

2024 年度 深田研地殻応力経年変化研究委員会報告 —南海トラフ地震を見据えた地殻応力変化の継続観測に関する研究—

横山幸也¹・坂口清敏²・船戸明雄¹・小川浩司³・伊藤孝¹・梶原透¹・伊藤高敏²

¹ 深田地質研究所

² 東北大学

³ 応用地質

1. はじめに

公益財団法人深田地質研究所（以下、深田研）は、2023年6月5日の第55回理事会において「深田研地殻応力経年変化研究委員会」の設立を承認した。この研究委員会の概要を以下に示す。

1.1 研究委員会設立の背景と目的

この研究は、南海トラフに近い陸域での地下岩盤の応力変化を継続的に計測し、巨大地震前後に生じると予測される地殻応力の変化を捉えることにより、地震発生の予測から地震防災に寄与することを目的としている。また、一方では測定箇所として利用させていただく地下発電所空洞の長期安定性の監視に役立てること、岩盤応力変化の測定方法の高度化にも寄与したいと考える。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北地方の釜石鉾山の坑道内で地震前後における地殻応力の大きな変化がとらえられた。この事例は、大規模な地震発生前後において地殻応力の継続的な変化を知ること、地震発生に関する事前予測の可能性があることを示唆している。このような背景において、深田研は下記項目の目的を掲げて「深田研地殻応力経年変化研究委員会」を立ち上げた。

- ・南海トラフの陸側でプレート型地震前後の地

殻応力変化を計測すること。

- ・プレート型の大規模地震と地殻応力変化の関係から地震発生の予測を行うこと。
- ・広域的な地震防災に寄与すること。
- ・応力測定法と応力変化評価法の高度化を図ること。

1.2 研究委員会の構成

図1に示す3者の共同研究とし、3つの組織はそれぞれ以下のような研究作業を分担する。深田研は研究活動の主体となり、計画、実施、データの解析および研究資金の提供を行う。東北大学も研究活動の主体となり、計画、実施、データの解析を行う。応用地質株式会社は研究活動の実施に当たり、人的協力、計測機器の提供、およびデータの解析を行う。

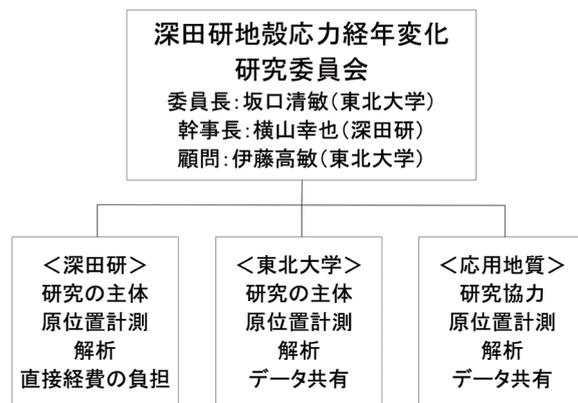


図1 深田研地殻応力経年変化研究委員会の構成。

1.3 研究スケジュール

研究活動は、南海トラフ地震が起きるまで継続することを原則として開始する。ただし、研究委員会は3年を一区切りとしたメンバー構成とし、人員や研究計画を含めて3年ごとに研究計画の内容を見直すこととする。当研究委員会は2023年に開始しているため2025年度末を最初の一区切りとして、1年に1回の現位置計測を実施する。

表1 研究委員会の研究スケジュール

作業内容\年・月	2024年			2025年									2026年					
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
計画、解析																		
現場計測																		
岩盤ひずみモニター																		

※)CCBO:円錐孔底ひずみ法, HF:水圧破砕法, 他:コア変形法, など

1.4 計測場所

現場測定の実施場所は、関西電力株式会社殿のご厚意により奥吉野発電所内の発電所横抗分岐坑内を選定した。奥吉野発電所は、図3に示すとおり紀伊半島の中央部に位置する奈良県吉野郡十津川村旭に1978年に建設された揚水式地下発電所で、発電用タービン6基が設置され、最大約120万kWの発電能力を有する。上部ダムは高さ110.5mのロックフィル型の瀬戸ダム，下部ダムは高さ86.1mのアーチ式コンクリートダムから

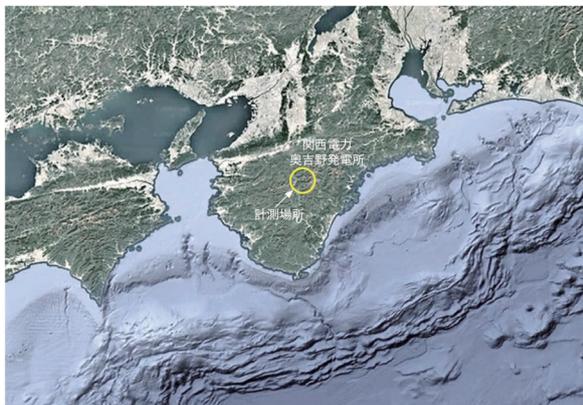


図2 計測場所の位置 (Google Earthに加筆)

なる (図3)。

奥吉野発電所周辺の地質は中生代四万十帯日高川層群の砂岩/泥岩からなるが、付加体のためメランジェと呼ばれる複雑な地質構造がみられる。ただし計測箇所は、発電所建設当時の情報を基にするとB級からCH級の割れ目の少ない堅硬な岩盤が期待された。ただし、断層や破碎帯などの分布に関する詳細な地質情報については事前に得ることができなかった。

同発電所周辺の地形は図3に示すとおり急峻な斜面地形を呈し、上部の瀬戸ダムから発電所空洞に至る鉛直断面地形は傾斜約40°の急勾配をなす。計測位置は奥吉野発電所のタービン建屋空洞周辺の地下坑道内で、直上の被りは約250mであるが、瀬戸ダム周辺の地表までの被りは約650mとなる。図4に、奥吉野発電所の地下空洞・坑道配置図と計測位置との関係を示す。

2 地殻応力経年変化の評価方法

地殻応力経年変化の評価方法は、南海トラフの陸域側における現在の地殻応力状態を把握する



図3 奥吉野発電所周辺の地形図と計測位置

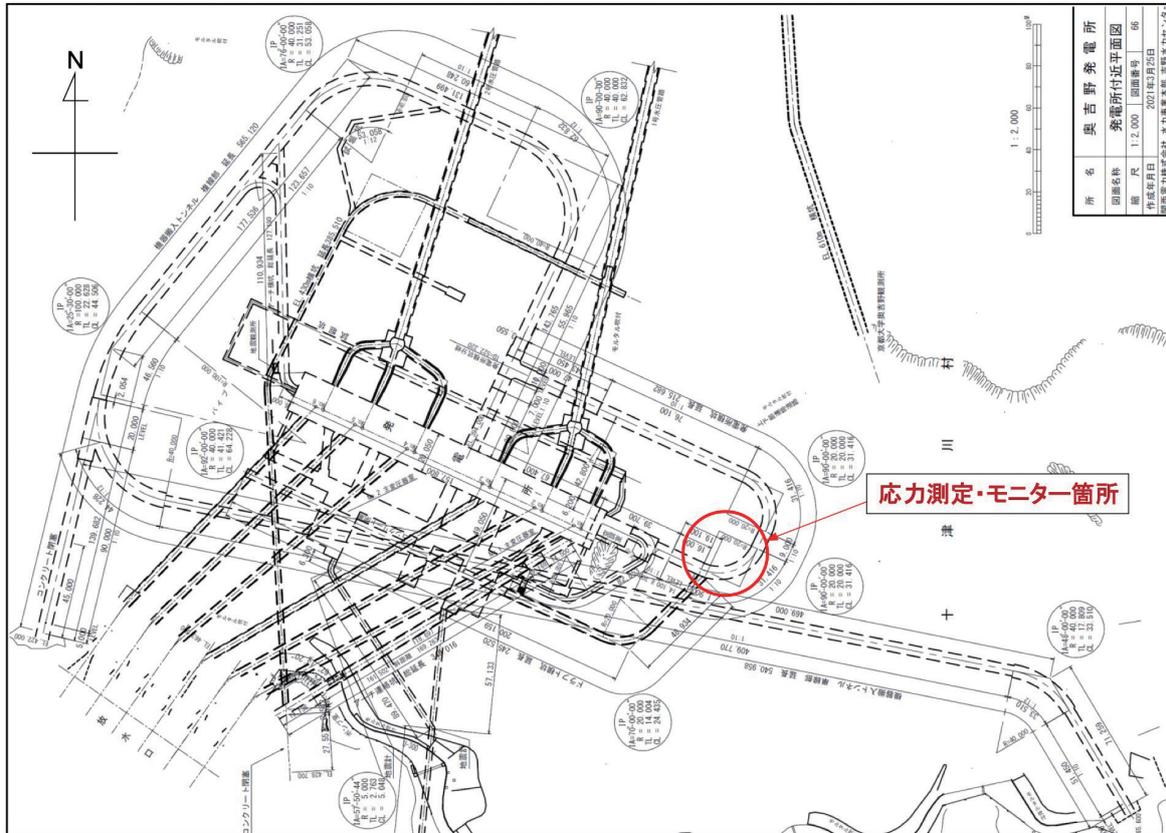


図4 奥吉野発電所の地下空洞・坑道配置図と計測位置（関西電力株式会社の図に加筆）

ことから始める。計測した現在の地殻応力から長期的に岩盤ひずみを計測し、大規模地震が発生する前後の応力変化を評価するものである。

地殻応力の計測位置は、図2に示した Google Earth の海底地形図に見られる南海トラフの陸域側としての四国地方や紀伊半島が候補地となる。今回、地殻応力を計測する地域として選定した箇所は紀伊半島のほぼ中央部に位置する山岳地帯の地下坑道内である。

東北地方太平洋沖地震では、地震による陸域での水平変位は東北地方全域にわたり大きく震央に向いたベクトルが記録されている (<https://www.jishin.go.jp/main/suuhon/erc355/erc355-9.pdf>)。これらの動きは、太平洋側で5 m 以上、日本海側でも1 m 以上の変位が認められる。また、釜石鉾山の地下290 m の坑道内でこの地震前後に

計測された地殻応力では、地震前に比べて地震後には約2倍の大きさの地殻応力が計測されている (Sakaguchi and Yokoyama, 2015, In-situ stress measurement at shallow depth in the vicinity of the epicenter before and after the 2011 Tohoku-oki earthquake. Int' l Symposium on Rock Mechanics, ISBN:978-1-926872-25-4)。

2.1 地殻応力の測定方法

地殻応力の測定方法は、水圧破碎法と円錐孔底ひずみ法、およびコア変型法を用いた。これら3つの方法は、測定原理が異なるため、それぞれの方法で得られた応力状態のクロスチェックになるものと考えた。前者2つの方法は以下に詳しい。(横山, 2022, わが国の標準法としての初期地圧測定法, 深田地質研究所年報, No.23, p.35-54.)

円錐孔底ひずみ法は、岩盤の応力を解放したときに生じるひずみを三次元的に多成分で計測し、同時に岩石のヤング率に相当するひずみ感度も多成分で計測する。これらの値を利用して弾性論を基礎にした観測方程式を用いて応力状態を解析するものである。この方法では、1回の測定で三次元応力状態を求めることができる。現場での測定状況と回収コアの概要図を図5、図6に示す。

水圧破碎法は、岩盤に掘削されたボアホールの閉じられた領域を水圧で破碎したときに生じる人工き裂の閉口圧と再開口圧の大きさから主応力の大きさを、また人工き裂の方向から主応力の方向を求める方法である。この方法ではボアホール軸に直交する平面での二次元応力状態が決定できるが、それぞれ直交する3つのボアホールで測定すれば、それらの二次元応力を組み合わせることにより三次元応力状態も解析的に求めることができる。水圧破碎試験で用いる装置の概要図と測定

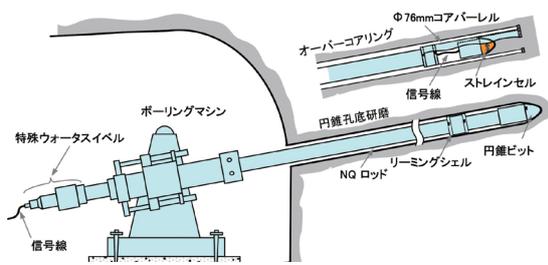


図5 円錐孔底ひずみ法の測定状況の概要図

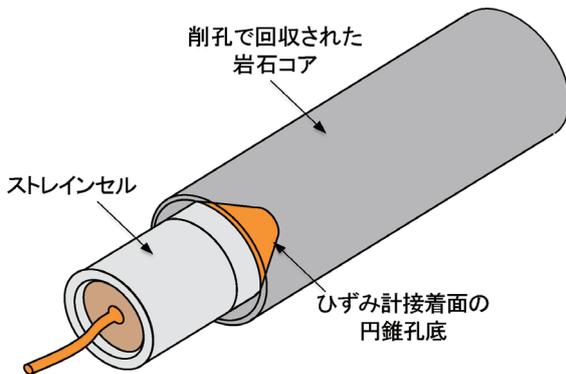


図6 円錐孔底ひずみ法で回収されたコアの概要図

データの例を図7、図8に示す。

コア変形法は、ボーリングコアの断面形状のわずかな扁平性から応力評価を行う方法である(船戸・伊藤, 2013, 岩盤応力評価のためのコア

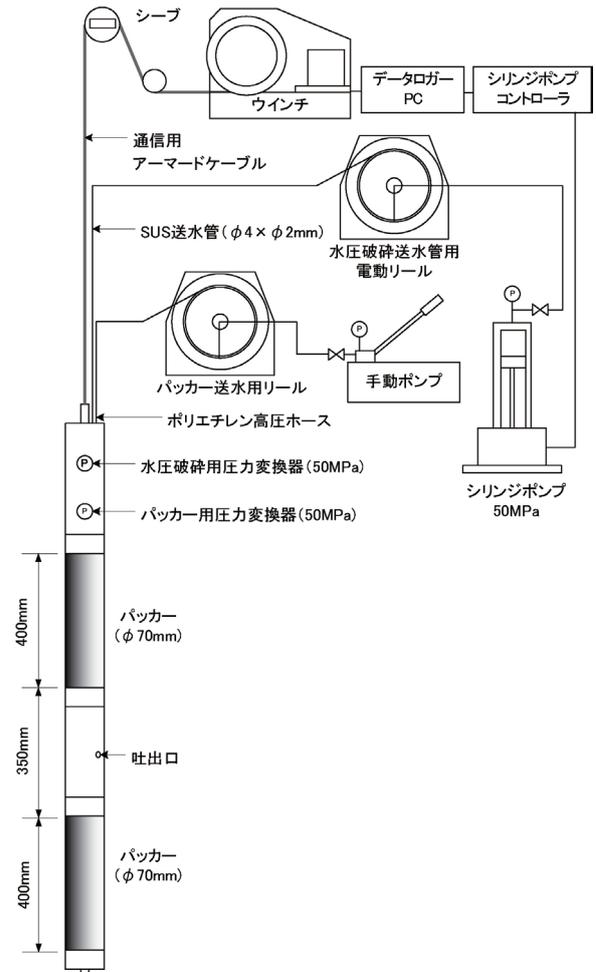


図7 水圧破碎用ダブルパッカーと地上装置

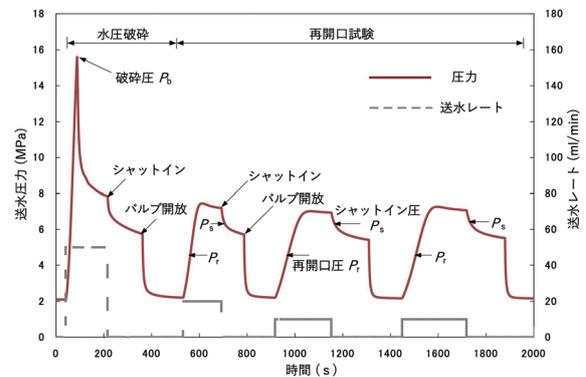


図8 水圧破碎法での送水圧力と送水レイトの経時変化例

変形法 (DCDA), Journal of MMIJ Vol.129 p,577-584). ボーリングコアは、回転するビットによって原位置の岩体から切り離され、同時に原位置応力から解放される。その際、ビットは回転しているため切削される瞬間のコアは真円のはずである。しかし、掘削が進んでコアが周囲の岩体から完全に切り離された状態では、その過程の応力解放によってコアに変形が生じる。応力解放に伴う変形が弾性的に起こると仮定するならば、変形量は解放応力に比例する。

したがって、ボアホール軸に直交する面内応力が異方的であれば、図9(a)のようにコアの断面は真円ではなくわずかに扁平となる。このときに生じるコアの断面形状の変化は図9(b)に示すように岩体に描いた円形の領域が応力解放によって変形することと同じである。したがって、コアの直径が最大および最小となる方向は、ボアホール軸の直交面内の最大主応力および最小主応力の方向と一致することになる..

2.2 長期間でのひずみ変化測定方法

長期間でのひずみ変化測定方法としては、円錐孔底ひずみ法で使用する24素子ストレインセルをボーリング孔の孔底に接着する(図10)。こ

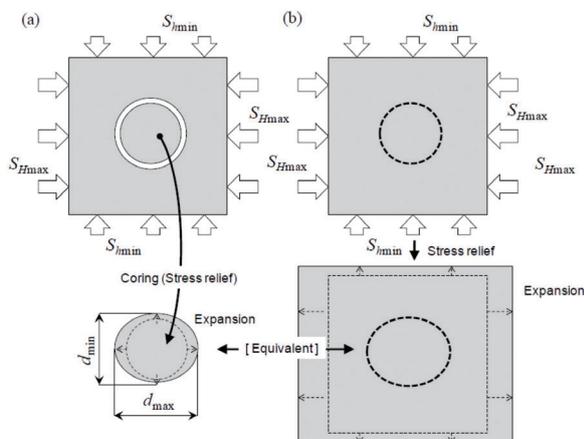


図9 コア変形法の基本原理

のひずみ計測を岩盤ひずみモニターと呼び、これまでも10年以上継続して安定的に計測されている実績がある。接着面にき裂や湧水がない岩盤条件が満たされれば、今回計測の対象としている四万十層の中でも硬質な砂岩を選定することで、長期での安定的なひずみ計測が期待できる。

応力変化の解析方法は、円錐孔底ひずみ法で測定された岩盤応力の絶対値を初期値として、この時点から後のひずみ変化と岩盤の弾性定数に基づいて行う。常時計測は、現場に設置したデータロガーにより自動で行い、測定データの回収は現場に設置されている通信回線を利用し遠隔で行う。

3 測定地点の地質・岩盤状況

測定地点の地質・岩盤状況の確認と応力測定のためのオールコアボーリング(φ76mm)を行い、全てのコアサンプルを採取した(表2)。実施した3孔とも掘進長25mを目標としたが、OYN2孔は断層破碎帯に遭遇し、19.35mで掘進不能となった。水圧破碎法とコア変形法は全孔で実施できたが、円錐孔底ひずみ法は断層破碎帯の影響で

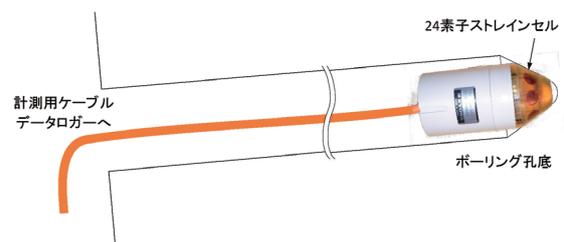


図10 岩盤ひずみモニターのひずみ計設置状況の概念図

表2 ボーリング数量

コアボーリング, φ76mm	
OYN1 (水平)	25.0m
OYN2 (水平)	19.3m
OYN3 (鉛直)	25.0m

OYN2 孔での 2 箇所のみでの測定となった。また、岩盤ひずみモニター用のひずみ計接着も断層破碎帯のため実施できなかった。図 11 に測定位置の坑道の形状とボーリング孔のレイアウトを示す。また、コアボーリングにより明らかになった地質・岩盤状況を以下に示す。OYN1 孔のコア写真を図 12 に示す。

今回得られた 3 つのボーリングによる各孔の地質・岩盤状況を以下に示す。今回確認された断層の本体の厚さは 5 m ～ 6 m で、断層を含む破碎帯幅は 10 m 以上と推定された。

・OYN1 孔 (水平, 25m)

地質は全体に黒色泥岩からなる。0.0 m ～ 0.5 m は覆工コンクリート。0.5 m ～ 11.8 m は砂岩れき・白色脈が点在し、硬質で CH 級。11.8 m ～ 25.0 m は断層破碎帯。断層ガウジは 11.9 m ～ 20.2 m。断層の走向 N60E・傾斜 70N, 断層の厚さは約 4 m。

・OYN2 孔 (水平, 19.3m)

地質は全体に黒色泥岩からなる。0.0 m ～ 1.0 m は覆工コンクリート。1.0 m ～ 5.2 m は泥岩主体で CH 級。5.2 m ～ 19.35 m は砂泥互層。13.5 m ～ 19.35 m 断層破碎帯。断層ガウジは 14.9 m ～ 19.35 m 以上。

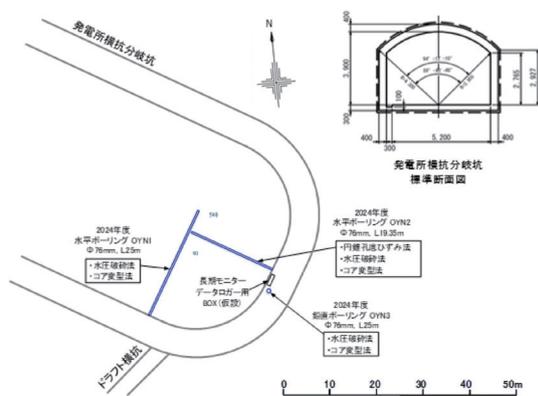


図 11 測定位置でのボーリングレイアウトと各種測定項目

・OYN3 孔 (鉛直, 25m)

地質は全体に黒色泥岩からなる。0.0 m ～ 0.7 m は踏前コンクリート。0.7 m ～ 10.0 m は砂岩混り泥岩主体。10.0 m 以深は砂岩優勢。全体に硬質で CH ～ B 級岩盤。

4 応力測定

4.1 水圧破碎法

水平 2 孔, 鉛直 1 孔で測定したデータの内、信頼性の高い水圧破碎試験データと判断された結果を用いて、三次元応力解析を行った。各水圧破



図 12 OYN1 孔のコア写真

砕試験で得られた測定データから、ボーリング孔別に最大主応力と最小主応力およびそれぞれの方向について得られた結果を表3に示す。水圧破碎で生じた人工縦き裂のレプリカを図13に、水圧破碎試験での送水圧と送水レートの経時変化データの例(OYN1 6.80 m)を図14に示す。

3つのボーリング孔は、ほぼ直交した三次元座標軸上にあると見なすことができるため、これらから算定されるそれぞれの二次元3応力成

表3 水圧破碎法による試験結果一覧

OYN1(水平孔)								
No	試験深度(m)	岩種	破碎圧 Pb (MPa)	再開口圧 Pr (MPa)	閉口圧 Ps (MPa)	最大主応力 SH (MPa)	最小主応力 Sh (MPa)	縦き裂の方向
OYN1_1	7.60	砂岩混り泥岩	11.10	2.00	5.90	13.70	5.90	91
OYN1_2	8.40	砂岩混り泥岩	10.30	2.50	5.50	11.50	5.50	81
OYN1_3	9.20	砂岩混り泥岩	10.30	2.20	6.00	13.60	6.00	87
OYN1_4	10.50	砂岩混り泥岩	7.00	2.70	6.00	12.60	6.00	135
平均値						12.85	5.85	99
OYN2(水平孔)								
OYN2_1	6.10	砂岩混り泥岩	5.10	2.50	3.50	5.50	3.50	47
OYN2_2	6.66	砂岩混り泥岩	6.20	1.50	3.50	7.50	3.50	42
平均値						6.50	3.50	45
OYN3(鉛直孔)								
OYN3_1	8.00	砂岩混り泥岩	10.50	2.50	5.00	10.00	5.00	N45E
OYN3_2	9.40	砂岩混り泥岩	5.20	1.80	4.70	10.50	4.70	N14E
OYN3_3	15.00	砂泥互層	9.80	3.00	4.60	7.80	4.60	N54E
OYN3_4	16.00	砂泥互層	7.80	3.00	5.40	10.20	5.40	N26E
OYN3_5	18.45	砂泥互層	10.50	4.00	6.20	10.60	6.20	不明瞭
平均値						9.82	5.18	N35E

表4 水圧破碎法による三次元解析結果一覧

6応力成分					
σ_x : 8.91 MPa	τ_{xy} : -0.47 MPa				
σ_y : 7.43 MPa	τ_{yz} : 1.84 MPa				
σ_z : 5.51 MPa	τ_{zx} : -0.19 MPa				

圧縮応力を正とする
 x軸(+)をE y軸(+)をN z軸(+)を鉛直上方向

三次元主応力の大きさと方向					
主応力	方向余弦			方位角	傾斜角
	l	m	n	H (°)	V (°)
σ_1 : 9.26 MPa	-0.819	0.498	0.285	149	17
σ_2 : 8.19 MPa	0.574	0.694	0.435	50	26
σ_3 : 4.39 MPa	-0.019	-0.520	0.854	268	59

方位角: 水平面内でx軸から反時計回りを正とする角度
 傾斜角: 水平面から上向き角度

二次元主応力の大きさと方向			
平面	σ_1'	σ_2'	θ (°)
x-y面	9.05 MPa	7.29 MPa	-16
y-z面	8.55 MPa	4.39 MPa	31
z-x面	8.92 MPa	5.50 MPa	93

θ : xからy軸、yからz軸、zからx軸への回転を正とする σ_1' の角度

分 ONY1 ($\sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}$), ONY2 ($\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$), ONY3 ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$)を用いて、三次元応力解析を行った結果を表4に示す。この三次元応力状態を3つの二次元面内で示した応力ベクトルを図15に、三次元主応力の大きさと方向を図16に示す。

4.2 円錐孔底ひずみ法

円錐孔底ひずみ法は、OYN2孔(水平)でOYN2-1(深度9.87m)とOYN2-2(深度10.07m)の2回測定を行った。OYN2孔では、11m以深は断層破碎帯の領域となり、これ以上の測定は行



図13 人工縦き裂のレプリカ

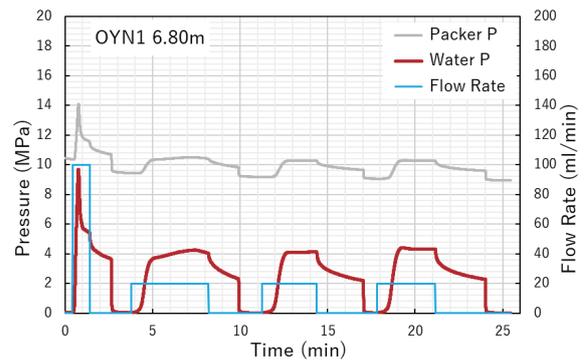


図14 水圧破碎試験での計測データの例(OYN1 6.80m)

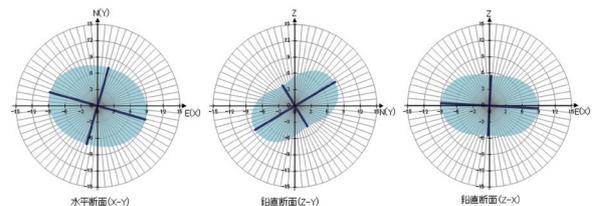


図15 水圧破碎法による二次元応力ベクトル

えなかった。図 17 に測定を行ったボーリング孔底のひずみ計接着面の写真を示す。これらの接着面はいずれも砂岩の硬質な岩盤であった。図 18 にはオーバーコアリングで回収された二つのコアサンプルを示す。コアサンプルの外観からは、両者共にひずみが接着された箇所は比較的均質な砂岩部のように推察される。

図 19 にオーバーコアリング時のひずみ変化曲線の例 (OYN2-2) を、図 20 に感度試験でのひずみ変化曲線の例 (OYN2-2) を示す。図 19 では掘進に伴うひずみの変化が理論曲線に近く、非常に安定したデータが得られた。図 20 の感度試験でも高品質のデータと判断される。今回の測定

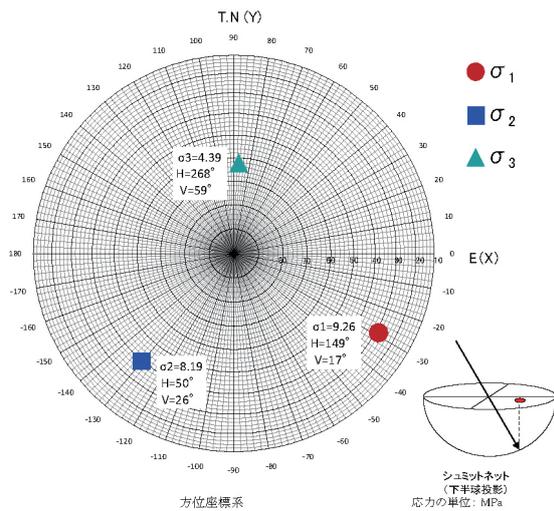


図 16 水圧破壊法による三次元主応力の状態



図 17 ひずみ計接着面の写真(左 :OYN2-1, 右 :OYN2-2)



図 18 回収コアの写真(左 :OYN2-1, 右 :OYN2-2)

は 2 カ所での測定のみとなったが、これら 2 回の測定で得られた応力状態は再現性のよいデータであったため、これらの平均値を円錐孔底ひずみ法での応力解析結果とした。

2 回の三次元応力解析それぞれの 6 応力成分の平均値から得られた三次元応力状態を表 5 に、この応力状態を二次元面内で表した応力ベクトルを図 21 に、三次元主応力の大きさと方向を図 22 に示す。

4.3 コア変形法

坑道周辺の応力集中箇所を避けた深度 5 m 以深で、完全な円柱部が 20 cm 以上のコアを 1 m ごとに 1 本選定し測定対象とした。コア直径の測定には図 23 の測定装置を用いた。水平に並べた 2 本のローラーの上でコアを 360° 一定速度で回

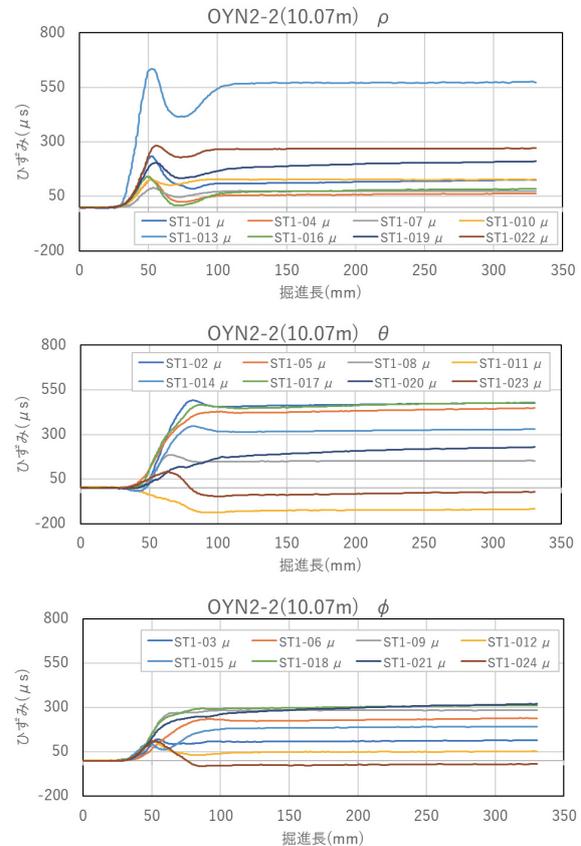


図 19 解放ひずみ曲線 (OYN2-2)

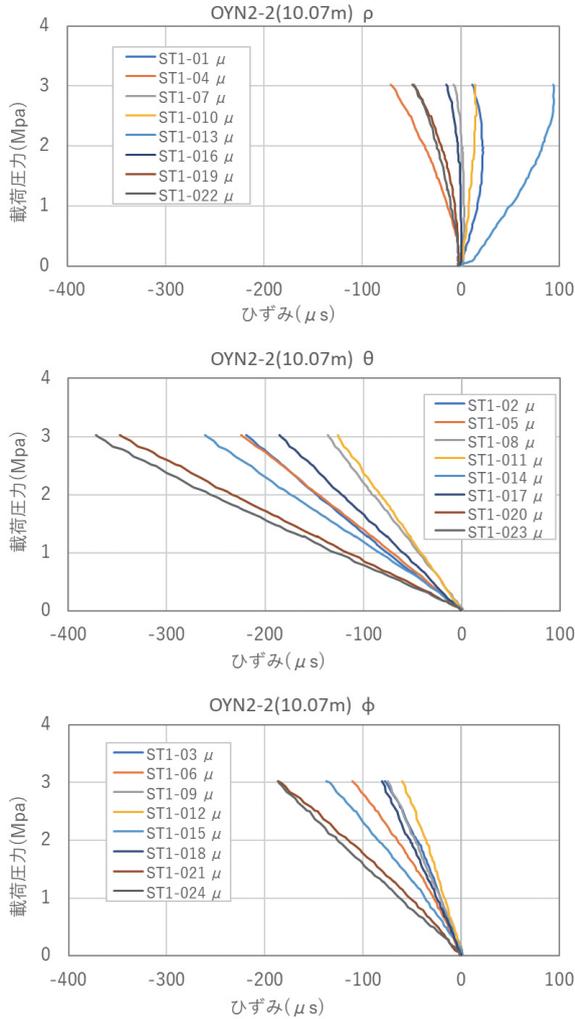


図 20 感度試験ひずみ変化曲線 (OYN2-2)

表 5 円錐孔底ひずみ法三次元解析結果

6応力成分					
σ_x : 8.67 MPa	σ_y : 5.97 MPa	σ_z : 6.55 MPa	τ_{xy} : -0.25 MPa	τ_{yz} : 3.93 MPa	τ_{zx} : -0.19 MPa
圧縮応力を正とする x軸 (+) を E y軸 (+) を N z軸 (+) を 鉛直上方向					
三次元主応力の大きさや方向					
主応力	方向余弦			方位角 H (°)	傾斜角 V (°)
σ_1 : 10.25 MPa	l	m	n	H	V
σ_2 : 8.61 MPa	-0.189	0.669	0.718	106	46
σ_3 : 2.32 MPa	0.982	0.122	0.145	7	8
	-0.009	-0.733	0.680	269	43
方位角: 水平面内でx軸から反時計回りを正とする角度 傾斜角: 水平面から上向き角度					
二次元主応力の大きさや方向					
平面	σ_1'	σ_2'	θ (°)		
x-y面	8.69 MPa	5.95 MPa	-5		
y-z面	10.20 MPa	2.32 MPa	47		
z-x面	8.69 MPa	6.53 MPa	95		

θ : xからy軸、yからz軸、zからx軸への回転を正とする σ_1' の角度

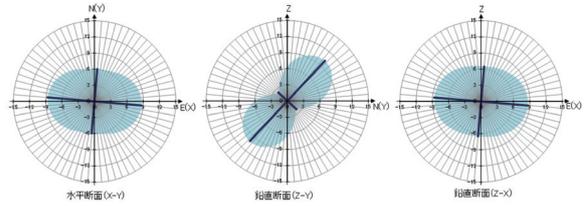


図 21 円錐孔底ひずみ法による二次元応力ベクトル図

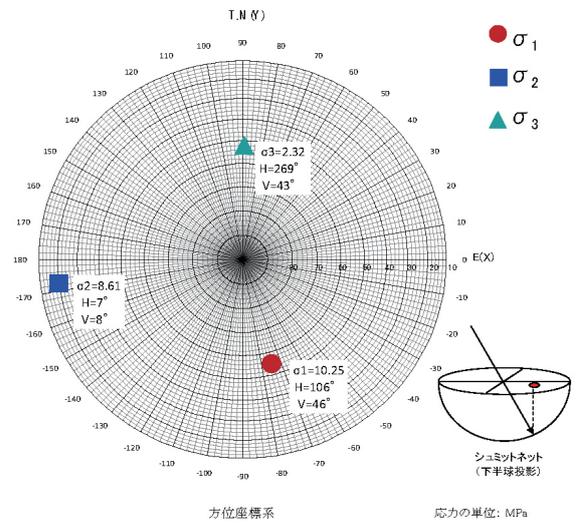


図 22 円錐孔底ひずみ法による三次元主応力の状態

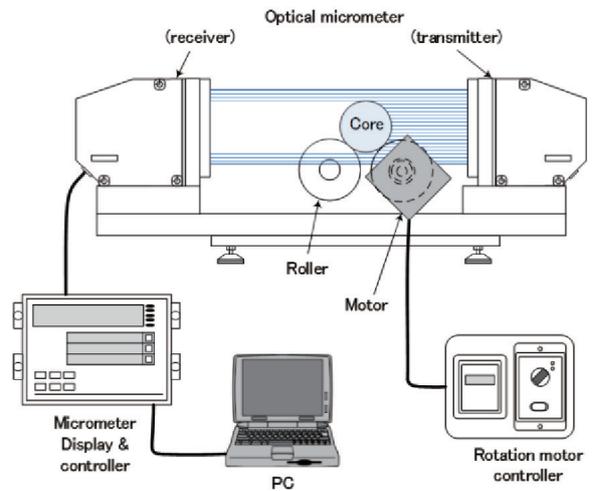


図 23 コア直径測定装置の概要

転させながら 2° ごとに直径を測定した。直径測定断面はコア軸方向に 1 cm ピッチで設けた。

コアの方位は、OYN1 及び OYN2 の水平孔ではボアホールカメラによる孔壁画像とコアの対比からコアの鉛直上方を定めて基準線を引いた。OYN3 孔では図 24 に示すような深度 17.2 m の高角の白色脈の傾斜方向を基準とし、コアの連続性を確認しながら同じ方位の基準線を上下に延長した。

コア直径の測定例を図 25 に示す。横軸は基準線からの方位角（時計回り）、縦軸は直径である。各断面の測定データを淡灰色の折れ線で表示し、方位角 θ とコア直径 d の関係を次式に回帰して得られた近似曲線を赤線で表示している。

$$d = (d_{\max} + d_{\min}) / 2 + \Delta d / 2 \cdot \cos(2\theta - 2\alpha)$$

ここに、

d_{\max} : 最大直径

d_{\min} : 最少直径

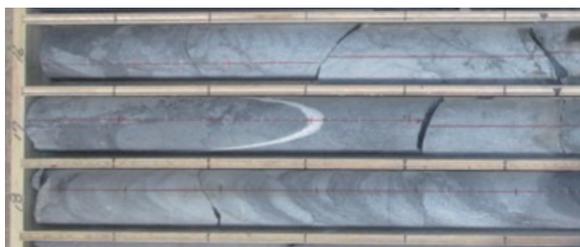


図 24 OYN3 孔の基準線

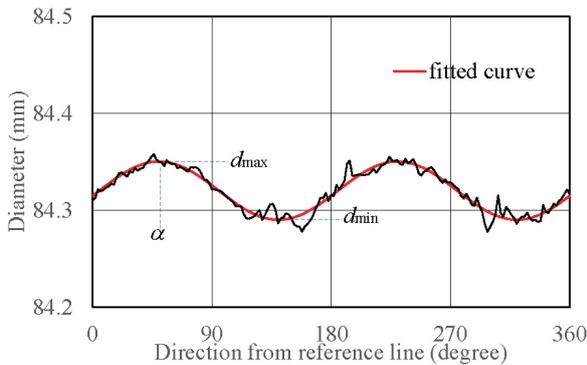


図 25 コア直径の測定例

Δd : 直径の差 ($= d_{\max} - d_{\min}$)

α : 最大直径の方向

である。

各コアの個々の測定断面（20 断面）で得られた d_{\max} , d_{\min} , Δd , α のうち、コアの品質が比較的よいと判断された OYN3 孔（鉛直）について、深度方向の測定結果を図 26 に示す。今回は OYN3 孔のコアの方位が未確認のため α の方位は未確定である。コア表面の凹凸や亀裂の影響が明らかなデータは平均値を求める際に棄却した。

コア軸の直交断面内での最大主応と最小主応力の差（以下、主応力差） ΔS を算定する際のヤング率 E とポアソン比 n は暫定値として砂岩は $E=50\text{GPa}$, $n=0.15$, 頁岩は $E=20\text{GPa}$, $n=0.20$ とした。

コア変型法の測定結果の概要について以下に示す。水平に掘削された OYN1 孔および OYN2 孔のコアは側面が直線でないものが多く、測定

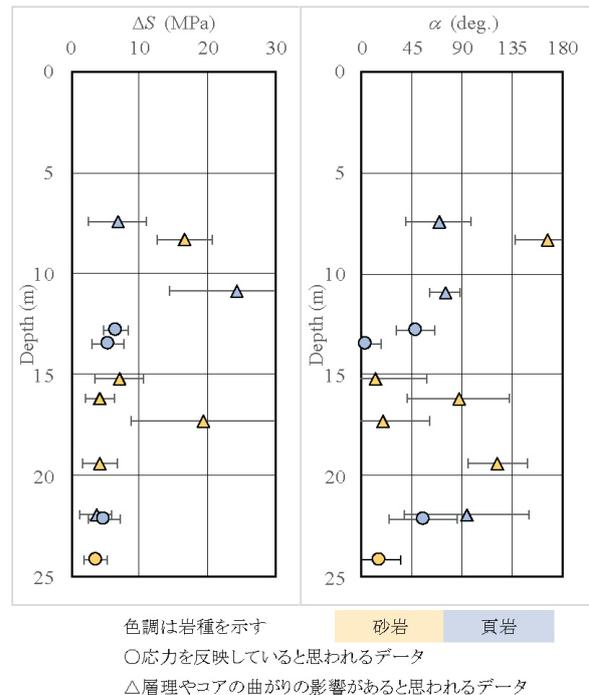


図 26 コア変型法による深度方向の差応力と最大主応力の方向 (OYN3 孔)

データの品質が低く応力評価が困難であった。一方、鉛直に掘削されたOYN3孔の12本の供試体のうち、応力を反映していると思われる4本のデータによると、主応力差 ΔS の平均は5.1 MPa、最大直径の方向 α の平均は 31° となった。図26に示したOYN3孔での ΔS の深度分布で層理やコアの曲がりの影響が極端に大きいデータを除くと ΔS は深度7 mから25 mにかけて次第に小さくなっていくような傾向がうかがえる。この原因は、坑道による応力集中の影響かもしれない。OYN3孔の方位は、2025年度に予定しているボアホールカメラの結果を基に決定する。

5 あとがき

2024年度における現場計測の計画内容は以下のとおりであった。

- ・コアボーリング (ϕ 76mm, 25m): 水平2孔, 鉛直1孔
 - ・水圧破碎法による応力測定: 3孔
 - ・円錐孔底ひずみ法による応力測定: 3回
 - ・コア変型法による応力測定: 3孔
 - ・岩盤ひずみモニターのひずみ計設置: 2箇所
- 今回、水平ボーリングで2孔で共に10mを超えた深さから予期せぬ断層破碎帯に遭遇したため、残念ながら肝心の岩盤ひずみモニターのひずみ計設置を行うことができなかった。この設置作業は、2025年度へ持ち越しすることとした。

現在の地殻応力を把握する目的は、ほぼ達成することができた。特に、水圧破碎法と円錐孔底ひずみ法で得られた三次元応力状態は、応力の大きさと主応力の方向がよく一致した結果を得ることができた。先行研究で公表されている当地域での地殻応力は、NWW-SEE系の最大圧縮軸が示されており、今回得られた応力状態とも整合的で

ある(亀岡美友, 1978, 京都大学学位申請論文), (鷲谷・大坪, 2019, 日本列島の地殻ひずみ速度, 地学雑誌 128 (5) 689-705)。図27には、この現場で得られた現在の地殻応力状態と断層破碎帯の分布状況を示す。

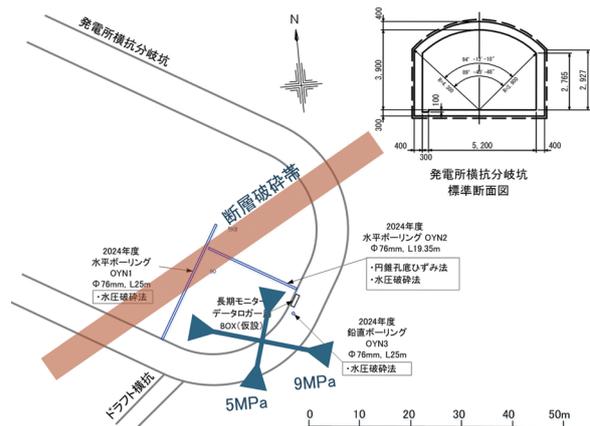


図27 現在の地殻応力状態と断層の分布状況

謝辞

2023年6月に「深田研地殻応力経年変化研究委員会」が発足したが、実際に地殻応力を測定できる現場が見つからない状態が1年間続いた。このたび、関西電力株式会社のご厚意で奥吉野発電所の坑道内をお借りすることができた。南海トラフ地震に備えた地殻応力の継続的な計測地点としては願ってもない最適な場所をご提供いただいたことに、関西電力・多田隆司常務をはじめ、関係者各位に深く感謝申し上げます。