

(65) 地下発電所空洞掘削における側壁岩盤の挙動

関西電力(株) 正会員 打田靖夫 原田俊之
(財)電力中央研究所 正会員 金川 忠 中川加明一郎
(株)ニュージェック 正会員 浦山 克 中村隆浩
山口大学工学部 正会員 石田 毅

Mechanical Rock Behavior of Cavern Wall during Underground Powerhouse Excavation

Yasuo UCHITA, Toshiyuki HARADA, The Kansai Electric Power Co., Inc.
Tadashi KANAGAWA, Kameichiro NAKAGAWA, Central Research Institute of Electric Power Industry
Masaru URAYAMA, Takahiro NAKAMURA, NEWJEC Inc.
Tsuyoshi ISHIDA, Yamaguchi University

Abstract

To evaluate cavern wall stabilities and design rock reinforcements, it is one of the most important factors to estimate about loosened unstable regions in rock around a large scale cavern during its excavation. The authors tried to measure mechanical rock behavior during underground powerhouse excavation whose size is 24 metres wide, 46.6 metres high and 134.5 metres long, with many devices to measure vertical strains, horizontal relative displacements, elastic wave velocities, acoustic emissions, crack observations and air permeabilities.

The measuring instruments were installed in the 6 boreholes drilled from a previously driven small tunnel 20 metres apart from the designed cavern excavation wall, about 18 metres under from top of the cavern arch. The measurements were carried out at each lowering steps.

As a result, the data obtained in this study gave us useful information on the rock behavior due to stress redistribution and the design of rock reinforcement.

1. はじめに

大規模空洞掘削に伴う周辺岩盤の不安定領域を把握することは、空洞の安定性を評価し、補強対策を講ずるうえで極めて重要である。そこで、地下発電所の大規模空洞掘削工事の機会を捕らえ、現行の設計技術の不明確部分を検証するとともに将来の地下空洞利用に備えることを目的として、数種類の計測項目を組み合わせた測定を集中的に行い、空洞掘削過程における側壁岩盤の力学的挙動の解明を試みた。その結果、空洞側壁岩盤のゆるみ域発生メカニズムおよび補強工設計に関する興味あるデータが得られたので報告する。

2. 測定概要

測定現場は、兵庫県の峰山・砥峰高原の東側斜面から約280mの地下に建設中の大河内水力発電所の発電所空洞である。この地下空洞の規模は、幅24m、高さ46.6m、長さ134.5mである。

空洞周辺岩盤は、中世代の生野層群に属するひん岩であり、電中研式岩盤分類のCH~CM級で堅硬な性状を有している。卓越する節理群は3個あり、その走向・傾斜はN59E/81NW、N42W/52SWおよびN61W/45NEである。各々の節理群の走向は、空洞の長軸と平面的に直交あるいは平行となっている。

発電所空洞の掘削過程における側壁岩盤の力学的挙動を測定するため、発電所空洞から20m離れた位置に先行掘削した川側の併設トンネルから空洞長軸に直交する6本のボーリングを下向き4°の角度で穿孔し、計器の埋設と測定に使用した。発電所空洞の掘削ステップと計測用ボーリング孔の位置関係を図-1に示す。測定孔の標高は、空洞掘削ベンチ2と3の間に位置している。

測定項目は、岩盤のゆるみ域発生メカニズムを想定して選定した鉛直方向ひずみ測定¹⁾、水平方向相対変位測定、弾性波速度測定、A E測定、B T Vによる孔内観察²⁾および低圧透気・透水試験³⁾の6種類である。各測定における測定孔、使用機器および測定方法を表-1に、測定位置および埋設計器の配置を図-2に示す。

各測定における初期値は、図-1のサイロット①の掘削が終了した時点としたが、低圧透気・透水試験のみはベンチ1の掘削後とした。

なお、測定の対象とした発電所空洞の側壁には、各掘削ステップの終了後に吹付コンクリート(厚さ24cm)およびロックボルト(全面接着方式、長さ5m、1.5mの千鳥配置)が、その次のステップ終了後にP S工(長さ15m、うち定着長4m、3mの千鳥配置)が補強工として施工された。

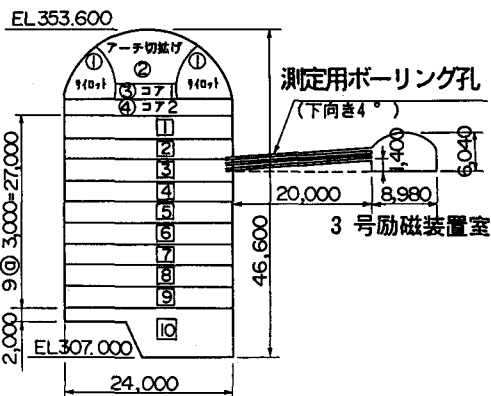


図-1 測定位置と掘削ステップの関係

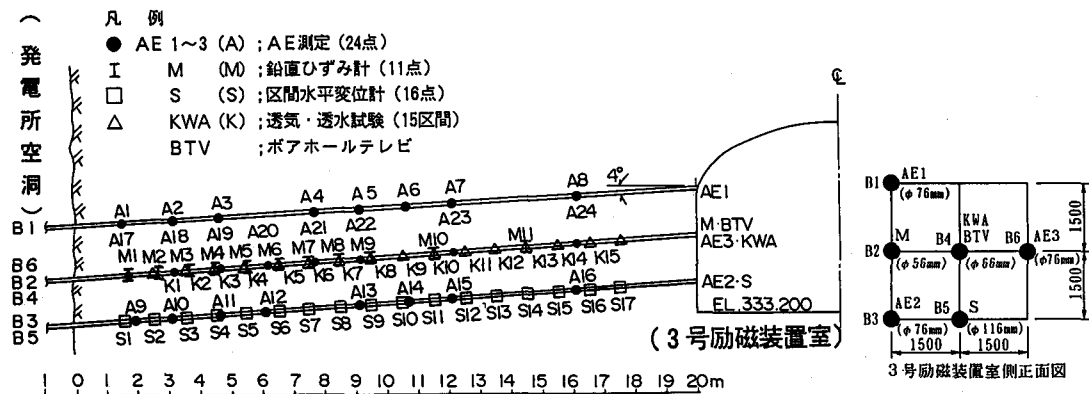


図-2 測定位置および埋設計器の配置

表-1 岩盤挙動の計測項目、使用機器、測定方法

項 目	測 定 孔 No. 孔 径	使 用 機 器	測 定 時 期	測 定 方 法
鉛直方向ひずみ測定	B 2 φ56	1 成分型埋設ひずみ計 (BSK型, 容量: ±1000 μ) (観測点距離: 52 mm)	・アーチ部切詰め前から掘削完了まで毎日	計測位置付近で発破掘削した場合は発破の30分前から2時間後まで有人測定、その後は無人測定。その他は1回/日、無人。
水平方向相対変位測定	B 5 φ116	スライディングマイクロメータ (測定基準長: 1000 mm) (測定範囲: ±5 mm)	・アーチ部切詰め前 ・アーチ部、ベンチ①～③の掘削後(以後不能)	1 m間隔にメジャリングマークを固定した測定用ケーシング内にゾンデを挿入し、孔底から孔口まで1 mごとに測定。
弾性波速度測定	B1, B3 B6 φ76 φ66	発振源: 雷管 発破 受振器: AEセンサー	・アーチ部切詰め前 ・アーチ部、ベンチ①～⑦の掘削後、掘削完了後	雷び管の先端に取付けた雷管を発破し、その周辺のAEセンサーで受振。 11箇所所定地点で雷管発破を実施。
A E 測 定	B 1 B 3 B 6 φ76	AEセンサー [P Z T素子を使用] [共振振動数: 67 KHz]	・アーチ部切詰め前 ・アーチ部、ベンチ①～③の掘削後	6 ch測定可能なレイトカウンタを使用し、1分間隔で累積発生数を記録。
孔 内 観 察	B 4 φ66	B I Pシステム	・アーチ部切詰め前 ・アーチ部、ベンチ②、③、⑦の掘削後、掘削完了後	ロッドの先端にB T Vカメラを装備したゾンデを孔内に人力で挿入しながら撮影。
低圧透気・透水試験	B 4 φ66	低圧透気・透水試験装置 (測定区間長: 1 m)	・ベンチ①、②、③、⑦の掘削後、掘削完了後	建設省河川局監修ルジオンデスト技術指針に準じ、最大注入圧力を1 kgf/cm ² として注入量を測定。

3. 測定結果および考察

全般的傾向として、測定孔の位置する標高より下方に空洞側壁が形成された段階、すなわちベンチ3の掘削後およびそれ以降の掘削ステップで顕著な岩盤挙動が測定されたので、これらの段階に焦点を絞って各測定結果を以下に述べる。

3-1. 鉛直ひずみおよび区間水平変位 の変化量の分布

空洞掘削過程において測定した側壁岩盤の鉛直ひずみおよび区間水平変位の変化量の分布を図-3に示す。

鉛直ひずみ変化量の分布は、計器埋設標高よりも約7m上方のアーチ部切上げが終了した時点で側壁掘削予定線から2.7mの距離まで解放ひずみを示し、4.5mおよび8.5mの位置で圧縮ひずみの極大値を示した。この分布の傾向は、それぞれの変化量を増加しながらベンチ2の掘削後まで保持された。しかし、ベンチ3の掘削後を境として、圧縮ひずみ量が4.5mの位置で急激に減少し5.5mの位置で急激に増大して、極大値を示す位置が岩盤深部へ遷移する現象が認められた。また、この位置の極大値はベンチ7の掘削後まで増大し、増加量の少ない8.5mの位置の極大値よりも大きくなった。

区間水平変位の変化量は、ベンチ2の掘削後までは測定位置間で若干の変動があるもののほぼ一様な分布を示していたが、ベンチ3の掘削後に空洞側壁から3.5mまでの範囲および13.5mから併設トンネル側壁までの範囲の伸び量が急激な増加を示し、3.5m~13.5mの範囲の区間変位量の約2倍となった。したがって、この範囲は、ゆるみの程度が大きいことを示している。残念ながらベンチ4の掘削後に測定孔の圧縮変形が生じ、それ以降の測定が不可能となった。

両者の測定結果から、ベンチ3掘削後に圧縮ひずみが解放側に転じ、区間水平変位量が急激に増大した空洞側壁近傍は、側方拘束力の減小により発生したゆるみ量の大きな不安定領域であり、この領域はベンチ4の掘削後以降に5m付近まで拡大されたと考えられる。

3-2. 弾性波速度の変化

弾性波（P波）速度測定は、BTVによる孔内観察孔を使用し雷管を発破し、この振動を隣接する3孔に埋設したAEセンサーで受信することにより行ったが、この発破振動の伝播範囲は発振点から2~3mの範囲であった。このため、発振点が同一のP波速度測定値の平均値は、その発振点周辺2~3mの範囲の岩盤のP波速度を平均的に表していることになる。

図-4は、発振点ごとに掘削の進行に伴うP波速度の平均値の変化を示したものである。この図によると、発振点C1およびC2は、ベンチ3掘削後以降にP波速度が低下した。これら以外の発振点では、それぞればらつきはあるものの掘削の進行に伴って徐々に低下する傾向にあり、特にC9はべ

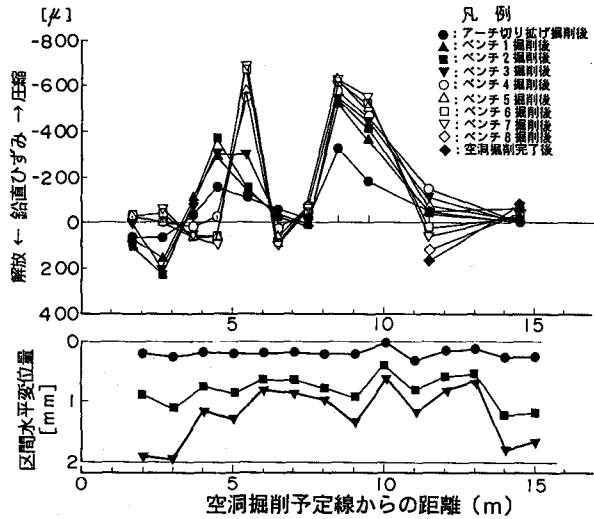


図-3 掘削過程における鉛直ひずみ、区間水平変位の変化量の分布

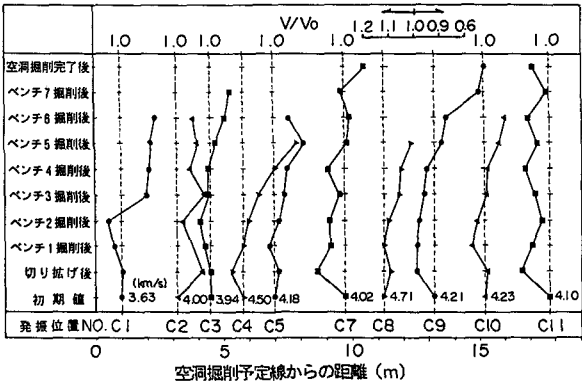


図-4 掘削の進行に伴うP波速度の変化

ンチ7掘削後に大きく低下した。したがって、この測定結果からゆるみの大きな領域とその発生時期を推定すると、空洞側壁から4 m付近まではベンチ3掘削時、13m付近はベンチ7掘削時と考えられる。なお、測定孔周辺のP波速度測定値全体の平均値は、初期値 $V_p = 4.42\text{km/sec}$ に対して空洞掘削完了後に約20%低下した。

3-3. AE発生頻度の分布

空洞のベンチ掘削時におけるAE測定対象領域は、中央測定孔を中心軸とする $\pm 18\text{m}$ の平面的範囲とした。測定対象領域の掘削に伴うAEの発生位置と発生頻度の関係を図-5に示す。

図-5・aは、アーチ部切上げからベンチ3掘削までのAE発生状況であるが、ベンチ3の掘削時にはセンサーNo. A3およびA19で最も多くのAEを検出しており、次いでA1およびA17で多くのAEを検出している。これらの検出位置を前述の図-3と対比すると、前者はベンチ3の掘削によりそれまでの大きな圧縮ひずみ量が急激に減小した位置に対応し、後者はベンチ3の掘削により区間水平変位量が急激に増大した位置に対応している。

図-5・bは、測定標高より下方のベンチ4~6の掘削中に発生したAEの状況であるが、ベンチ5以降の掘削では、センサーNo. A22のAE検出数が突出している。この検出位置は空洞側壁から9 m付近にあり、前述の図-3と対比すると、鉛直ひずみ変化量が深部の圧縮側極大値を示した位置に対応している。

3-4. 孔内観察結果

BIPシステムを使用して空洞掘削過程におけるボーリング孔内観察を行い、岩盤亀裂の累積開口量の関係および岩盤の亀裂頻度分布を整理した。この結果を空洞掘削予定線からの距離を横軸にとって図-6に示す。ここに、亀裂頻度は、1 mあたりの亀裂数を表したものである。

岩盤亀裂の累積開口量は、初期値が44.6mmであったが空洞掘削完了後に99.4mmとなった。空洞掘削進行に伴う累積開口量の変化は、岩盤の亀裂頻度分布の変化と良い対応が見られる。岩盤の亀裂頻度は、ベンチ3掘削後に空洞側壁から1 m、4~6 mおよび8~11mの各区間で亀裂数が顕著に増加した。これは、掘削により新たな亀裂が発生したことを意味している。このうち開口亀裂数は、空洞側壁から5 mまでの範囲で増加した。また、ベンチ3掘削後から空洞掘削完了の間では4~15mの範囲で開口亀裂数の増加が見られ、特に5~7 mおよび8~11mの区間では開口亀裂数が顕著な増加を示した。このことは、前述の鉛直ひずみおよびP波速度の測定結果から推定されるゆるみ範囲およびその発生時期に対応する。

3-5. 透気係数の分布とその変化

空洞掘削予定線から2.5~17.5mの範囲で区間長を1 mとして透気試験および透水試験を行った。この結

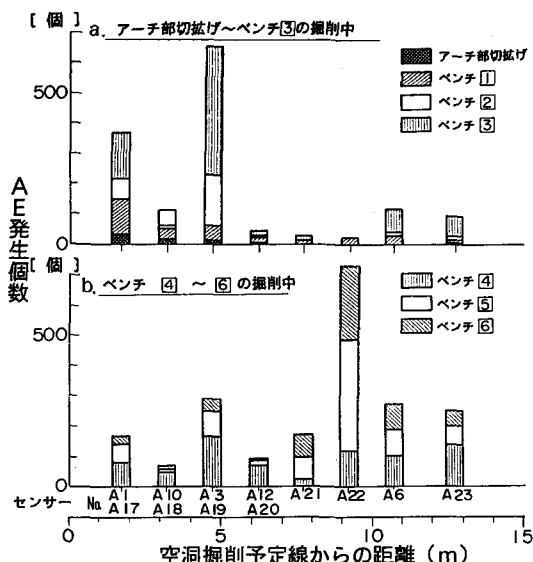


図-5 掘削に伴うAEの発生位置および発生頻度

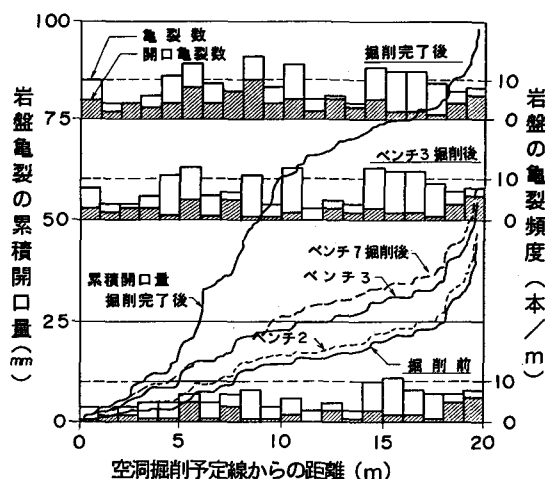


図-6 掘削に伴う岩盤亀裂の累積開口量の変化および亀裂頻度分布の変化

果から、ベンチ1掘削後、ベンチ3掘削後および空洞掘削完了後に測定した透気係数の分布とこれらの測定値から算出した透気係数比の分布を図-7に示す。

ベンチ1掘削後の透気係数の分布は、試験孔のボーリングコアのRQD値と調和する結果が得られた²⁾。また、空洞掘削完了後の透気係数は、全体的に増大し凹凸の差が小さな分布となっている。これには、ベンチ1掘削後に小さな値を示した空洞側壁から3m、6m、10m、13mおよび16~17mの位置における透気係数の顕著な増大が寄与している。透気係数の変化を透気係数比により評価すると、ベンチ3掘削後には空洞側壁から3mの位置の透気係数に顕著な増加が見られ、その後掘削完了までは5~6m、9~10m、13mおよび16~17mの位置に顕著な増加が見られる。これらの結果は、前述の図-6に示した開口亀裂数が顕著に増加した位置と対応している。本稿では割愛したが、透水試験結果も透気試験と類似の結果を得た。

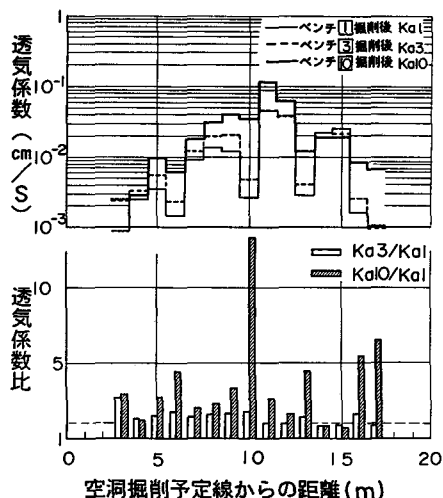


図-7 透気係数および透気係数比の分布

4. まとめ

以上に述べた空洞側壁の測定位置標高における岩盤挙動の諸測定結果をまとめると次のとおりである。

- ① 測定標高より約7m上方のアーチ部切上げが終了した時点で、空洞掘削予定線近傍の鉛直ひずみ変化量は解放側の値を示し、それより深部の岩盤内部には二つの極大値を示す大きな圧縮帯が出現した。この状態は測定位置標高の手前（ベンチ2）の掘削まで保持された。
- ② 空洞掘削標高が測定位置標高を通過した時点で、拘束力の減小に伴う岩盤の新たな亀裂の開口が生じ、空洞側壁から3.5m付近における水平変位量が増大した。これに関連して、空洞側壁近傍の鉛直圧縮ひずみの解放側の値を示す範囲が拡大し、鉛直ひずみの極大値を示す空洞側の圧縮帯が約1m深部へ遷移した。また、圧縮帯近傍には多数の新たな亀裂が発生し、A Eの顕著な発生数が検出された。
- ③ ベンチ3掘削後から空洞掘削完了にいたる過程では、ベンチ3掘削前まで空洞側極大値を示した位置の鉛直ひずみが減小し圧縮側から解放側の値に転じるとともに、遷移した圧縮帯とそれより深部の圧縮帯のひずみがさらに増加する傾向を示し、この圧縮帯近傍でA Eの発生頻度が多く検出され、多数の亀裂の開口が認められた。
- ④ 上述の測定結果は、弾性波速度測定および透気試験の結果とも良く対応しており、空洞掘削に伴う測定箇所岩盤の応力再配置挙動を表しているものと考えられる。
- ⑤ 上述の岩盤挙動から見た補強工対象領域として、空洞側壁岩盤の一体化を狙いとするロックボルトは鉛直圧縮ひずみ変化量が解放側の値を示した側壁近傍の不安定領域、P S工の定着領域は鉛直ひずみ変化量分布の深部側極大値を示した位置より深部の比較的安定した領域が適切であると考えられる。

今後、空洞掘削に伴う岩盤の力学的挙動を究明するため、得られたデータの詳細な分析を行う予定である。

参考文献

- 1) 石田毅, 金川忠, 矢田篤, 田仲正弘: 空洞掘削時の応力再配置に着目した岩盤ゆるみ域測定法の提案, 第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 227~231, 1991.
- 2) 亀和田俊一, 遠藤努, 国分英彦, 西垣好彦: B I P システムの装置とその能力について, 第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 196~200, 1989.
- 3) 中村隆浩, 浦山克, 打田靖夫, 内藤栄康, 中川加明一郎, 宮腰勝義: 大規模地下空洞掘削に伴うゆるみ計測について, 土木学会第46回年次学術講演会講演論文集, pp. 618~619, 1991.