

投稿論文 (和文)
PAPERS

微小な鉛直ひずみの測定による 大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討

打田靖夫¹・吉田次男²・平川芳明³・石田 毅⁴

¹正会員 株式会社ニュージェック 技術開発部 部長代理 (〒542 大阪市中央区島之内一丁目20-19)

²正会員 工修 関西電力株式会社 総合技術研究所 副主任研究員 (〒661 尼崎市若王寺三丁目11-20)

³正会員 株式会社ニュージェック 技術開発部 地盤室長 (〒542 大阪市中央区島之内一丁目20-19)

⁴正会員 工博 山口大学助教授 地域共同研究開発センター (兼 大学院工学研究科社会建設工学専攻) (〒755 宇部市常盤台2557)

発電所空洞掘削に伴う不連続性岩盤内のゆるみ領域の進展状況、支保工の作用効果および応力再配分のメカニズムを明らかにするため、ボーリング孔内埋設ひずみ計により鉛直ひずみ測定を行い、次の結論を得た。
a) 鉛直ひずみ増分は、水平深度方向に二つの圧縮側ピークを有する不規則な分布形状を示した。 b) ゆるみ領域が新たに拡大された位置は、圧縮側ピークひずみが伸張側に急激に変化することで検出できる。
c) 応力再配分により応力増分を分担する位置は、不連続面を含む地質構造の制約を受ける。 d) 鉛直ひずみの変化から支保工の作用効果を推定できる。 e) 岩盤内における応力再配分の不均一性は、空洞頂部掘削に伴う岩石間応力伝達経路の選択的な顕在化によって発揮されると推定される。

Key Words : *vertical strain, borehole strain gauge, underground cavern, in-situ measurement, stress redistribution, rock mechanics*

1. 緒言

近年、エネルギー施設、貯蔵施設、放射性廃棄物処理施設などの大規模地下空洞施設に対する社会的要求が高まって来ている。わが国の岩盤は節理などの不連続面に富むことから、空洞掘削時に生じる周辺岩盤のゆるみ領域を事前に予測し、補強対策を講じることは、特に大規模な地下空洞の設計・施工において非常に重要である。岩盤のゆるみ領域は、発破による岩盤の直接的な損傷や、掘削に伴う応力再配分の過程で既存の不連続面の開口幅の増大や潜在亀裂の新たな開口によって岩盤が空洞方向へのはらみ出しを生じ、耐荷力を失った状態などと一般的に解釈されている¹⁾。

このような岩盤の複雑な挙動を数値解析によってより正確に把握するためには、原位置の状態にできるだけ忠実な解析モデルを設定することが重要であるが、十分な調査・試験を行って得られた岩盤の特性値を用いて解析を行っても、計測された岩盤構造物の挙動と解析結果が一致しない場合が多い²⁾。そのため、地下空洞掘削に際しては、周辺岩盤のゆるみ領域を数値解析によって予測し、原位置計測によって岩盤挙動監視を行いながら施工したり、最近では逆解析手法を適用した情報化施工が行われてきている^{3), 4)}。

空洞掘削時の岩盤挙動の計測項目としては、内空変位測定、地中変位計による岩盤変位測定、弾性波伝播速度測定、透水試験、ボアホールテレビジョン (BTV) による直接観測などを挙げることができ⁵⁾、既に多くの実績がある。これらは、半径方向圧縮応力の解放に伴う既存亀裂の開口幅の増大、潜在亀裂の新たな開口などによる側壁部のはらみ出し現象に着目した測定法と考えられる。一方、接線方向圧縮応力の増大に伴う圧縮ひずみの増大、岩盤内亀裂の新たな発生と既存亀裂の進展、その結果として生じる耐荷力低減などの現象に着目した岩盤内微小ひずみ測定や AE (Acoustic Emission) 測定^{6), 7)} などが最近になって行われてきている。

しかし、これまでの原位置計測結果では、ゆるみ範囲とその物性の評価や測定方法の適用性評価に重点が置かれており、ゆるみ領域を形成した掘削時の岩盤内の応力状態、応力再配分のメカニズムなどの

実態については十分に解明されていない。

石田らは、ボアホール用埋設ひずみ計を製作し、このひずみ計の使用による空洞掘削時周辺岩盤のゆるみ領域測定法を提案している⁸⁾。この測定法では空洞接線方向圧縮ひずみの変化を検出できるので、この手法を用いると、空洞側壁部岩盤におけるゆるみ領域の進展状況だけでなく、応力再配分の状況を把握できる可能性がある。

筆者らは、大規模空洞掘削の進行に伴う岩盤内の応力再配分挙動とゆるみ範囲の進展状況を検討するために、地下発電所空洞側壁部に埋設ひずみ計を用いて鉛直方向の微小ひずみを測定した。本稿では、この測定結果を分析し、同時に行った AE 測定結果と BTV による岩盤亀裂観測結果との関連性から不連続性岩盤内の応力分担機構の特徴、上述の測定法の適用によるゆるみ領域と支保工の作用効果の検証および応力再配分のメカニズムについて検討を行ったので以下に報告する。

2. 測定現場の概要

(1) 地形・地質

測定現場は、1,280MW (320MW × 4 台) の最大出力を有する大河内揚水発電所⁹⁾の大規模地下空洞である。

この地下発電所空洞は、中国山脈の東端に位置する兵庫県の峰山・砥峰高原 (標高 900 から 1000m の隆起準平原) の東側斜面の地表面下約 280m に位置している (図-1)。空洞周辺岩盤は中世代の生野層群に属するひん岩である。空洞周辺岩盤は、弾性波伝播速度 V_p が弾性波探査の平均値で約 5 ~ 6km/s、電中研式岩盤分類が C_H であり、一軸圧縮強度の平均値が 237MPa の堅硬な性状を有している。岩石および岩盤の試験結果を表-1 に示す。応力解放法により実測された地山初期応力の空洞長軸方向に直交する断面での応力状態は、図-1 の右上に示すように、最大圧縮主応力が 10MPa であり、その方向は地表面の傾斜に平行している。なお、中間圧縮主応力は、6.4MPa であり、その方向は空洞長軸にほぼ平行、かつ、ほぼ水平である。

空洞周辺に大きな断層・破碎帯は認められない。しかし、卓越する節理群は図-2 に示すように 3 組存在している。そのうちの 2 組は、走向が空洞長軸にほぼ平行で鉄管路側に傾斜するものと放水路側に傾斜するものが認められる。他の 1 組は、第 1 卓越節理群であり、走向が空洞長軸にほぼ直交し、高角度の傾斜を有している。

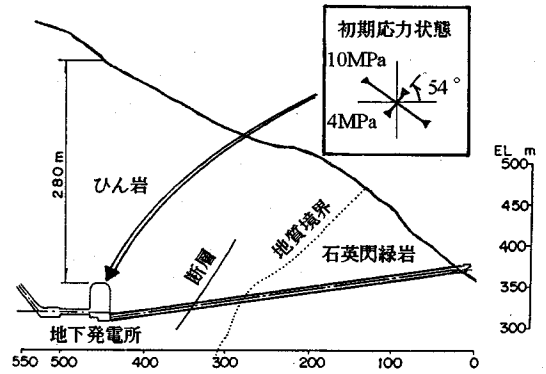


図-1 発電所空洞周辺の地質と初期応力状態

表-1 岩石と岩盤の物理的・力学的性質

項目	平均値	データ数		
岩	見かけ比重 (表乾状態)	2.75	69	
	吸水率 (%)	0.34	69	
	一軸圧縮強度 (MPa)	237	76	
	圧裂引張強度 (MPa)	11.8	49	
	静弾性係数 (GPa)	76.1	71	
	石	静ポアソン比	0.25	31
		P波速度 (km/s)	5.71	36
		S波速度 (km/s)	3.69	36
		限界ひずみ (%)	0.30	69
	岩盤	変形係数 (GPa)	24.1	18
せん断強度 (MPa)		4.53	-	
内部摩擦角 (°)		60.9	-	
	P波速度 (km/s)	5 ~ 6	-	

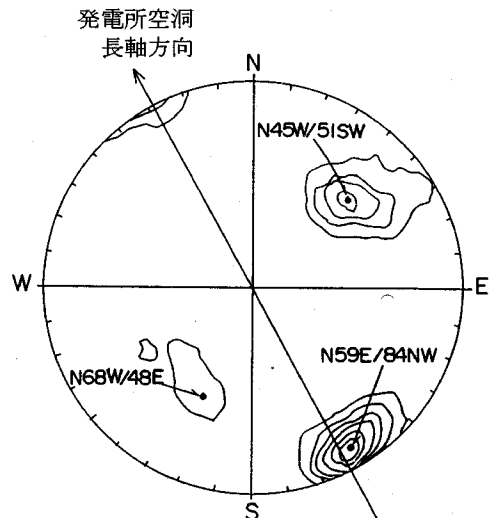


図-2 不連続面の等極密度線 (シュミットネット, 下半球投影)

(2) 地下空洞の概要

地下発電所空洞の規模は、図-3 に示すように、幅 24m、高さ 46.6m、長さ 134.5m であり、空洞長

軸に直交する断面の形状には弾頭形が採用された。

空洞の掘削は、図-4に示すように、最初に空洞上部（アーチ部）を①から④の順に長軸方向に進められた。次いで、ベンチカット工法を用いた盤下げ掘削が、各ベンチの深さを約3mとしてベンチ1から10までのステップで順次施工された。

側壁岩盤の補強は、ステップ(i)の掘削終了後に吹付けコンクリート工（厚さ8cmを3層）とロックボルト工（長さ5mで全面接着方式、1本/3m²）が施工され、ステップ(i+1)掘削終了後にステップ(i)のPS工（長さ10mでその内の定着長が孔最深部の4m、1本/12m²、導入力は内圧換で0.038MPa）が施工された。

(3) 測定概要

地下発電所空洞掘削に伴う岩盤挙動の検討のため、施工管理用の計測とは別に、地下発電所空洞の放水路側側壁で岩盤挙動の測定を1箇所集中して行った。測定位置は、空洞高さが最も大きく、掘削による塑性域が水平深度方向に最大となると事前解析で予測された箇所を選定した。

発電所空洞の掘削に先立って、先行して掘削されていた放水路側の併設トンネルから図-3に示す位置にボーリング孔を6本穿孔し、ボアホールテレビジョン（BTV）を用いた孔内壁の岩盤亀裂観測、相対水平変位測定、アコースティック・エミッション（AE）測定、孔間弾性波速度測定、透気・透水係数の測定を実施した^{10)~15)}。本稿で述べる埋設ひずみ計を用いた岩盤内ひずみ測定は、この集中測定の一部として実施したものである。測定用ボーリング孔と埋設計器の配置を図-5に示す。測定用ボーリング孔は、ほぼベンチ3の標高にほぼ水平に位置している。

岩盤内鉛直ひずみは、直径56mmのボーリング孔（B2孔）内に鉛直方向に埋設した合計11ヶ（M1～M11）のひずみ計により測定した。これらの埋設位置は、空洞側壁から14.5mの範囲で、節理などの不連続面を避けた岩石中を選定した。使用した埋設ひずみ計は、電中研式地圧測定ゲージのゲージ素子として実績のあるBS-5B型小標点距離ひずみ計（（株）共和電業製）を、1本のボーリング孔内に連結して多数埋設できるように加工したものである⁹⁾。すなわち、このひずみ計は図-6に示したように、測定成分を鉛直に向けた1つのゲージに治具をつけて塩化ビニルパイプに固定し、前後にガイド用の車輪を取り付けたものを多数連結してセメントペーストでボアホール内に埋設できる。ゲージの標点間距離は52mmであり、この間の平均ひ

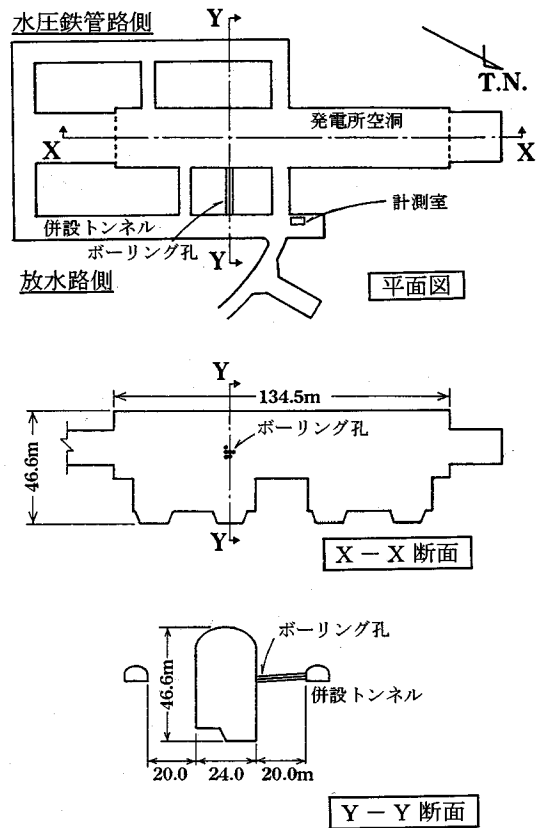


図-3 空洞形状と測定孔の位置関係

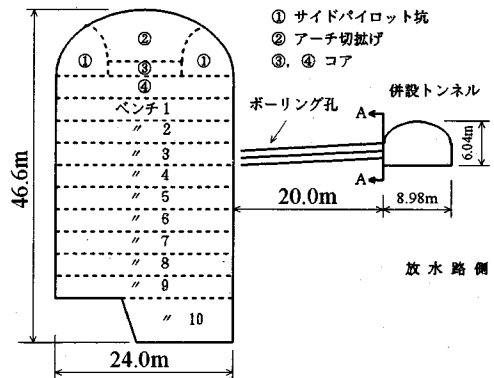


図-4 空洞横断形状、掘削順序と測定孔の位置関係（Y-Y断面）

ずみを、内蔵したダイヤフラムの変形としてひずみゲージで検出する。ゲージはゴムモールドされた剛性の低い、いわゆる「やわらかい」ゲージである。埋設に用いるセメントペーストが固化した後円筒を形成するとゲージ挙動に影響を及ぼす恐れがあるため、ゲージの側面に図中にハッチングで示した仕切板を設けるとともにゲージの標点間距離52mmに

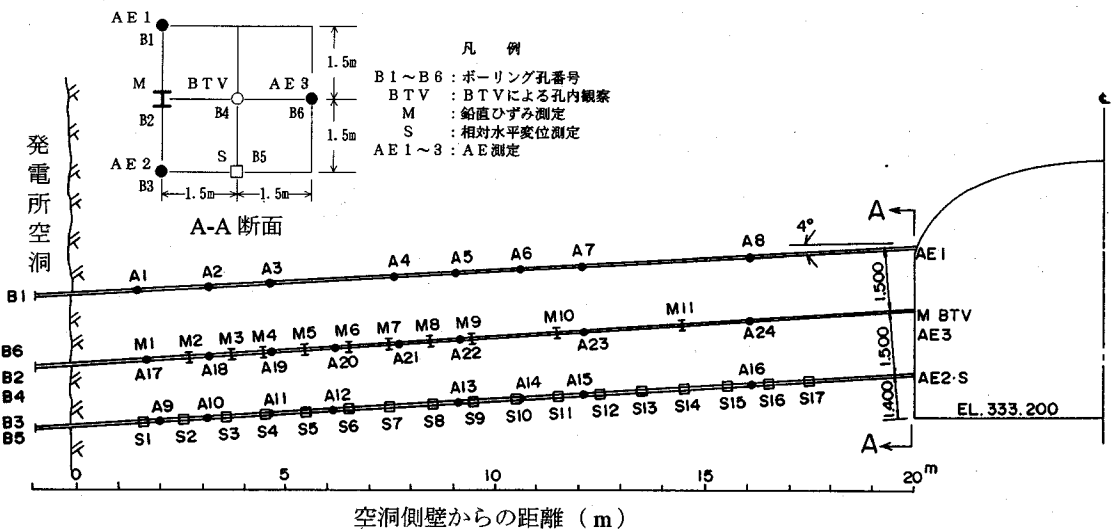


図-5 測定用ボーリング孔と埋設機器の配置

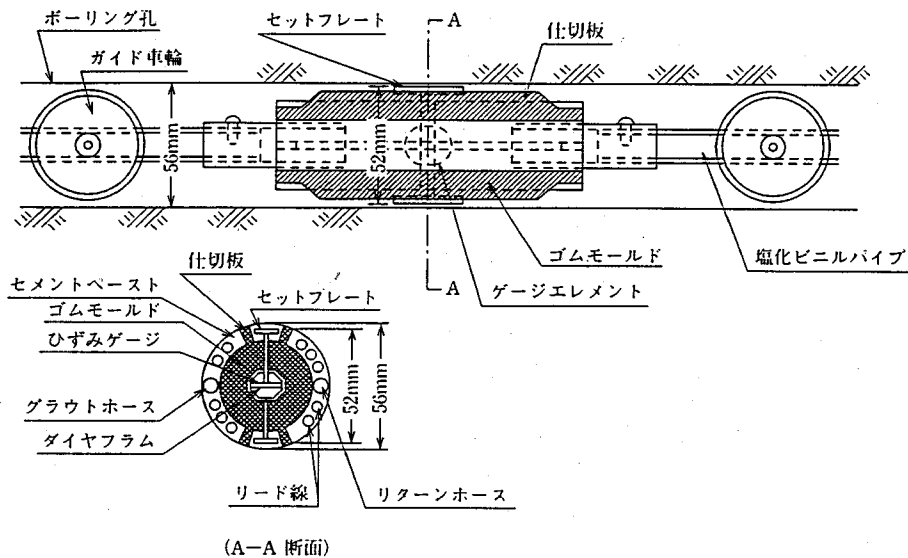


図-6 埋設型微小ひずみ計の構造

対し埋設するボーリング孔の直径を56mmとし、ゲージの周囲のセメントペーストがあまり厚くならないように配慮している。

このゲージで測定されるひずみは、直径56mmの円筒孔を含むある大きさの岩盤の平均ひずみ変化ではなく、岩盤に作用する鉛直応力と2方向の水平応力の変化によって生じる円筒孔の鉛直方向の直径変化である。今回の測定における空洞周辺岩盤では、掘削に伴う空洞長軸方向に平行な応力の変化が微小で、かつ平面ひずみ状態にあると仮定すると、この微小ひずみ計では、鉛直方向応力変化によるひずみ

と孔軸方向応力変化によるひずみのポアソン比相当分の和が検出される。

この鉛直ひずみ測定は、図-4中の①部（サイドパイロット坑）掘削後に開始し、以降の②~④および10段階のベンチ掘削時に自動で1回/日実施した。また、この測定では、計器埋設位置の岩盤挙動に大きな影響を及ぼす掘削領域を、水平方向には計器の位置を中心に±18mの範囲、鉛直方向には掘削ベンチ1~6の範囲と考え、この範囲の掘削に対しては密な測定を行った。この範囲では、発破直後から2時間までの間にAEの連続測定も行った。

3. 測定結果と考察

(1) 空洞掘削による鉛直ひずみの経時変化

掘削進行に伴う鉛直ひずみの経時変化を図-7に示す。図-7 (a) は、空洞側壁から 1.7~6.5m の範囲に埋設した M1~M6 ゲージの測定結果である。

ゲージ M1 および M2 のひずみは、アーチ部切上げ時から伸張側に増大したが、盤下げ掘削が計器埋設位置の真横を通過したベンチ 3~4 掘削後に初期状態に回復した。初期値は初期地圧状態に一致し、圧縮状態にあると考えられるので、この伸張ひずみの増大は掘削による応力再配分に伴う圧縮ひずみの解放を意味している。

これに対し、ゲージ M4 のひずみは、アーチ部切上げ時から圧縮側に増大し続けたが、ベンチ 3~4 掘削後に急激に減小し伸張側に転じた。これに代わってゲージ M5 のひずみが圧縮側に急激に増大した。

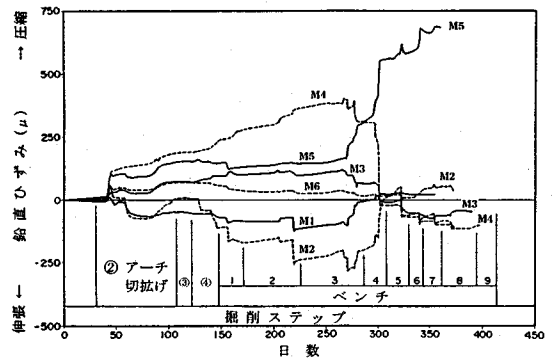
図-7 (b) は、空洞側壁から 7.5~14.5m の範囲に埋設した M7~M11 ゲージの測定結果である。ゲージ M8 のひずみは、測定開始直後から圧縮側へ増大し始め、アーチ部切上げ時には全ゲージの中で最も大きなひずみ増加速度で急激に増大した。このゲージのひずみは、盤下げ掘削でもさらに圧縮側に増大し続けたが、ベンチ 6 掘削後に緩やかに減小する傾向を示した。ゲージ M9 のひずみも圧縮側への増大傾向が M8 と同様であり、その値は M8 より小さかったが、ベンチ 6 掘削後もさらに増大し、ベンチ 7 掘削後には M8 と同程度の値を示した。これらのゲージを除いては、顕著なひずみ変化を示していない。

なお、ベンチ 7 掘削以後に測定用リード線が次々に断線し、測定が不可能となった。この断線は、不連続面沿いの大きな岩盤変形が原因と推定された¹⁾⁶⁾。

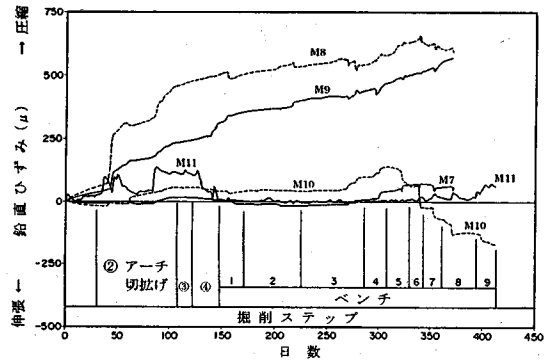
(2) 鉛直ひずみ分布形状の変化

測定開始から主要な掘削段階までの累積鉛直ひずみをボーリング孔沿いの分布として図-8に示す。

図-8は、アーチ部切上げが終了した時点で、既に不規則なひずみ分布が形成されたことを示している。すなわち、側壁からゲージ M2 の位置する深度 2.7m まで伸張ひずみを示し、M4 の 4.5m および M8 の 8.5m の 2 箇所所で圧縮ひずみの極大値を示した。これらの不規則な測定ひずみの分布は、ゲージが岩石中に埋設されているので、ゲージを埋設した岩石に作用する荷重もしくは応力の不規則な分布に対応すると解釈される。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 4 掘削前まで保持された。しかし、ベンチ 4 掘削後を境として、ゲ-



(a) ゲージ M1~M6



(b) ゲージ M7~M11

図-7 鉛直ひずみの経時変化

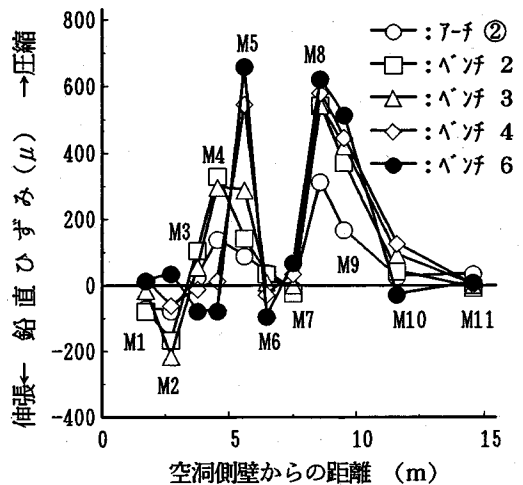


図-8 各掘削段階における鉛直ひずみの分布

ジ M4 のひずみは伸張側に転じ、圧縮ひずみの極大値を示す位置がゲージ M5 の 5.5m の位置に遷移した。このように鉛直ひずみ分布形状に僅かな変化が生じたが、2 箇所所で圧縮ひずみの極大値を示す分布は測定期間中継続した。このような不規則な圧縮ひずみ分布の形成は、掘削に伴う応力再配分が、弾性

論で予測される規則的な深度方向の分布を示さないことを示唆している。

深度 8.5 m のゲージ M8 は、掘削壁面から相対的にやや遠い位置にあるにもかかわらず、掘削の初期段階から顕著な圧縮側のピークを示しているのが特徴的である。

上述のような空洞掘削に伴う周辺岩盤に応力の増大領域（圧縮帯）と非増大領域（免圧帯）が交互に出現する現象は Sauer らによって報告されている¹⁷⁾。彼は各種地盤におけるトンネル掘削時の応力測定の実験と現場を模擬したモデル実験に基づき、この現象は不連続面を多く内在する硬質岩盤ほど顕著であること、またこの現象は掘削直後に生じることを報告している。このような不規則な応力再配分が生じるならば、現状の設計・施工では予測されていない過大な応力が部分的に作用し、局所的な岩盤破壊が生ずる可能性がある。

(3) 応力再配分による岩盤挙動

前述の鉛直ひずみ分布形状が空洞掘削の進行に伴い変化した現象を検討するため、各ベンチ掘削ごとに測定した AE イベント数を棒グラフで、鉛直ひずみを○印で示し、両者を対比した。これを図-9 に示す。なお、図中の鉛直ひずみは、図-8 と異なり、各ベンチ掘削中の変化量を示している。

図-9 (a) および (b) は、アーチ部切上げおよびベンチ 1 掘削における AE イベント数が空洞側壁に近いほど高いことを示している。しかし、AE イベント数と鉛直ひずみ変化との対応は見られない。

図-9 (c), (d) および (e) は、ベンチ 2, 3 および 4 の掘削により空洞側壁から 5m の位置付近で AE が多発し、ゲージ M4 および M5 の位置の鉛直ひずみがそれぞれ伸張側および圧縮側に急激に大きく変化したことを示している。さらに詳細に見ると、ベンチ 2 掘削では AE 発生箇所のゲージ M4 が圧縮ひずみの増大を示している。これに対しベンチ 3 および 4 掘削では、同じ箇所でも AE の発生が見られるのに M4 は圧縮ひずみの解放を示し、逆に M4 に隣接する M5 で圧縮ひずみの増大が見られる。AE が岩盤の微小破壊により発生したものと考えると、この現象を次のように説明できる。すなわち、ベンチ 2 ~ 3 の掘削に伴いゲージ M4 と M5 の間に位置する岩盤に新たな亀裂が発生し、これにより空洞側の M4 の位置では荷重を支持できなくなり、ベンチ 4 掘削後にそれより 1m 深部の M5 の位置（空洞側壁からの水平深度 5.5m）に荷重支持領域が移動したと推測できる。

図-9 (f) および (g) は、ベンチ 5 および 6 の掘

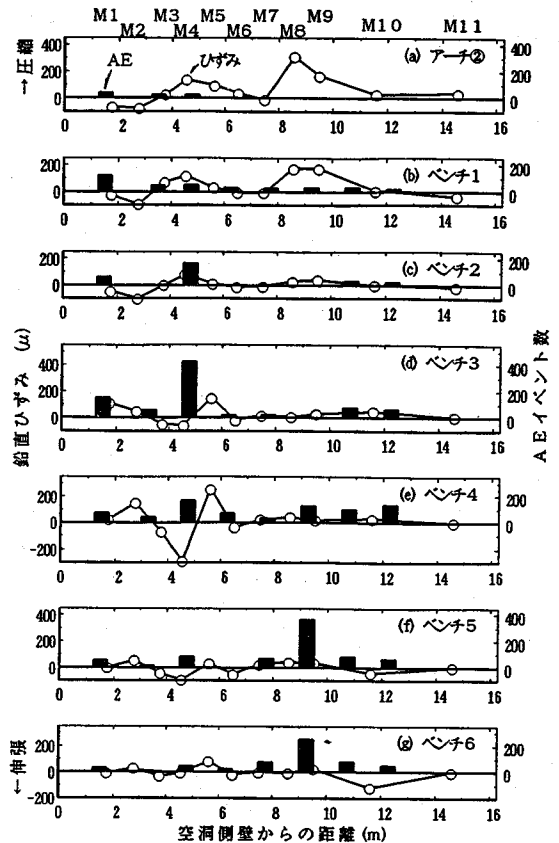


図-9 各掘削段階における鉛直ひずみ増分の分布と AE イベント数の分布

削により空洞側壁から約 9m 離れた位置で AE が多発したことを示している。しかし、鉛直ひずみは、この位置付近での変化が小さく、それより深部の 11.5m（ゲージ M10）で伸張側に変化している。したがって、この位置付近の AE 発生原因は、ベンチ 2 ~ 4 掘削によるものとは異なることを示唆している。

図-10 は、隣接ボーリング孔でひずみの測定と同時にを行った BTV 観測の結果である。横軸は空洞壁面からの距離で、最深部の 20m の位置は併設トンネルの壁面に対応する。縦軸は、孔内で観察された掘削による岩盤亀裂の水平方向開口幅の増大量である。これは、BTV 展開画像から水平方向の開口幅をクラックゲージで読み取って求めたものであり、図では併設トンネル壁面を計測原点とした累計開口変位として示している¹⁵⁾。この図から、ベンチ 3 掘削により空洞壁面から約 5m までの間で多数の亀裂が顕著に開口したことが認められる。また、ベンチ 4 ~ 7 掘削により、空洞壁面から約 10m 離れた位置に亀裂開口変位の顕著な増大が認められる。この開口亀裂は、ほぼ鉛直な傾斜を有することが

BTV 観測により確認されている。

したがって、ベンチ 2～4 掘削に伴う空洞壁面から 5m 付近までの領域の鉛直ひずみの挙動は、多数の新たな亀裂の発生と開口によって耐荷力の低減領域、すなわち通常ゆるみ領域と呼ばれる領域が空洞壁面から約 5m の領域まで拡大したことを示していると判断できる。

また、空洞壁面から 11.5m 離れた位置にあるゲージ M10 のベンチ 5～6 掘削に伴う伸張側への鉛直ひずみ変化は、次のような原因によると推測される。すなわち、深度約 10m の位置に発生した顕著な亀裂開口によって、ゲージ M10 の位置の岩盤は空洞側岩盤から分断された。この結果、応力再配分により増大した圧縮応力をゲージ M8 および M9 が位置する領域で負担したので、ゲージ M10 の位置の分担応力が逆に減少した。また、ベンチ 5～6 掘削で約 9m の位置に発生した AE は、この岩盤の分断に伴って発生したものではないかと推測される。

(4) 支保工の効果

図 11 には、ひずみゲージ M1～M11 によって測定した空洞掘削過程における鉛直ひずみの変化を示す。この図中には、計器埋設標高およびロックボルトと P S 工の施工時期と施工長を併記した。

ひずみゲージ M1 および M2 は、ベンチ 2 掘削後まで圧縮力の解放による伸張ひずみの増加傾向を示した。この傾向から判断すると、これらの位置における伸張ひずみは、その後ベンチ 3 掘削により側方拘束力が大きく減小するので、さらに増加すると推測された。しかし、これらのひずみは、M1 がベンチ 3 掘削後に、M2 がベンチ 4 掘削後に伸張ひずみの急激な減小を示し、ベンチ 5 掘削以降は若干の圧縮ひずみを示した状態で安定した。このような鉛直ひずみ挙動は、ベンチ 4 掘削前に施工された長さ 5m のロックボルトによって、これらのゲージ位置の岩塊の移動が防止されたことを示していると考えられる。

これに対して、ゲージ M3 および M4 は、ベンチ 2 掘削後まで圧縮ひずみの増大を示し、ベンチ 3 掘削でその低減傾向を示した。その後、ベンチ 4 掘削後に急速に圧縮ひずみが減小し、ベンチ 5 掘削後に伸張ひずみに転じた。これらの伸張ひずみ値は、ベンチ 6 掘削後に収束する傾向を示した。これらのゲージ M3 と M4 の挙動は、図から明らかなように、M1 と M2 の挙動と対照的である。これは、次のように解釈できる。ゲージ M1 と M2 の位置の岩盤の応力が減小したベンチ 1, 2 の掘削時には、M3 と M4 の位置の岩盤で増大応力を負担した。そして、

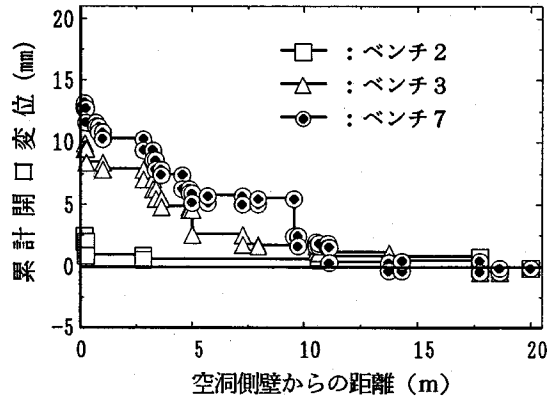


図 10 各掘削段階における亀裂累計開口変位

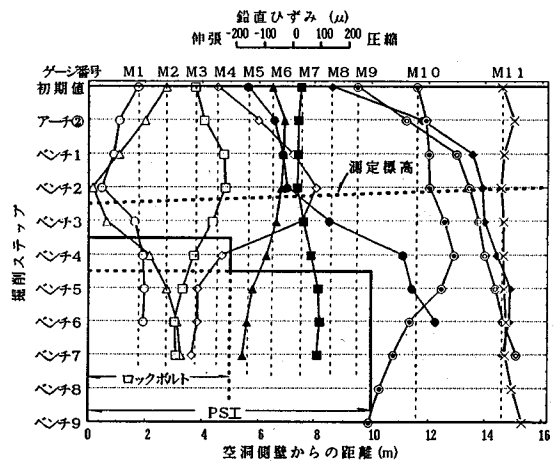


図 11 各掘削段階における鉛直ひずみの変化

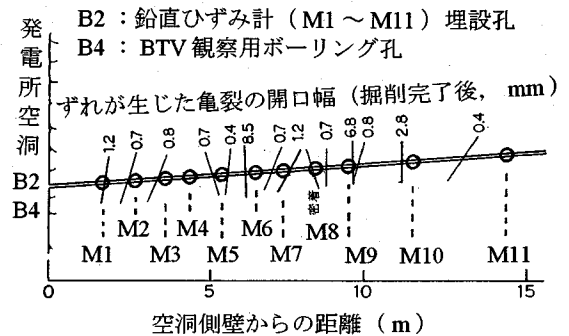


図 12 ずれが生じた亀裂の位置、傾斜と開口幅

ロックボルトが施工されたベンチ 3 掘削後以降に M1 と M2 の位置の岩盤が応力を回復するとともに、M3 と M4 の位置の岩盤の負担応力が低減した。このうち M4 の位置の岩盤は、ベンチ 4 掘削で耐荷力が急激に低下したが、M5 の位置での応力負担と P S 工の施工によりベンチ 5 掘削後以降に安定した。

図 12 は、測定用ボーリング孔より下方の盤下

げ掘削によって生じたB4孔の開口を伴う亀裂面に沿うずれの位置と傾斜を、ひずみ計埋設孔の鉛直断面図に投影線として示したものである^{15)・18)}。なお、これらの亀裂面は、空洞掘削完了後にBTV観測とリボーリング時の衝撃的な削孔抵抗などにより確認している。この図から、ゲージM10の空洞側には幅2.8mmと6.8mmの、ゲージM6の空洞側には幅8.5mmの大きな開口を伴うほぼ鉛直な亀裂が近接していることがわかる。これらの亀裂位置は、図-8に示した二つの圧縮帯のうち空洞から遠いゲージM8を中心とした圧縮帯の両端の位置に対応する。したがって、これらの亀裂が、この圧縮帯の形成に密接に関連していることが想像される。また、ゲージM6の空洞側の幅8.5mmの亀裂は、図-8の空洞近傍のM4またはM5を中心とする圧縮帯の形成に際し、空洞壁面近傍の岩盤挙動とともにその原因となった可能性がある。

図-11に示したように、ゲージM10のひずみは、ベンチ5掘削後から圧縮ひずみの解放傾向を示し、ベンチ9掘削後に170 μ の伸張ひずみを示した。一方、M10以外に最終測定時に伸張ひずみを示したゲージはM3、M4およびM6であるが、これらはいずれも収束傾向を示し、その最終的な伸張ひずみ量もベンチ7掘削後でそれぞれ50、120および110 μ とM10に比べてかなり小さい。ゲージM3、M4およびM6の埋設位置はそれぞれロックボルトおよびPS工による補強範囲内にあるが、M10はその範囲外にある。したがって、M10の位置に比べてこの範囲内のゲージの伸張ひずみ量が小さく、また最終的に収束傾向を示したのは、この範囲では吹付けコンクリート、ロックボルトおよびPS工から構成される支保システムの効果が十分発揮されたためであると推察される。

4. 岩盤内応力再配分のメカニズムの推定

ここでは、3.(3)項で述べた発電所空洞掘削時の岩盤挙動の検討結果に加えて、試験空洞掘削時の鉛直ひずみ測定事例および既往の室内実験の事例を参考にして、大規模地下空洞掘削時における側壁岩盤内の応力再配分メカニズムの推定を試みた。

(1) 試験空洞掘削時の鉛直ひずみ測定事例

前述のような空洞掘削壁面からやや離れた2箇所には圧縮ひずみ増大量のピークを示す現象は、埋設ひずみ計を用いて同様の測定を行った試験空洞掘削時にも同様の結果を得た^{8)・18)}。この試験空洞は、岩

盤挙動予測のために地下発電所空洞掘削に先行して幅8m、高さ7mの幌形断面を長さ32mにわたり全断面掘削したものであり、底盤が発電所空洞頂部から約3m上方に位置している。測定位置は、発電所空洞の放水路側とは反対側の水圧鉄管路側であり、それぞれの測定位置間には約130mの水平距離および約23mの標高差がある。なお、試験空洞の掘削方向は、前述の地下発電所空洞の長軸方向に一致しており、鉛直ひずみ測定断面での地山初期応力状態は地下発電所空洞の鉛直ひずみ測定断面とほぼ同一である。

試験空洞とひずみ計埋設位置を図-13に、測定結果を図-14に示す。図-14によれば、圧縮ひずみ増大量のピークを示した位置は、空洞幅Dを尺度とすると、掘削壁面から約1/4・D（水平深度2m付近）と約3/4・D（同5.5m付近）であり、発電所空洞の約1/5・D（同4.5m）と約1/3・D（同8.5m）とは差異がある。しかし、これらの位置間の距離は、

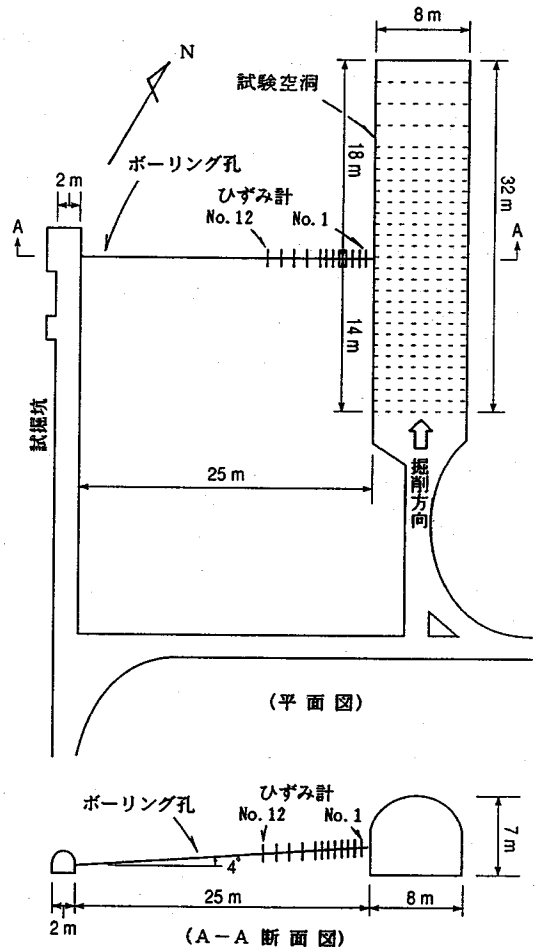


図-13 試験空洞の形状と測定位置¹⁸⁾

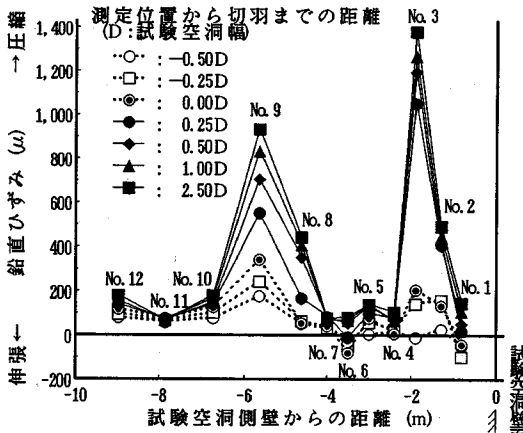


図-14 試験空洞掘削時の鉛直ひずみの分布¹⁸⁾

前者が3.5m、後者が4.0mとほぼ同程度である。また、いずれも切羽や盤下げ面が測定位置に到達する手前の比較的早い掘削段階から圧縮ひずみの増大を示しているのが特徴的である。このような圧縮ひずみ増大の特徴は、きのこ型横断面形状を有する他の地下発電所空洞の掘削時にも測定されているが、そのピークを示した位置は上述の発電所空洞の結果とは異なっている¹⁹⁾。

これらの結果は、掘削の初期段階で僅かに応力再配分が生じる場合であっても、応力増分を分担する位置が初期応力状態、空洞の形状や規模、岩盤剛性の不均質性や節理などの不連続面を含む地質構造の制約を受けることを示唆するものである。

(2) 室内実験による事例

不連続面を含む岩盤が不規則な応力分布を示す原因に関しては、Gazievらのモデル実験結果²⁰⁾が参考となる。この実験では、矩形の石膏ブロックを積み重ねて作製した1組が連続的で1組が断続的な2系統の規則的ジョイントシステム集合体に、可とう性フーティングを介して垂直方向に部分載荷された。応力分布は、石膏ブロック中に埋め込んだロゼット型のひずみゲージを使用して測定している。この実験結果によれば、次のような結論が得られている。ブロック内の応力状態は、主要なジョイント群の方向に二つの応力集中の流れを形成する。最大応力の伝達深さは、荷重の大きさおよび不連続面の傾斜角と分離程度の影響を受けて変化する。この場合、ジョイントの傾斜角が45°のケースで特に顕著である(図-15)。また図から、応力伝達深さは、不連続面の傾斜方向が載荷方向に近づくほど深くなり、断続的ジョイントよりも連続的ジョイントの方が応力分布幅が狭くなる傾向が読み取れる。

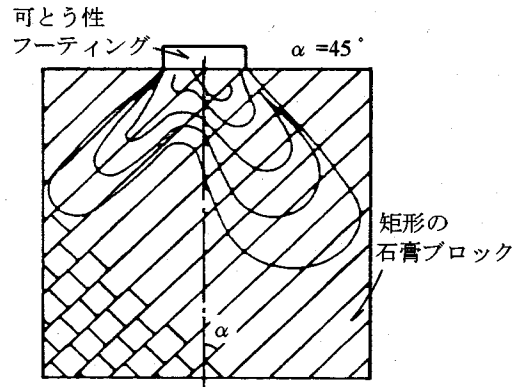


図-15 部分載荷による2系統ジョイントシステム集合体の応力集中状況²⁰⁾

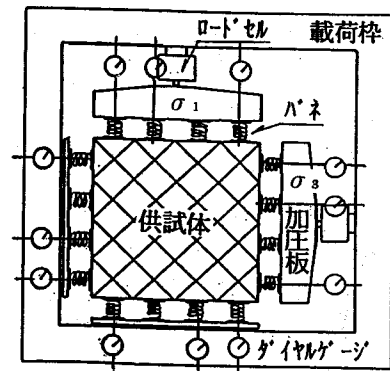


図-16 二軸せん断試験装置²¹⁾

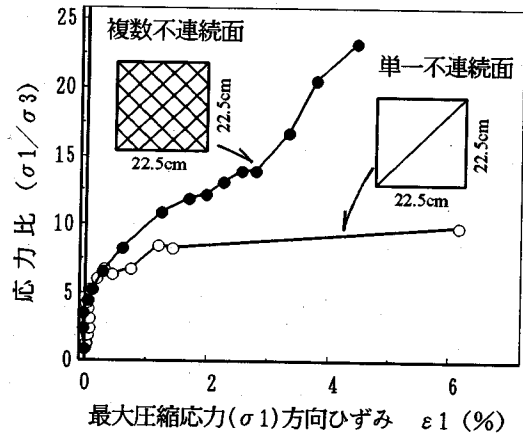


図-17 応力比とひずみの関係²¹⁾

一方、筆者らは、図-16に示すような2系統の模擬不連続面を形成するように配列した正方形のモルタルブロック集合体を用いて、応力制御方式の拘束圧一定二軸せん断試験を行い、ブロック間の応力伝達経路に関する検討を行った²¹⁾。最大主応力軸に対する2系統の不連続面傾斜角が45度と135度

の供試体では、変形が進行するに従い不連続面沿いのすべりが発生した後、ひずみ硬化を示した(図-17)。これは、同図に示した単一不連続面の場合の実験結果と比べて特徴的である。実験中に供試体の挙動を目視観察したところ、要素間の接触状態は、初期のすべりが発生した時点では面接触していたが、ひずみ硬化するに従って点接触へと変化した。また、せん断過程で周辺要素との接触が絶たれ、応力伝達しない隣接要素も存在した。このようなひずみ硬化時と同様な応力伝達特性は、粒状体においても認められている。すなわち、粒状体では、変形に誘導される構造変化や応力再配分により、大きな荷重に抵抗できるメカニズムが発揮される。この場合、粒子間力伝達の主経路となる粒子列が存在し、変形に伴い粒子間接点の法線ベクトルが最大主応力方向に集中することで、主応力方向に大きな力を伝達する「柱」が形成される^{22), 23)}。

(3) まとめ

以上に述べた原位置測定および室内実験の結果を総括すると、地下空洞掘削に伴う側壁岩盤内の応力再配分のメカニズムは、空洞長軸方向の応力変化がなく、空洞横断面は平面ひずみ状態にあると仮定すると、定性的には次のような経過で発揮されると推測できる。

- ① 初期応力状態にあった岩盤内では、空洞頂部の掘削により応力再配分が行われ、増加応力が複数の卓越不連続面の傾斜方向に伝達され、空洞側壁岩盤内の最大主応力方向の変化と、それに伴う僅かな岩盤変形が発生する。この場合、不連続面の性状あるいは岩盤剛性の不均質性による岩石間応力伝達経路の選択的な顕在化が生じ、複数の応力集中領域が形成される(複数の「柱」の形成、あるいは圧縮帯と免圧帯の形成)。
- ② 真横の盤下げ掘削により、水平方向拘束力が解放された壁面近傍領域には、空洞長軸方向あるいは空洞接線(鉛直)方向との応力差によるせん断応力が増大し、既存の不連続面の開口幅の増大や潜在亀裂の顕在化と開口が生じる。これにより、耐荷力が低減し、増加応力を分担できない領域、いわゆる「ゆるみ領域」が形成される。この領域の規模は、空洞の形状や規模、卓越不連続面の傾斜方向、支保工などの影響を受ける。
- ③ 空洞下部の盤下げ掘削の進行に伴い、壁面に近い応力集中領域では、空洞下部の水平方向応力の解放によって流れ目の卓越不連続面に沿うせん断変形が容易となる条件が形成される。また、顕著

なせん断変形の発生による新たな亀裂の発生と既存不連続面の開口が生じ、ゆるみ領域が拡大される。これに伴い応力再配分が行われ、壁面に近い「柱」が深部へ後退する(図-9(d),(e))。

- ④ 岩盤深部の応力集中領域では、この領域の端部に存在する不連続面が開口すると、応力集中領域が狭くなり、「柱」が成長する。

5. 結論

大河内発電所空洞掘削に伴う側壁岩盤内鉛直ひずみ測定結果を分析した結果、以下の知見を得た。

- (1) 不連続面を含む岩盤内では、空洞掘削に伴う鉛直方向のひずみ増分は、水平深度方向に不規則な分布形状を示した。この結果は、空洞周辺の実岩盤の応力再配分状態と弾性論から予測される結果には大きな差異があることを示唆している。今回測定した鉛直ひずみ増分の分布では、二つのピークを示す圧縮帯が形成されたが、これは掘削による応力増分が岩盤中に「2本の柱」を形成するような形で支持されたことを示すものと推察される。
- (2) 真横の盤下げ掘削により、それまでピークを保持した圧縮ひずみ増分が突如として伸張側に転じた位置までの領域は、空洞側壁近傍で新たな亀裂が顕著に発生し、開口した領域と非常に良く一致している。これは、耐荷力の低減領域、すなわち通常ゆるみ領域と呼ばれる領域が拡大したことを示すものと推察される。
- (3) 伸張側のひずみを示したゲージ埋設位置の近傍には、開口した不連続面の存在がBTV観測により確認された。したがって、空洞掘削に伴う応力再配分により応力増分を分担する位置は、不連続面を含む地質構造の制約を受けることを示唆するものである。
- (4) 鉛直ひずみの変化やその分布形状に着目すると、掘削の早い段階から岩盤内の応力再配分の状況を把握することができる。さらに、ゆるみ領域やその進展状況、支保工の効果も推定可能であり、鉛直ひずみ測定は支保工増強対策にとって有効な情報を提供することができる。
- (5) 地下空洞掘削に伴う側壁岩盤内の応力再配分のメカニズムは、次のように推定される。まず、空洞頂部の掘削に伴う空洞周辺岩盤内の二次応力(増加応力)が複数の卓越不連続面の傾斜方向に伝達され、最大主応力方向の変化とそれに伴う僅かな岩盤変形が発生する。これにより、不連続面の性状あるいは岩盤剛性の不均質性による岩石間

応力伝達経路の顕在化が生じ、複数の応力集中領域（「柱」）が形成される。次に、空洞盤下げ掘削が進行すると、水平方向拘束応力が減小し、壁面近傍では新たな亀裂の発生と既存不連続面の開口が生じ、ゆるみ領域が拡大して「柱」は深部へ後退する。さらに、「柱」の端部に存在する不連続面が開口すると、「柱」の幅が狭くなり、「柱」の高さ（応力）が増加する。

以上は、測定対象とした岩盤の初期応力状態を一様分布と仮定したうえでの結論であるが、節理などを多く内在する不連続性岩盤の初期応力状態は一様でない可能性がある。このような不連続性岩盤における初期応力状態の擾乱と空洞掘削時の岩盤挙動へのその影響は、今後の研究課題であると思われる。

謝辞：この研究の遂行に当たっては、電力中央研究所地質地盤部の金川忠氏に懇切な指導と助言をいただいた。また、矢田篤氏をはじめとする関西電力(株)大河内水力発電所建設所の関係諸氏には、多大な協力をいただいた。現地での測定およびデータの解析・検討などでは(株)ニュージェック技術開発部の浦山克氏、中村隆浩氏（現在、戸田建設(株)）に多大な尽力と協力をいただいた。ここに記して深く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 桜井春輔, 他: パネルディスカッション「トンネル・地下空洞における岩盤の緩みとは?」, 土木学会 第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.378 ~ 387, 1991.2.
- 2) 川本 謙万: 岩盤力学の回顧と展望: 土木学会論文集, No.457 / III -21, pp.1 ~ 12, 1992.12.
- 3) 山本厚博, 前島俊雄: 蛇尾川揚水発電所地下発電所の情報化設計施工システムについて, 電力土木, No.225, pp.39 ~ 53, 1990.3.
- 4) 片山武, 矢田篤, 平川芳明: 大河内水力発電所空洞掘削時の情報化施工, 電力土木, No.237, pp.97 ~ 107, 1992.3.
- 5) 桜井春輔: トンネル掘削に伴うゆるみ領域の研究, トンネルと地下, 第14巻1号, pp.35 ~ 41, 1983.1.
- 6) 石田毅, 金川忠, 土山茂希, 百瀬洋一: 高周波 AE 測定による地下発電所空洞掘削時岩盤挙動の観測, 土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.311 ~ 315, 1992.2.
- 7) 前島俊雄, 富田敦紀: 大規模地下空洞の掘削時の挙動実績, 土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.326 ~ 330, 1992.2.
- 8) 石田毅, 金川忠, 矢田篤, 田仲正弘: 空洞掘削時の応力再配分に着目したゆるみ領域測定法の提案, 土木学会論文集, No.457 / III -21, pp.41 ~ 50, 1992.

- 9) 原田稔, 片山武, 矢田篤: 大河内水力発電所地下発電所空洞の設計と施工, 電力土木, No.230, pp.46 ~ 57, 1991.
- 10) 打田靖夫, 原田俊之, 金川忠, 中川加明一郎, 浦山克, 中村隆浩, 石田毅: 地下発電所空洞掘削における側壁岩盤の挙動, 土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.316 ~ 320, 1992.
- 11) Uchita, Y., Harada, T. and Urayama, M.: Behavior of discontinuous rock during large underground cavern excavation, *Proc. of International Symposium on Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, pp.807 ~ 816, Istanbul, 1993.4.
- 12) 石田毅, 金川忠, 打田靖夫, 浦山克: AE のメカニズム解による地下発電所空洞掘削時岩盤挙動の検討, 土木学会論文集, No.529 / III -33, pp.19 ~ 28, 1995, 12.
- 13) 平川芳明, 浦山克, 打田靖夫, 吉田次男, 金川忠: 大規模地下空洞掘削時のゆるみ領域の進展に関する一考察, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.695 ~ 700, 1994.
- 14) 金川忠, 石田毅, 打田靖夫: AE 測定による地下空洞掘削時の岩盤挙動とゆるみ域の検討, 大河内地下発電所空洞での測定, 電力中央研究所報告, U94006, 1994.7.
- 15) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明: ボアホールテレビによる亀裂観察結果から見た大規模空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 土木学会論文集, No.517 / III -31, pp.33 ~ 41, 1995.6.
- 16) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明: 大規模地下空洞掘削における不連続性岩盤の変形形態, 土木学会第49回年次学術講演会講演論文集, pp.1178 ~ 1179, 1994.9.
- 17) Sauer, G., 谷本親伯: 応力測定と掘削による応力再配分過程 (ザウアー博士 NATM 講演会報告), トンネルと地下, 第12巻4号, pp.57 ~ 64, 1981.4.
- 18) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明, 石田毅: 地下空洞掘削時の岩盤内鉛直ひずみ分布に関する一考察, 西日本岩盤工学シンポジウム講演論文集, 西日本岩盤工学研究会, pp.108 ~ 113, 1994.7.
- 19) Miyaguchi, T., Tsuchiyama, S., Momose, Y. and Hattori, K.: Performance of a large cavern during excavation, *Proc. of International Symposium on Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, pp.817 ~ 822, Istanbul, 1993.4.
- 20) Gaziev, E.G. and Erlikhman, S.A.: Stress and strains in anisotropic foundation (model studies), *Symposium Soc. Internat. Mecaniques des Roches*, Nancy, 11-1, 1971.
- 21) 打田靖夫, 吉田次男, 安原敏夫: 節理性岩盤の応力分布に関する一考察, 第30回土質工学研究発表会, III -A, pp.1195 ~ 1196, 1995.7.
- 22) 村山朔郎: 土の力学挙動の理論, 技報堂出版, pp.108 ~ 112, 1990.
- 23) 土質工学会粒状体力学に関する国内委員会編: 粒状体の力学, 土質工学会, pp.67 ~ 74, 1993.10.

(1995. 6. 13 受付)

ROCK BEHAVIOR MEASURED BY MEANS OF BOREHOLE STRAIN GAUGES DURING A LARGE UNDERGROUND CAVERN EXCAVATION

Yasuo UCHITA, Tsugio YOSHIDA, Yoshiaki HIRAKAWA and Tsuyoshi ISHIDA

The vertical strain measurement in a rock mass was carried out by means of borehole strain gauges during progressive excavations of an underground powerhouse cavern, measuring 24m wide, 46.6m high and 134.5m long at 280m below the ground surface. Through the measurement, the following phenomena have been clarified, such as the irregular distribution of the compressive strain, the behavior of the strain increment at the loosened region, the effect of geological structure including discontinuities, and the effect of support system.