した.これらの岩石の物性値は,こ のボーリングで得られた別の岩石コアの試験での 値を参考にした.水圧破砕試験で得られた最大の 差応力 2.7 MPa (11.8 MPa-9.1 MPa)に対して, 全体に大きめの値が得られている.これらの値は, ヤング率を仮定して求めたものであるため,ここ では参考値として取り扱う.

また,最大主応力 $S_{\rm H}$ の方位を求めるために, ボアホールカメラの画像を参考に岩石コアの方位 の同定作業(以下,定方位)を行った.測定で得 られた $S_{\rm H}$ の方位は, N20°E前後とN85°W前後 の二つのグループに分かれた結果となった.ただ し,この定方位では,ボアホールカメラで捉えた 斜め方向のき裂や捕獲岩などの特徴をよりどころ にしているが,全体に確からしさが低ため,コア 変形法による $S_{\rm H}$ 方位のデータについては参考値 としてとどめたい.



図 25 コア変形法によるコアの円周方向の方位と直径変化(9 回測定された生のデータは薄い折線で示した).

表 3 No.1 孔のコア変形法で測定された最大主応力の

測定深度	測定数	最大直径差	最大差応力※1)	S _H 方位
m	断面	mm	MPa	度
602.5	11	0.0143	2.8	_
610.9	9	0.0162	3.2	N21E
640.3	8	0.0216	4.3	N85W
644.1	6	0.0264	5.2	N87E
647.2	7	0.0214	4.2	_
658.5	7	0.0307	6.0	N20E
658.8	7	0.0364	7.2	N18E
664.3	7	0.0213	4.2	N86E

※1)岩石のヤング率を20MPa, ポアソン比を0.2に仮定

6. 考察

6.1 測定結果の特徴

水圧破砕法による地殻応力の測定結果を整理 し、その特徴についてみていきたい.まず、No. 1 孔での地殻応力の最大圧縮軸方位を図 26 に示 した.同図によると、深度 55 m 付近での地殻応 力の主圧縮軸の方位は N64W~N72W となった. No.2 孔での地殻応力の最大圧縮軸方位を図 27 に 示した.同図によると、深度 769.4 m での地殻応 力の主圧縮軸の方位は N21W となった.

また,水圧破砕法で得られた応力の大きさを 図 28 に示した.同図の被り圧は,別途岩石試験 で得られた値を岩盤の密度と仮定して計算した. 水圧破砕法での応力の側圧比(最大主応力/被り 圧)は 0.6 であり,正断層型の応力状態である. また,式(1)で示したせん断応力比µmは0.13 であ り,力学的には安定的な地殻応力状態であると判 断される.



図 26 No.1 孔(深度 100 m)での水圧破砕法で測定された地殻 応力の最大圧縮軸の方位(京都大学, 2018, 一部改変).



図 27 No.2 孔(深度 800 m)での水圧破砕法で測定された地殻 応力の最大圧縮軸の方位(京都大学, 2018, 一部改変).



図 28 No2 孔(深度 800 m)での水圧破砕法による最大主応力 SH, 最小主応力 Shと被り圧 σz との関係(京都大学, 2018, 一 部改変)

6.2 現在の野島断層近傍の応力状態

前述した兵庫県南部地震発生の2年後に水圧破 砕法により野島断層の周辺で測定された地殻応力 は、断層の上盤では逆断層型で応力値が大きく、 下盤では横ずれ型や正断層型で応力値は小さかっ たことが報告されている.また、最大圧縮主応力 の方向は、いずれの地点でも NW-SE 方向で断層 の走向にほぼ直交していることが記載されている. 断層の上盤で測定された大きな応力状態が生じた 要因は明確ではないが、断層が変位したことによ る局所的な応力集中による可能性が考えられる. すなわち、野島断層の変位は逆断層成分を伴う右 横ずれ断層であり、断層の南東側の上盤側が NW-SE 方向に圧縮されたたために、この方向の 圧縮応力が一部に残留した可能性がある.

今回測定された応力状態は、断層の上盤での 最大圧縮主応力の方向は NNW-SSE であり地震後 の測定結果に近い方向であった.また、この方向 は今回のボーリング孔に交差する浅野断層の走向 に直交する方向であるため、断層面上でのせん断 応力は極めて小さいものと考えられる.一方、断 層の下盤では今回の最大圧縮主応力の方向は NNW-SSE であり、地震後の測定結果に比較する と少し時計回りに振れているが、その応力の大き さは正断層型でかなり小さいことが分かった.

1995 年兵庫県南部地震直前での野島断層や浅 野断層近傍での地殻応力の主圧縮応力軸の推定図 と,地震後 23 年で浅野断層の下盤(深度 769.4 m)で測定された主圧縮応力の軸を図 29 に示す. 地震時に野島断層や浅野断層を動かした地殻応力 は,同図に示したように,それぞれの断層を右横 ずれに動かすためには野島断層で E-W 方向,浅 野断層で ENE-WSW 方向に最大圧縮主応力を持 っていたはずである.またその地殻応力のせん断 応力比も 0.5 を超える状態であったと推定される. 一方, 地震の 2 年後と 23 年後における地殻応 力の測定結果からは, 野島断層近傍の応力の絶対 値は被り圧より小さく, せん断応力も極めて小さ いことがわかった. この事実は, 大きな直下型地 震に伴う断層運動が, その周辺の地殻に応力降下 をもたらしたとの知見を与えてくれる. これらの ことから, 少なくとも淡路島北端部での現在の地 殻応力状態は安定的であるものと考えられる.



図 29 1995 年兵庫県南部地震直前での野島断層や浅野断層 近傍での地殻応力の主圧縮応力軸の推定図と地震後 23 年で の主圧縮応力の軸(それぞれのベクトルの大きさは相対的な 概念図を示す).

7. おわりに

兵庫県南部地震発生から 23 年後の野島断層近 傍の地殻応力状態を明らかにするため高剛性水圧 破砕法とコア変形法による地殻応力測定を行う機 会を得た.ここでは、先行研究による広域的地殻 応力状態について概観した上で,地震直後に行われた地殻応力測定結果について整理した.今回は,応力測定に最新の高剛性水圧破砕法と新しい手法としてのコア変形法を適用した.今回測定された地殻応力状態と地震直後に測定された応力状態を比較した結果,両者はほぼ同様の応力状態であり現在も安定的な地殻応力状態であるがわかった.

活断層の時間的な活動間隔にはまだ未解明な 点が多く残されているが,社会に大きな被害を与 える直下型地震を伴う断層運動の発生を予測する ことは,重要な課題である.地震断層が地表に現 れるという事実は地震を発生される応力が地表近 くにも及んでいるはずである.我々が地殻応力を 測定できる深さはせいぜい2,3 kmが限界である が,1 km 以浅の応力測定でも地殻応力を評価す るためには十分な価値があると考えられる.地震 のマグニチュードが7を超えると地表に地震断層 が現れるといわれるが,日本列島に多く存在する 活断層は,このような大規模な地震により生じた ことが推察される.

正しく測定された地殻応力は地震の発生を予 測する上で大変重要な情報となることは間違いな い. 今後も,より多くの場所で積極的な地殻応力 測定プロジェクトが推進されることを期待したい.

謝辞

今回の測定で得られた地殻応力状態の評価は, 原子力規制庁が京都大学へ委託した「平成 29 年 度原子力施設等防災対策委託費(追加ボーリング コアを用いた断層破砕物質の分析)事業」におい て得られた成果である.また,現場での応力測定 は,京都大学からの委託を受けた応用地質株式会 社が実施した.筆者の内,横山は当時,応用地質 の職員として現場の水圧破砕試験とその解析に, また船戸は深田地質研究所の職員としてコア変形 法の測定とその解析にそれぞれ携わった.この地 殻応力計測の計画,実施および解析作業において は,原子力規制庁,京都大学および応用地質株式 会社の関係者の方々には有益な議論と多くの協力 をいただいた.ここに記して深く謝意を表します.

文献

- ASTM International: D4645-08 (2008): Standard Test Method for Determination of In-Situ Stress in Rock Using Hydraulic Fracturing Method1, 1–7.
- 吾妻 崇(1997): 淡路島北部における活断層の活 動度の再評価. 第四紀研究, 36, 29-42.
- 船戸明雄・伊藤高敏(2013):岩盤応力評価のためのコア変形法 (DCDA), Journal of MMIJ, 129, 577–584.
- Haimson, B. C., Cornet, F. H. (2003): ISRM Suggested Methods for rock stress estimation-Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF), *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 1011–1020.
- Hayashi, K. and Haimson B. C. (1991): Characteristics of Shut-in Curves in Hydraulic Fracturing Stress Measurements and Determination of In Situ Minimum Compressive Stress. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 18, 311–321.
- 池田隆司・飯尾能久・小村健太朗(1998):活断 層の応力測定について.月刊地球号外,21, 91-96.
- 石川典彦・多田 尭・橋本 学(1998):日本列島の 地殻水平歪.国土地理院時報,No.89,18-26. 原実編(1993):「大阪層群」.創元社,340.
- 伊藤久男・桑原保人・西澤修(1997):7-5 有馬– 高槻–六甲断層帯近傍の地殻応力.地震予知

連絡会, 会報, 57, 545-547.

- 伊藤久男・桑原保人・西沢 修・山本清彦・佐野 修・横山幸也・工藤里絵・薛 自求(1996): AE/DR 法と DSCA 法による阪神淡路地域調査 坑周辺の地殻応力測定.物理探査学会学術講 演会講演論文集,94,36-38.
- 地盤工学会(2017):水圧破砕法による初期地圧の測定方法. 地盤工学会基準, (JGS3761–2017).
- 地震調査研究推進本部(2005):六甲—淡路断層 帯の長期評価について.59.
- 菊地正幸(1995):兵庫県南部地震の震源過程モ デルー遠地の地震波解析速報ー.地質ニュー ス,486,12–15.
- 京都大学(2017):平成 27 年度原子力規制庁委託 成果報告書 野島断層における深部ボーリング 調査.
- 京都大学(2018):平成 29 年度原子力規制庁委託 成果報告書 ボーリングコア及びボーリング 孔を用いた応力測定,①野島断層(2/3).
- 国土地理院(1987):日本の地殻水平歪図.
- 国土地理院(2020): GPS 連続観測データから推 定した日:本列島の歪(2008年10月~2009 年10月間)(国土地理院,1-4日本全国の地殻 変動,第13図,
 - https://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/report/kaihou85/01_0 4.pdf, (2020年8月26日参照).
- Kudo, R., Yokoyama, T., Ito, H., Kuwahara, Y., Nishizawa, O., and Yamamoto, K. (1997): Stress measurements with core samples by AE-DRA methods in the 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake source region, *International Symposium on Rock Stress RS Kumamoto* '97, 359–362.
- 水野清秀・服部仁・寒川 旭・高橋 浩, (1990): 明石地域の地質.地域研究報告 (5 万分の 1 地質図幅),地質調査所, 90.

- 田中豊(1993):近畿北部の地殻応力状態とその 変化,京大防災研年報,36B-1,279-290.
- 田中豊(1994):地殻応力,地殻応力変化と地殻
 変動 -周期性地殻変動と地震活動の交代性
 -. 京大防災研年報, **37**B-1, 273–280.
- 田中豊・藤森邦夫・大塚成昭(1998):地殻応
 力・歪の測定・観測による大地震発生の予測.
 地震,第2輯, 50, 201–208.
- 塚原弘昭・池田隆司・山本清彦(1998):野島断 層近傍の深度 1500m の地殻応力測定-断層面 に直交する小さな最大水平圧縮応カー.月刊 地球号外,21,66-69.
- 塚原弘昭・小林洋二(1991):中・西部日本の地 設応力,地震,第2輯,44,221–231.
- 山本清彦・矢部康男(1998):コア試料で測定さ れた断層近傍の地殻応力.月刊地球号外,21, 70-75.
- 横山幸也(2017):初期地圧測定法の現状と基準 化.応用地質技術年報, 36, 71–92.
- Yokoyama, T., Murakami, M., Danjo, T., Ogawa, K., Lin, A., Lin, W., and Ito, T. (2019): Rock stresses around active faults measured by using the high stiffness hydraulic fracturing technique, 2019 Rock Dynamics Summit in Okinawa, 62 (0024) proceedings USB.
- Yokoyama, T. and Ogawa, K. (2016): New hydraulic fracturing system for in-situ stress measurement by using high stiffness mechanism, *Proceedings of 7th International Symposium on In-Situ Rock Stress*, 569– 577.
- 渡辺満久・鈴木康弘・岡田篤正(1996a):1:25,000都市圏活断層図「須磨」.国土地理院技術資料 D.1-No.333,建設省国土地理院.
- 渡辺満久・鈴木康弘・中田 高(1996b):1:25,000都市圏活断層図「明石」. 国土地理院技術資料 D.1-No.333, 建設省国土地理院.