

空洞掘削時挙動計測結果に基づく岩盤の ゆるみ領域評価と解析手法

宇野晴彦¹・田坂嘉章¹・石田毅²・水田義明²・工藤奎吾³

¹正会員 工修 東電設計㈱技術開発本部技術企画部(〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

²正会員 工博 山口大学工学部社会建設工学科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

³正会員 工博 東京電力㈱建設部土木建築技術センター(〒100-0011 東京都千代田区内幸町1-1-3)

本論文は、地下深部に建設された揚水発電所における地下空洞掘削時の各種計測挙動を分析し、まず、空洞掘削に伴う周辺岩盤のゆるみ領域を塑性領域と非塑性領域に区分して定義した。そして、各種岩盤挙動計測結果からゆるみ領域および塑性領域を評価する方法を提案し、実際の大規模地下空洞掘削時の着目測線における各種岩盤挙動計測結果の分析により、塑性領域の評価方法の妥当性について論じた。さらに、空洞掘削時の周辺岩盤の実挙動および提案した評価手法によるゆるみ領域に基づき、岩盤の材料特性を変化させた解析結果の比較検討により岩盤挙動を表現し得る岩盤の力学特性について論じた。

Key Words : *underground excavation, In-situ, measurement, loosened zone, FEM analysis*

1. はじめに

ここ数年来、岩盤を対象とした大規模地下構造物として、50を超える揚水式地下発電所、石油地下備蓄貯蔵施設などが建設されてきたが、揚水式地下発電所においては、スケールメリットを利用した大容量発電の推進により、1,500m²を超える断面の大規模地下空洞の建設が行われている。

地下発電所空洞の建設では、事前予測解析・評価等による管理基準に基づく情報化施工が実施されており、その際に空洞掘削時の周辺岩盤において、支保を必要とする領域を把握することは、施工時の空洞安定性を確保する上で最も重要なこととなる。しかし、この領域と関連する空洞掘削に伴う周辺岩盤のゆるみについては、メカニズムに基づいた明確な定義が行われていないのが現状であり、より合理的な支保設計ならびに情報化施工による安全管理を行うためには、岩盤のゆるみについて、その範囲・プロセスと力学的な岩盤状態を明確にしておく必要がある。実岩盤挙動を対象としたゆるみに関する既往研究^{1)~6)}では、ゆるみ領域の評価、あるいは特定の計測手法の検討が主であり、各種計測手法の相互関係、挙動予測や支保設計(岩盤補強)を行う上で重要と考えられる計測と解析によるゆるみ領域の対応はあまり議論されていない。また、解析的に空洞掘削時の事前挙動予測を行うに当たっては、岩盤の材

料特性の設定方法により空洞周辺岩盤の挙動評価が大きく異なるが、前述のゆるみの評価方法が確立されていないため、解析結果から評価されるゆるみ領域と実岩盤挙動との直接比較が難しく、予測解析で設定される力学特性との対応が検討されていないのが現状である。

そこで、既往の地下空洞掘削時の各種計測挙動と岩盤の力学的な状態の関係を文献調査等により把握した上で、各計測から得られる岩盤挙動に基づくゆるみ領域の評価方法をまとめた。そして、各種の変位計測、応力変化計測および節理挙動観測が施工管理計測として実施された東京電力葛野川地下発電所空洞掘削時の計測挙動結果について、このゆるみ領域の評価方法に基づき総合的に検討し、今まで明確にされていなかったゆるみ領域に包含されると考えられる支保を必要とする領域の評価を行った。さらに、計測挙動結果とこの評価したゆるみ領域に基づき、岩盤の材料特性をパラメータとした解析を実施し、空洞掘削時周辺岩盤の変形挙動、応力挙動ともに表現可能な岩盤の力学特性について検討を行った。

2. 空洞掘削時周辺岩盤のゆるみの定義

(1) ゆるみの定義

岩盤における空洞掘削時の周辺岩盤挙動については、

ゆるみ、破壊、塑性などの言葉で表現されているが、空洞掘削時の計測挙動に関する文献⁷⁾⁸⁾調査の結果をまとめると岩盤の状態変化については、次のように分類することができる。

- ①岩盤構造が変化した状態
- ②地山の特性が変化した状態
- ③耐荷力を失った状態

これらの状態は、それぞれ、構造変化、物性変化、強度特性低下であり、岩盤の空洞掘削に伴い、潜在的なマイクロクラックの開口、連結による徹視的な①の変化や不連続面の開口幅の増加による①および②の変化を経て、③の状態へと変化するものと考えられる。

実岩盤においては、測定結果から掘削に伴う不連続面の開口や弾性波速度が低減する領域が確認されても、その領域の中で岩盤応力を負担している領域が存在するものと考えられる。

打田ら⁹⁾は、「ゆるみは、掘削の進行に伴う拘束力の減少と岩盤内の応力再配分による不連続面の開口幅の増大、岩盤亀裂の開口などによる空洞方向へのはらみ出しが生じ、耐荷力を失った状態である」と一般的に解釈されていることを報告している。この記述の前半部分の岩盤内のクラックの発生をゆるみと考え、後半部分のクラック開口の進展・増大により耐荷力を失うものと考えれば、ゆるみ領域の中に岩盤の塑性領域が包含されることになる。

したがって、ゆるみ領域と耐荷力を失い支保を必要とする塑性領域（破壊領域）は、必ずしも一致するものではなく、工学的には両者を区別して用いるべきである。

ここでは、「岩盤のゆるみは掘削に伴う応力再配分あるいは発破により潜在的あるいは新たに発生したクラックが開口し、その結果として地山の力学特性が変化した状態」と定義し、このゆるみ領域の中で耐荷力を失った領域を塑性領域、地山特性が変化したものの破壊までは至らず耐荷力を保持している領域を非塑性領域と呼ぶこととする。

(2) 計測によるゆるみ領域の評価方法

岩盤の塑性状態の評価に関しては、石田ら¹⁰⁾は、大谷石のブロック（高さ 30cm×長さ 20cm×幅 6cm）の片側半分を載荷する偏心的な載荷を行い、載荷部分の破壊による応力再配分を供試体表面に貼ったひずみゲージにより検討した。この室内実験によれば、亀裂の進展による破壊面の形成（表面亀裂）に伴い、破壊箇所では圧縮ひずみが減少するとともに、隣接する未破壊箇所ではひずみが増大する応力再配分が観測されている。そして、この知見に基づいて、関西電力大河内地下発電所空洞の小規模な試験空洞と大規模な地下発

表-1 岩盤計測によるゆるみ領域内の塑性・非塑性領域の評価方法

評価項目	計測方法	ゆるみ域の岩盤挙動	
		塑性領域	非塑性領域
クラックの開口	BTV 観測	開口亀裂の発生	
区間変位 区間ひずみ	岩盤変位計 スラフ・イン・ミコ ンター	急激な変位・ 区間ひずみの 増大	変位・区間 ひずみの増 大
鉛直ひずみ (空洞周方向)	埋設ひずみ計	急激な圧縮ひ ずみの減少 (解放ひずみの 発生)	ひずみの増 大
応力変化 (空洞周方向)	振動弦型地圧計	急激な増分応 力の減少	増分応力の 増大
P 波速度	弾性波速度測定 (トビコア)	P 波速度の低減	
AE 発生数	AE 測定	AE 発生数の 急増・減少挙 動	AE 発生数の 漸増発生
透気係数	低圧透気試験	透気係数の増大	
透水係数	透水試験	透水係数の低下	

電所本体空洞の側壁で、掘削に伴う空洞周方向（鉛直方向）のひずみの経時変化を計測している。これらの評価によれば、急激な圧縮ひずみの減少が見られる箇所の岩盤は耐荷力を失い、塑性化（あるいは破壊）しているものと判断している¹⁰⁾¹¹⁾。この考え方に従えば、空洞周方向のひずみ変化から増分応力を換算する振動弦型地圧計についても鉛直ひずみ計測と原理的に同じ計測手法であるため、鉛直ひずみと同様の評価が可能と考えられる。さらに、打田ら⁹⁾¹²⁾の計測結果によると地下発電所空洞の盤下げ掘削時には、拘束力の減少に伴い新たな亀裂の開口が生じ、空洞側壁近傍で水平変位量が増大するとともに鉛直ひずみも解放側を示し、その周辺では、AE の発生が顕著になることが報告されている。したがって、掘削に伴う急激な岩盤変位（区間ひずみ）および AE 発生挙動も岩盤の塑性化の指標になるものと考えられる。

一方、前述(1)での定義に基づく岩盤のゆるみは、上述の鉛直ひずみ、増分応力、AE 測定と合わせ、区間変位・ひずみ、P 波速度および透水係数等の変化がクラックの開口に対応する岩盤挙動を示すものと考えられるが、ボーリング孔を利用した BTV 観測は、クラックの開口を直接観測することから特に有効と考えられる。

以上をまとめて、空洞掘削時の岩盤のゆるみ領域内の塑性領域と非塑性領域の評価方法を表-1 に示す。

この評価方法に基づき、葛野川地下発電所空洞掘削時の周辺岩盤挙動の各種計測結果（鉛直ひずみ、区間水平変位、AE 等）を総合的に検討し、空洞周辺岩盤の塑性領域を包含したゆるみ領域の評価を行うこととした。

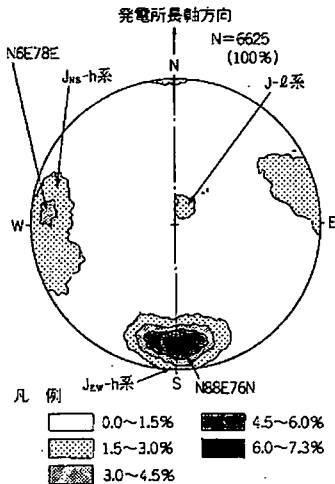


図-1 節理密度分布図¹³⁾ (南半球投影)

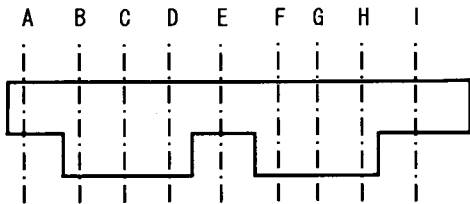


図-2 発電所縦断面および計測断面位置

3. 空洞掘削時の観測結果に基づくゆりみ領域の評価

(1) 地下発電所概要^{13),14)}および観測配置

本論文で対象とした地下空洞は、葛野川地下発電所空洞(純揚水式、最大出力160万kW、有効落差714m)であり、空洞規模は、幅34m、最大高さ54m、長さ210mで、最大掘削断面積1,500m²、掘削量25万m³の大規模空洞である。発電所周辺の地質は、泥岩を主体とした砂岩・泥岩の混合層であり、図-1に示すような幾つかの卓越する節理群が存在する。最も卓越する節理は、空洞軸直交方向のJ_{EW}-h系節理であるが、空洞掘削時の側壁変形挙動への影響は少ない。地下空洞は、土被り500mの地下に位置しており、空洞掘削時の挙動計測は、図-2の地下発電所空洞縦断面図に示すように全延長にわたって20~25m間隔で主計測断面が配置されており、特に最大掘削断面となる発電機室中央断面のC断面、G断面では、集中的に各種の岩盤挙動計測が実施されている。図-3に、この発電機室中央2断面(C断面およびG断面)の計器配置を示す。

地下空洞周辺の岩盤挙動計測は、岩盤変位計測、BSS観測(Bore-hole Scanner System)、AE測定、埋設ひずみ計測、振動弦型地圧計測であり、掘削前に上部調査坑から天端近傍、周辺坑から空洞側壁部に向けて計器を埋設し、初期状態からの岩盤挙動を計測している。なお、

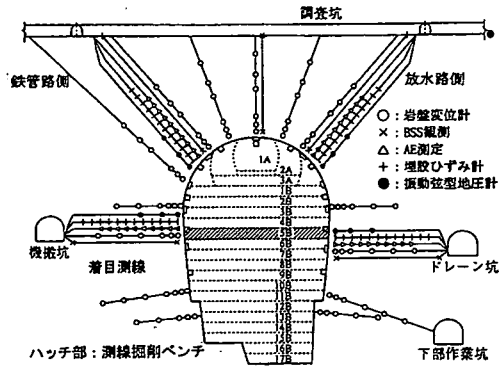


図-3 葛野川発電所主計測断面(C、G断面)の計器配置

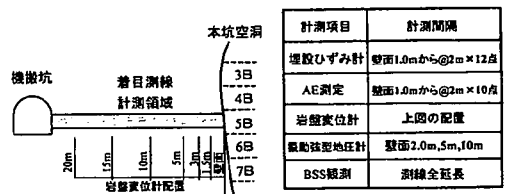


図-4 着目測線の計器配置図

AE測定については、図-3に示したように着目測線に10個のAEセンサーを設置したが、大半のAEは、1個のセンサーだけで受振する微小なAEであったため、受振したセンサー位置でAEが発生したのとしてデータの整理を行った。岩盤変位計測については、空洞内部からの計測も実施している。

(2) 空洞掘削時の岩盤挙動

代表的な計測結果として、先の図-3に示すC断面側壁部鉄管路側測線の岩盤挙動に着目する。図-4に着目測線(5ベンチ)の計器配置図を示す。図-5および図-6に各計測結果の測定位置における掘削ベンチ毎の挙動変化および計器毎の経時変化を示す。

まず、図-5に示した各計測結果の着目測線上の分布に着目する。この測線の計器埋設位置は5ベンチであり、特に、AE測定では5ベンチ、6ベンチ掘削時に本体空洞壁面(以降、「壁面」と呼ぶ)近傍でAE発生数が急激に増加している。そして、ベンチが下がるのに伴いAEの発生は壁面近傍から壁面深部(3~7m)に移動し、11ベンチ以降はAEの発生はほとんどなくなる。埋設ひずみ計で得られた鉛直ひずみ(空洞壁面周方向ひずみ)については、計測線当該ベンチより下盤に下がった6ベンチ、7ベンチで壁面から5m奥(以降、計器位置を示す場合に

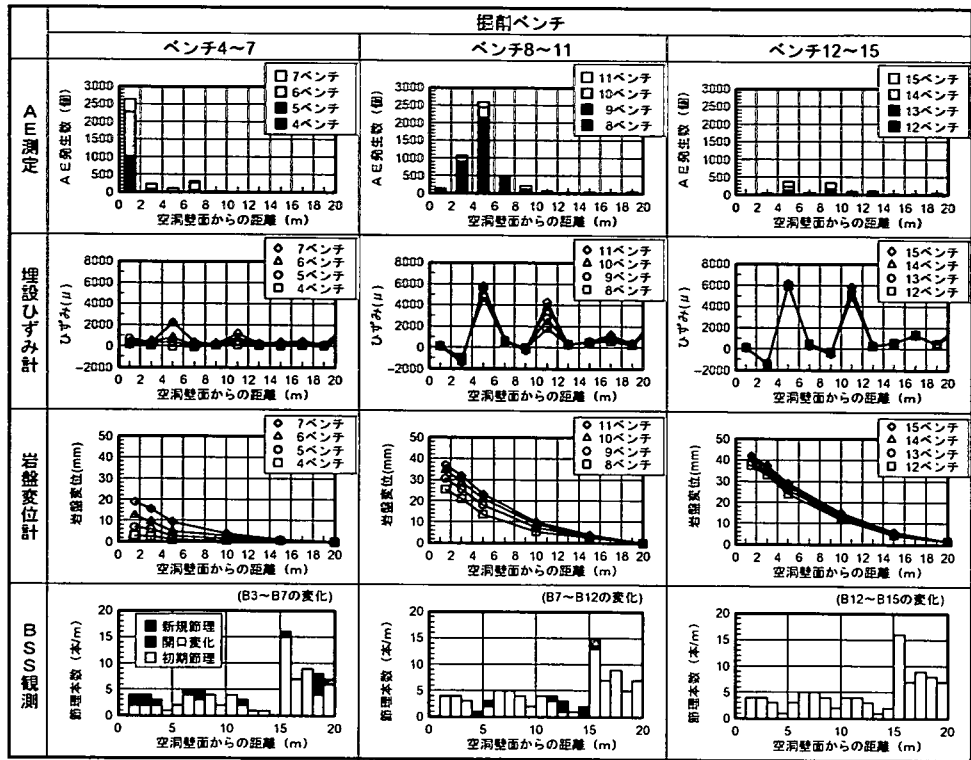


図-5 各計測位置での掘削に伴う挙動変化 (C断面:側壁部鉄管路側)

は「壁面 5m」と呼ぶ)と壁面 11m の 2ヶ所で圧縮ひずみが集中し、8~10 ベンチ掘削時にさらに顕著な増加を示している。これらの圧縮ひずみの集中する箇所に隣接する壁面 3m と 9m で解放ひずみが発生して引張りひずみ領域にまで至っている。この壁面深部の 2ヶ所の圧縮ひずみの集中は、他地点の地下空洞掘削計測^{10),11),12)}においても確認されており、当該地点では、さらに壁面深部(17m)で圧縮ひずみやや増加する箇所が存在する。

岩盤変位計による空洞壁面法線方向の変位挙動は、この埋設ひずみ計で測定された鉛直ひずみの挙動と対応しており、7ベンチ掘削時に3~5mの区間ひずみ(図中の勾配)が急増し、8~10 ベンチ掘削時には、5~10m, 10~15mの壁面深部で区間ひずみの増加が確認されている。節理挙動を観測したBSS観測では、初期計測から7ベンチ計測までの節理挙動変化は、壁面から8mまでに新規節理の発生・開口が観測されており、その後の7ベンチから12ベンチまでの節理挙動では、新規節理の発生・開口が壁面から11m~15mの区間に変化していることがわかる。なお、12ベンチ以降は、ほとんど変化が見られなくなる。この測線においては、BSS観測による節理挙動と岩盤変位計の区間ひずみの変化に対応が見られ

る。

次に、図-6に示した各計測結果の掘削ベンチ毎の経時変化について、各計測毎の挙動に着目する。なお、測定位置毎の測定結果の変化を分かりやすくするため、図毎に縦軸スケールを設定した。

a) 埋設ひずみ計測

鉛直ひずみについては、壁面1m, 3mとも当該掘削ベンチ(5ベンチ)をピークに急激に圧縮ひずみが減少し、壁面3mにおいては引張りひずみ領域まで至っている。壁面5mでは、壁面1mと3mの圧縮ひずみの減少に相反するように、7~9ベンチで急激な圧縮ひずみの増大が見られ、かなり大きな圧縮ひずみ(6000 μ strain)を示すが、その後はほとんど変化していない。壁面7mおよび壁面9mでは、圧縮ひずみがピークを示した後、最終ベンチまで解放ひずみが発生し、壁面11mでは、最終ベンチまで圧縮ひずみが増大(6000 μ strain)する。壁面から1~5mの範囲では、壁面1m, 壁面3mで圧縮ひずみの減少が生じた時に壁面5mで圧縮ひずみの増大が生じ、壁面7~11mの範囲では、壁面7m, 壁面9mで減少が生じた時に壁面11mで増大が生じており、これらのひずみの変化量もほぼ等しい。この測定結果は、大河内地下発電所地点でも測定されており^{10),11),12)}、壁面から1~5mの範囲と壁

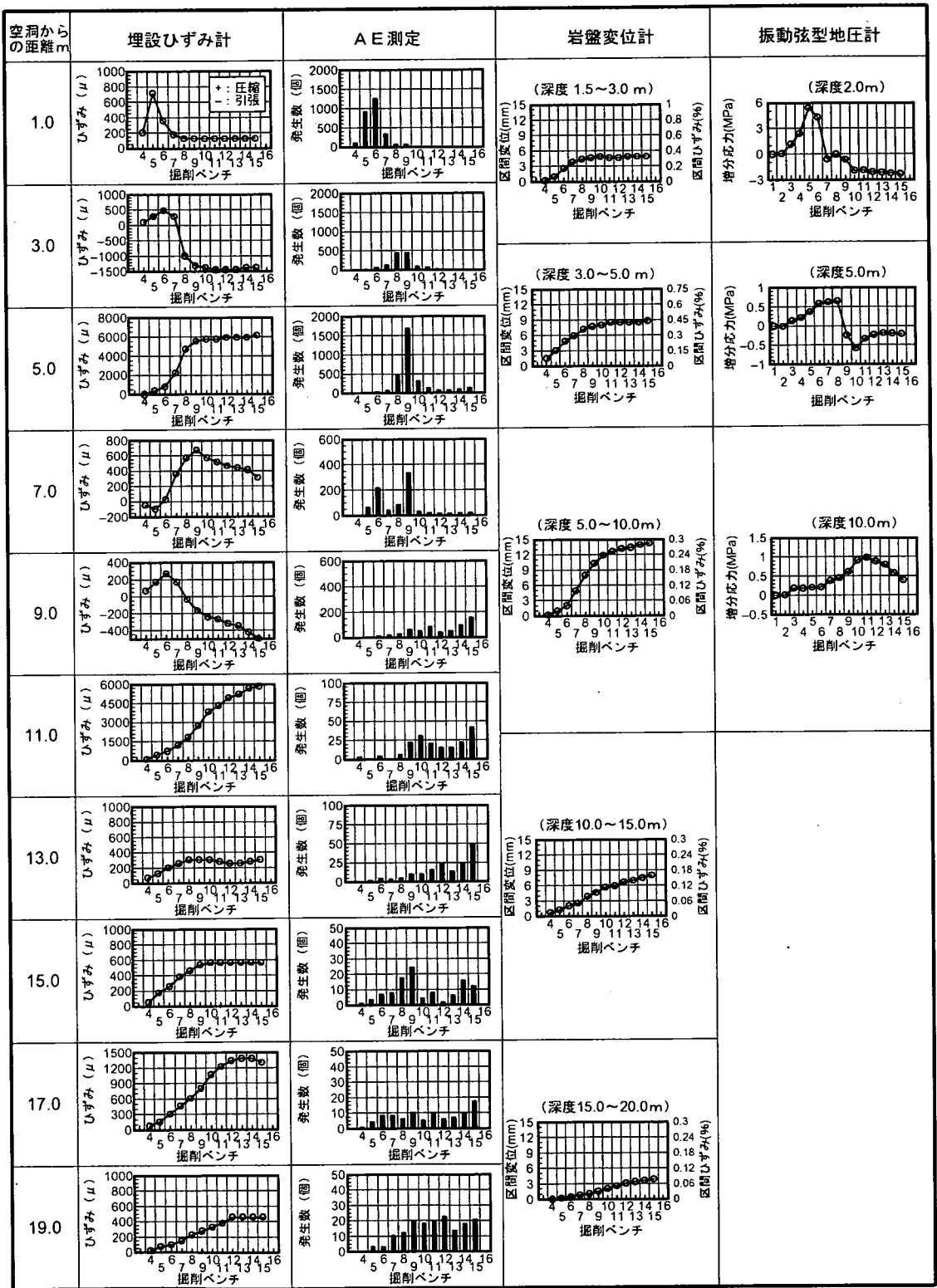


図-6 掘削に伴う岩盤挙動計測の経時変化 (C断面: 側壁部鉄管路側)

面から7~11mの範囲の2箇所と同様の応力再配分が繰り返されたことを示していると思われる。なお、壁面13m以深の鉛直ひずみは、増加後、一定値に収束する傾向を示す。

b) AE測定

壁面7mまでの掘削ベンチ毎のAE発生数は、明瞭なピークを示した後、急激に減少する挙動を示す。このAE発生数のピークは、a)の鉛直ひずみにおける急激な圧縮ひずみが発生した時の最大圧縮ひずみを示す掘削ベンチ、あるいは急激な解放ひずみ発生時の掘削ベンチで生じている。壁面9m以深では、顕著なピークを示さずAEの発生数も100個以下と比較的少なく、鉛直ひずみとの関係も明瞭ではない。

c) 岩盤変位計測

壁面から10mまでの区間変位は、掘削の進行に伴い比較的急な勾配（速い変位速度）で増加する傾向を示し、その後、収束あるいは漸増傾向を示す。この区間変位が比較的急激に増加する掘削ベンチ6~10では、この区間変位を測定した壁面から10mまでの範囲に設置されている5個の埋設ひずみ計のうち4個で比較的大きな解放ひずみの発生を記録している。壁面から10m以深の区間変位は、緩やかに増加する傾向を示し、この区間の埋設ひずみ計による鉛直ひずみは、掘削の進行とともに増加するか、増加の後、一定値に収束する傾向を示す。

d) 振動弦型地圧計測

空洞壁面周方向の応力増分については、壁面2mおよび壁面5mでは、それぞれ5ベンチ、8ベンチにピークを示す急激な応力増分を示し、7ベンチ、9ベンチ掘削時に初期値を下回る応力の減少を示している。これらの挙動は、壁面3mの鉛直ひずみの挙動と同じ傾向を示す。壁面10mの経時変化は、当該ベンチ（5ベンチ）掘削時から応力が漸増し、11ベンチ掘削をピークに、その後緩やかな応力低下を示している。

埋設ひずみ計の測定結果において、圧縮ひずみの増大の後、急激な解放ひずみが測定される場合は、前述の岩盤ブロック試験での挙動¹⁰⁾と同様に測定箇所の岩盤に圧縮ひずみによる亀裂の進展に起因する破壊が生じて耐荷力が低下したと考えることができる。そして、埋設ひずみ計による鉛直ひずみの測定結果は、その他の各種測定結果の応答と良い対応を示している。特徴的な挙動のほとんどは同じ部位と同じ掘削ステップで生じている。したがって、ここでの結果は、表-1に示した各種計測結果に基づく塑性領域の推定方法の妥当性を示唆するものと考えられる。しかし、岩盤変位計を除く各種計測結果は、局所的な岩盤挙動を計測しているため、表-1に示し

た塑性領域を評価するための各種計測における挙動は必ずしも同一位置（深度）で発生していない。一方、実務上必要な支保工の設計や施工を行う上では、ある程度共通した塑性領域の境界位置（壁面からの深度）を決定する必要がある。そこで、ここでは、各種計測結果を総合的に評価して、次のように塑性領域を推定した。

表-1に示した塑性領域の評価方法に従うと、AE発生数と埋設ひずみ計による鉛直ひずみおよび地圧計の経時変化から、5m程度までは地山応力を解放して岩盤が塑性領域に入っているものと考えられる。しかし、5~10mの区間変位は、5m以深の区間変位よりも急勾配で増加しており、この挙動に対応して壁面9mで壁面近傍ほどではないが比較的急激に解放ひずみが発生し、壁面7mではAE発生数のピーク後に圧縮ひずみの急激な低下が見られることから、壁面7m程度までは塑性領域が拡大している可能性が高いと考えられる。

ゆるみ領域に関しては、BSS観測(精度0.1mm)の新規亀裂の発生からみると壁面から15m程度がゆるみ領域となるが、表-1に基づく埋設ひずみ計による鉛直ひずみとAE測定結果の経時変化には、壁面から離れた位置の測点においても若干の増加が見られ、掘削による影響が壁面から20mまで及んでいることになる。

そこで、今回は次のような評価を行った。埋設ひずみ計の結果によれば、壁面11mでかなり大きな圧縮ひずみを示し、その壁面側（9m）で引張りひずみ領域まで至る解放ひずみが発生していることから掘削に伴う空洞周辺の円周方向最大応力の連なった応力の集中領域がこの壁面から11m付近に位置するものと考えられる。一方、壁面から13m以深では、埋設ひずみによる鉛直ひずみ量およびAE発生数も11m以浅に比べて小さい。したがって、掘削に伴う応力解放の影響は壁面から10m程度までが顕著であり、この領域では応力の再配分は一様ではなく、大河内地下発電所地点と同様¹¹⁾に圧縮ひずみの集中する箇所と解放ひずみの発生する箇所が交互に現れるような岩盤内の応力伝播が生じたものと考えられる。壁面から13m以深では、掘削による応力伝播で鉛直ひずみが漸増するだけの弾性状態に近い挙動を示す領域と考えられる。

以上のことから、この測線においては、壁面から13~15mまでがゆるみ領域（塑性領域と非塑性領域）で、そのゆるみ領域内の壁面から5~7mまでが耐荷力を失い応力を解放した塑性領域と推定した。

(3) ゆるみ領域と塑性領域の区間ひずみ

4章で述べる空洞周辺のゆるみ領域と塑性領域を評価するため、着目測線の区間ひずみについて考察した。表-2に着目測線の各計測から評価される塑性領域発生時（掘削ベンチ）の岩盤変位計による区間ひずみを示す。表中の()内の数字は、それぞれの計測で塑性領域に入ったと判断された掘削ベンチ数、%で表示した数字は、その時の岩盤変位データから求めた区間ひずみの値である。

前述の各計測結果の総合評価では、着目測線において、AE計測、埋設ひずみ計および振動弦型地圧計の経時変化により壁面から5m以浅では塑性領域と判断し、岩盤変位計の挙動を考慮して壁面から5m～10m区間に塑性領域と非塑性領域の境界があるものと考え、壁面から5～7m近傍までを塑性領域と推定した。

表-2の区間ひずみは任意区間での平均ひずみであり、各計測深度の区間ひずみを算定した区間長は、計測深度5mまでは1.5m～2.0mと各計測深度近傍のひずみを評価しているものと考えられる。しかし、計測深度7mの区間ひずみは、壁面から5m～10mの平均ひずみであり、非破壊領域のひずみも含まれており過小評価となっている。これを考慮すると塑性領域の区間ひずみは概ね0.25～0.3%程度と考えられる。

一方、ゆるみ領域は壁面から13～15mまでと推定した。先の図-6に示した壁面13mおよび15mの鉛直ひずみの経時変化によると8ベンチ程度で頭打ちとなり、この時の区間ひずみ（10m～15m）は0.16を示すことから、ゆるみ領域内の非塑性領域となる区間ひずみは0.15%程度と考えられる。

4. 区間ひずみによる空洞周辺のゆるみ領域と塑性領域の評価

当該地点では、情報化施工による日常管理において、支保を必要とするPS工の定着部の管理基準値として限界ひずみを考慮している。限界ひずみは、トンネルでの多くの経験からその適用性が確認されており、側壁の区間ひずみが各種岩石から得られた限界ひずみ範囲の上限を超えると何らかの変状が現れることが確認¹⁵⁾されている。すなわち、経験的に限界ひずみを超える区間ひずみを生ずる領域が塑性領域となり、ゆるみ領域の中でも支保が必要な領域と判断される。

そこで、空洞全体断面を網羅するように配置された岩盤変位計で得られる区間ひずみで空洞周辺のゆ

表-2 各計測から評価される塑性領域発生時の岩盤変位計による区間ひずみ量

計測深度	埋設ひずみ計	AE計測	振動弦型地圧計	区間ひずみ算定深度
2m	—	—	0.26%(7)	1.5～3.0m
3m	0.30%(8)	0.31%(9)	—	1.5～3.0m
5m	0.36%(8)	0.39%(9)	0.39%(9)	3.0～5.0m
7m	0.24%(10)	0.20%(9)	—	5.0～10m

注) 括弧内の数値：塑性領域に入ったと判断した掘削ベンチ

表-3 区間ひずみによるゆるみ領域および塑性領域の評価

推定領域	区間ひずみ
ゆるみ領域	初期状態からの累積ひずみが0.15%を越える領域
塑性領域	初期状態からの累積ひずみが0.3%を越える領域

表-4 計測区間ひずみの補正条件

計測条件	評価に用いる累積区間ひずみ
初期からの観測	計測ひずみの累積(補正なし)
空洞内部からの観測	計測ひずみを応力解放後の挙動として考え、50%の累積ひずみの増分を考慮

るみ領域と塑性領域の分布を評価することとし、区間ひずみと限界ひずみの関係についても調べた。

各種計測結果による総合的な対比によれば、塑性領域となる区間ひずみとゆるみ領域内の非塑性領域の区間ひずみは、前述3.(3)で示した着目測線における経時変化挙動から表-3に示す区間ひずみで評価できるものと考えられる。塑性領域となる区間ひずみについては、国内既設の24地点の地下発電所空洞を対象とした岩盤変位計による局所ひずみ（区間ひずみ）と全体ひずみ（壁面最大相対変位を側壁高さで除したもの）の関係に基づいて整理した結果から、区間ひずみが0.3%を超えると局所ひずみが卓越し、空洞周辺岩盤において何らかの変状が発生することが報告¹⁶⁾されており、表-3の妥当性を示唆するものと考え、当該地点の全断面に適用することとした。

また、区間ひずみを算定する岩盤変位量は、空洞掘削前に設置した計器に対しては、全変位量を用い、掘削後に空洞内部から設置した計器に対しては、5章で述べる計測変位を再現できた数値解析結果に基づき、計測開始までの初期変位量を掘削に伴う全変位量の50%に設定した。表-4に区間ひずみ算定の条件を示す。

図-7に表-3、表-4に基づく、C断面におけるゆるみ領域と塑性領域の推定領域を示す。図中、0.3%を超える区間ひずみと0.15～0.30%の区間ひずみを

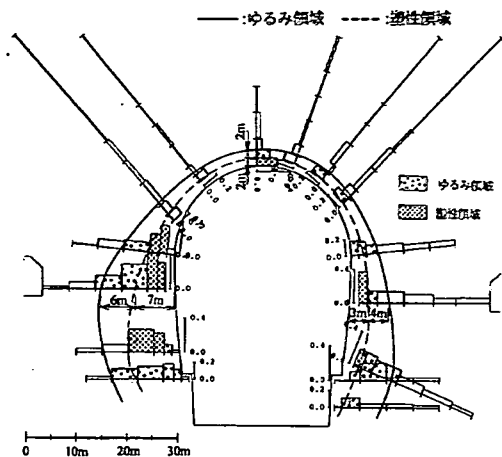


図-7 空洞周辺岩盤の区間ひずみ分布(C断面)

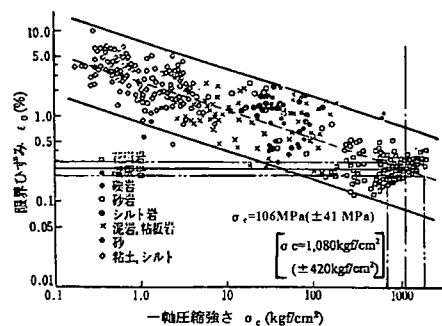


図-8 一軸圧縮強度と限界ひずみの関係(文献¹⁵⁾に加筆)

異なるドットで表示した。この結果によれば、代表測線のある鉄管路側(左側壁)では、塑性領域が7m程度まで広がっており、さらに、ゆるみ領域が塑性領域の外側7mまで広がっている。一方、放水路側(右側壁)では、塑性領域が3m程度で収まっており、ゆるみ領域も塑性領域の外側4m程度までとなっている。空洞天端においては、塑性領域2m、ゆるみ領域4mとかなり狭い領域となっている。

図-8に桜井¹⁵⁾による一軸圧縮強度と限界ひずみの関係における当該地点での一軸圧縮強度 σ_c による限界ひずみ ϵ_c を示す。限界ひずみは、岩石、岩盤に関わらずほぼ同等の値を示すことが報告¹⁶⁾されており、当該地点では、岩石供試体の室内試験結果に基づき、原位置での支保領域の管理基準として用いられている。図によれば、当該地点の岩石供試体の一軸圧縮強度 $\sigma_c = 106\text{MPa}$ (標準偏差 $\pm 41\text{MPa}$)の場合、 σ_c と ϵ_c の限界ひずみ範囲の対数表示の中央値(図中破線)による限界ひずみは0.24%となっており、前述の塑性領域と評価する区間ひずみ0.3%と同程度の値となっている。

表-5 岩盤物性および初期応力条件

岩盤物性	初期接線弾性係数	$E_0 = 40\text{GPa}$
	非線形特性 (破壊余裕度 R)	$E/E_0 = A(R)^B$ $A=B=1.0$
	ポアソン比	0.25
	破壊強度	$\tau_p = 1.5 + \sigma \tan 58^\circ$ (MPa)
	残留強度	$\tau_r = 0.5 + \sigma \tan 50^\circ$ (MPa)
初期地圧	解析断面内主応力	

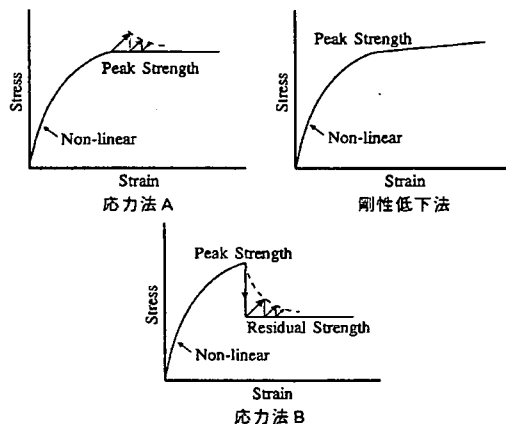


図-9 各解析手法の応力～ひずみ関係

5. 力学特性を変化させた解析結果との比較

前述したように、空洞掘削時の事前挙動予測を行うに当たっては、岩盤の力学特性の設定により空洞周辺岩盤の挙動評価が大きく異なるため、精度の良い挙動予測解析を実施するには、岩盤の力学特性の設定が重要である。特に破壊後の応力の取り扱い、解析結果として得られる空洞周辺のゆるみ領域、変形挙動に大きな影響を与える。

そこで、先に示した掘削時の各種計測挙動および当該地点のゆるみ領域の評価に基づき、岩盤の力学特性を変化させた2次元FEM解析を実施し、岩盤の力学特性について検討を実施した。

(1) 解析概要

葛野川地下発電所空洞周辺の地質状況は、前述のとおりであり、表-5に解析に用いた基本的な岩盤物性値および初期地圧条件を示す。本検討で用いた岩盤の力学特性を表現する解析手法は、図-9に示す3手法であり、岩盤モデルの設定に当たっては、3章で述べた

解析ステップは、実施工に合わせて、アーチ部 3 段掘削（頂設導坑、アーチ切り上げおよびアーチベンチ）後に 2.5m の 15 段ベンチ掘削を模擬した。

(2) 解析結果の比較

a) 岩盤変位および破壊領域

図-10 に各手法での解析結果として、最終ベンチ掘削時の岩盤変位分布および破壊領域を示す。なお、岩盤変位分布については、比較のために計測結果も合わせて示した。図によれば、アーチ部では、解析手法の違いによる岩盤変位分布の顕著な差はなく、いずれの解析結果も計測結果とほぼ一致している。一方、側壁部の岩盤変位分布については、応力法 B は、計測結果とほぼ整合する結果となっているが、応力法 A および剛性低下法は、解析結果の岩盤変位が小さな値を示しており、壁面相対変位量は、計測結果の半分程度の値を示している。なお、応力法 A と剛性低下法の岩盤変位分布には顕著な差は認められない。

次に、解析上で破壊強度に抵触した破壊領域の分布に着目すると同じ破壊強度を設定しているにもかかわらず、応力法 A、剛性低下法は、破壊領域が小さく、側壁部では、空洞壁面から 2.5m 程度の値となっている。これらの手法に比べて応力法 B では、アーチ部で壁面から 2.5m 程度、側壁部で壁面から 7m の破壊領域となっており、アーチ部および鉄管路側では、先に示した図-7 の塑性領域、放水路側側壁ではゆるみ領域に対応している。

これらのことから空洞周辺の破壊領域が少ない部位（アーチ部）については、剛性の非線形性を考慮することにより実岩盤の変形挙動を表現できるが、応力法 B における破壊領域が大きな部位（側壁部）は、破壊までの非線形特性を考慮しても応力法 A と剛性低下法では、岩盤変位分布を表現できないことが分かる。

b) 区間ひずみ

ここで、上記の岩盤変位およびゆるみ領域で計測結果と整合性の良かった応力法 B の区間ひずみに着目する。着目測線の区間ひずみは、壁面から 1.5m ~ 3.0m 間で 0.33%、3.0m ~ 5.0m 間で 0.38%、5.0m ~ 10.0m 間で 0.16%、10.0m ~ 15m 間で 0.05% の値となっており、壁面から 5.0m までが 0.3% を超える破壊領域、5 ~ 10.0m が非破壊領域と評価される。反対側の放水路側側壁中央測線の区間ひずみは、壁面から 1.5m ~ 3.0m 間で 0.33%、3.0m ~ 5.0m 間で 0.4%、5.0m ~ 10.0m 間で 0.2%、10.0m ~ 15m 間で 0.05% の値となっており、ほぼ左右対象の変形挙動を示し、図-7 に示したゆるみ領域および塑性領域の分布と若干異

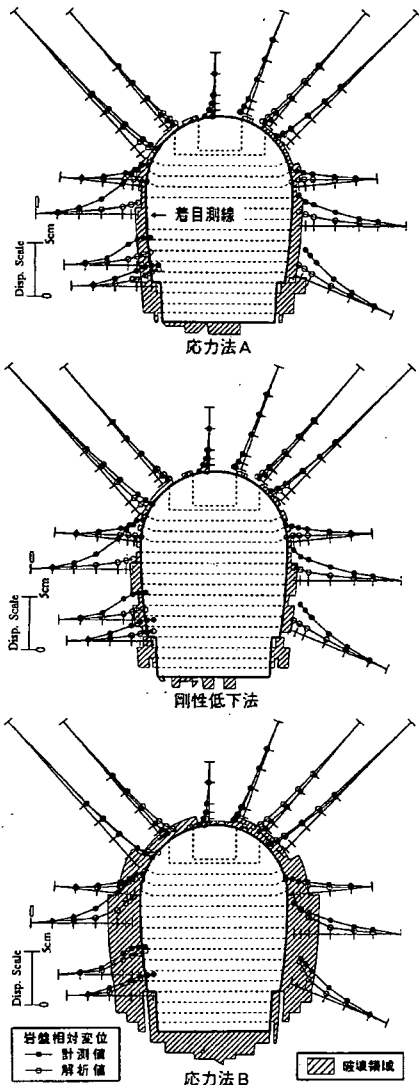


図-10 最終掘削時の岩盤変位分布と破壊領域

ように、各種計測結果から破壊に伴う応力の再配分による空洞深部への応力伝播が考えられることから、岩盤の破壊後の応力の取り扱いとして、①破壊後にピーク強度までの余剰応力のみを再配分する方法（応力法 A と呼ぶ）と②破壊後に残留強度まで余剰応力を再配分するひずみ軟化解析^{17),18)}（応力法 B と呼ぶ）を適用した。さらに、従来の地下発電所空洞解析では、破壊後の剛性低下のみを考慮した手法が多く用いられていることから、③剛性低下法による手法も考慮した。なお、破壊までの非線形特性は、モールの応力円が破壊基準に接近するのに伴って接線弾性係数を低減させる破壊余裕度法¹⁹⁾により与えた。

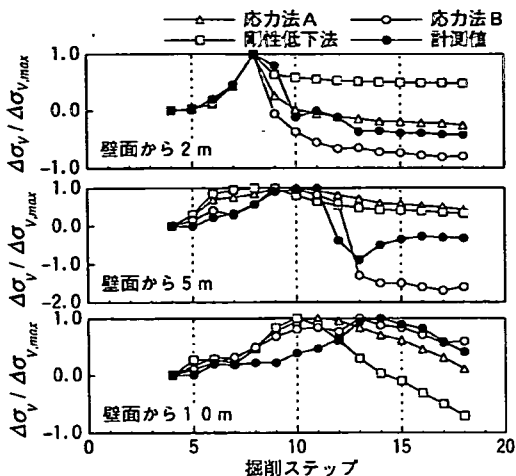


図-11 正規化した鉛直増分応力変化(着目測線)

なっている。なお、応力法Bによる他測線の区間ひずみの分布については、岩盤変位がほぼ一致しており、計測結果とほぼ等しい値が得られている。

これらの結果から実岩盤での区間ひずみ分布を含めた変形挙動と破壊領域は、少なくとも当該地点の岩盤挙動に関しては、応力法Bによる解析手法により概ね表現できることが判明した。

c) 応力挙動

図-11 に先の 3. (2) で検討した着目測線(鉄管路側側壁部：図-3 参照)における鉛直方向増分応力挙動の解析結果と振動弦型地圧計による計測結果の比較を示す。それぞれの比較位置は、壁面から 2m, 5m, 10m であり、掘削ステップの進行に伴う増分応力の変化を示している。なお、ここでは、圧縮側を正、伸長側を負で表示し、各計測位置における計測値の圧縮側最大値で正規化した応力比により定性的な挙動の比較を行った。

壁面から 2m 位置での鉛直増分応力挙動は、着目測線のレベルとほぼ等しい 8 ステップ (5 ベンチ掘削時) で計測値および解析結果が最大値を示す。そして、その後のベンチ掘削の進行に伴い、剛性低下法を除いて急激な応力低下を示し、最終的には応力が圧縮応力から引張応力に変化している。次に、壁面から 5m 位置では、計測結果は、9~11 ステップで最大値を示しており、12 ステップで急激な応力低下を示す。この位置の解析結果では、応力法Bのみが 13 ステップで急激な応力低下を示すが応力法A、剛性低下法には、顕著な応力低下は認められない。そして、壁面から 10m の位置では、計測結果は 13,14 ステップで最大値を示し、その後、緩やかな応力低下を示している。解析結果では、応力法Bがほぼ同様の挙動を示しているが、応力法A、剛性低下法は、

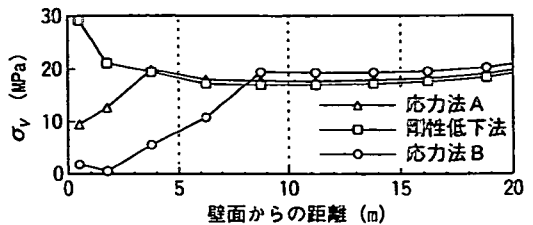


図-12 最終ベンチ掘削時の鉛直応力分布(着目測線)

10,11 ステップで最大値を示しており、その後の応力低下が大きくなる傾向を示している。なお、解析における鉛直ひずみの経時変化は、図-11 に示した鉛直増分応力と定性的に対応しており、応力法Bの場合には、壁面から 7m までの破壊領域では、顕著な解放ひずみを示し、非破壊領域に相当する部位では、壁面から 10m での応力法Bの鉛直方向増分挙動と同様に緩やかに低下する。これは、鉛直ひずみの観測結果と整合する。

図-12 に解析結果の鉛直応力分布を解析手法ごとに示す。応力法Aおよび応力法Bは、図-10 に示した破壊領域の境界付近で最大値を示してから壁面に近づくのに伴い応力が低下するのに対して、剛性低下法は、壁面で最大応力を発現している。これは、剛性低下法では、空洞壁面が直壁の場合には、弾性解析においても壁面周方向応力は低下するが、本空洞のように円形に近いまご型形状では、周方向応力が解放されないため、剛性低下法では、破壊時の周方向応力が残存している。なお、応力法Aと応力法Bを比較すると空洞壁面の鉛直応力は、応力法Bの方がひずみ軟化を考慮することにより残留強度までの再配分応力が大きいことからほぼ 0 まで低下しており、他地点で計測された大規模地下空洞掘削時の鉛直応力分布²⁰⁾と類似した傾向を示している。

これらの異なる力学特性による解析結果と計測結果とを比較した結果、破壊後の岩盤応力を残留強度まで低下させ、岩盤深部まで応力を再配分するような力学特性を岩盤の材料特性として与えなければ、原位置での変形挙動、塑性領域および応力挙動を表現できないことが分かった。また、ピーク強度までの応力再配分でも壁面近傍での周方向応力の低下は表現できるが非線形特性を与えているにも関わらず壁面近傍での変位の増加傾向は表現できず、非線形弾性解析と同様の結果となった。これらのことから、当該地点での岩盤挙動を表現し得る力学特性としては、応力~ひずみ関係に非線形特性を考慮したひずみ軟化特性を有する岩盤材料特性が適しているものと結論付けられる。

6. まとめ

本論文では、空洞掘削に伴う周辺岩盤のゆるみ領域を塑性領域と非塑性領域に区分して定義し、各種岩盤計測挙動から空洞掘削により地山の力学特性が変化したゆるみ領域とそれに包含されて耐荷力を失った塑性領域の評価方法を示した。そして、実際の大規模地下空洞掘削時の着目測線における各種岩盤挙動計測結果の分析により、以下の塑性領域の評価方法の妥当性を確認した。

- ①区間変位：急激な区間変位・ひずみの増大挙動
- ②鉛直ひずみ：急激な圧縮ひずみの減少挙動
- ③岩盤応力：応力増分後の急激な応力減少挙動
- ④AE計測：AE発生数の急増後の減少挙動

なお、当該地点における上記挙動から評価された塑性領域に対応する区間ひずみは0.3%であり、一軸圧縮強度の下限値（平均値－標準偏差）の限界ひずみに相当する。

岩盤挙動計測結果から大規模空洞掘削時のゆるみ領域および塑性領域が評価できたことにより、この領域および変形挙動を表現し得る岩盤の力学特性について、解析的に検討した結果、以下のことが判明した。

- ①残留強度までのひずみ軟化特性を考慮した解析手法を用いることにより、当該地点における大規模空洞掘削時のゆるみ領域（塑性領域）、変形挙動および盤下げに伴う応力変化などの特徴的な岩盤挙動を表現できることが判明した。
- ②解析結果と実岩盤でのゆるみ領域の比較によれば、ひずみ軟化特性を考慮した場合、解析結果の破壊領域と実岩盤の塑性領域がほぼ整合し、その外周のせん断応力の大きな領域がゆるみ領域内の非塑性領域に対応する。

上記のことから塑性領域は、ひずみ軟化解析での破壊領域として定義できるが、ゆるみ領域内の非塑性領域については、変位・応力挙動と新規亀裂の発生および既存亀裂の開口変化との関係が明確になっておらず、解析的に非塑性領域を評価するまでには至らなかった。ゆるみ領域の非塑性領域を明確にするには、亀裂の開口量と岩盤の力学特性の関係を把握し、ゆるみ領域の非塑性領域の力学的な評価およびひずみ軟化解析手法による変位・応力挙動との関係について検討する必要がある。

また、本解析手法は連続体解析であるが、岩盤の破壊のメカニズムは、本来、節理が開口し、耐荷力を失って応力が解放されるものと考えられる。これは、節理がランダムに分布する場合には、微小節理

が徐々に開口し、比較的小さなひずみレベルから非線形特性を示し、岩盤構造が大きく変化した状態で応力を受け持てなくなり、残留強度まで応力を解放する現象が連続体でのひずみ軟化挙動に近かったものと考えられる。しかし、図-4の埋設ひずみ計測結果に見られるような岩盤の不連続性に起因すると考えられる圧縮ゾーン（2つの圧縮ひずみのピーク位置）の形成は、連続体解析では表現できない。また、計測結果の塑性領域は、左右側壁で非対称となっており、この原因として、図-1の高角度節理による流れ目（鉄管路側）、差し目（放水路側）の影響があるものと考えられる。これらを解明するには、卓越節理が介在する岩盤の変形・破壊メカニズムと力学特性の関係を把握する必要があり、今後の課題としたい。なお、当該地点においては、応力～ひずみ関係に非線形特性を考慮したひずみ軟化解析により空洞掘削時の岩盤挙動を表現できたが、他地点での適用性についても今後検討する予定である。

参考文献

- 1) 本島勲：地下空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水性の変化に関する計測，第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.199-204，1984。
- 2) 中田雅夫，小瀬幸雄，佐々木勝司，福岡敏夫：岩盤空洞周辺の緩み領域の調査について，第23回岩盤力学に関するシンポジウム論文集，pp.16-20，1991。
- 3) 石塚与志雄，斉藤章，泉谷泰志：不連続性岩盤のトンネル交差部におけるゆるみ領域の計測結果について，土木学会論文集，No.475/III-24，pp.129-136，1993。
- 4) 吉岡尚也，杉原弘造，谷本親伯，木山英郎：空洞周りの緩み域の現場計測とその評価方法について，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.617-622，1994。
- 5) 中山昭彦，山田文孝，打田靖夫，川谷健，櫻井俊輔：岩盤のゆるみ評価のための真空透気試験，土木学会論文集，No.575/III-40，pp.9-24，1997。
- 6) 木梨秀雄，畑浩二，松井裕哉，杉原弘造：AE計測を利用した坑道掘削による影響領域について，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.611-616，1998。
- 7) 櫻井俊輔：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。
- 8) 第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，パネルディスカッション，pp.378-387，1991。
- 9) 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地下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.
- 10) 石田毅, 金川忠, 矢田篤, 田中正弘: 空洞掘削時の応力再配分に着目したゆるみ域測定法の提案, 土木学会論文集, No.457/III-21, pp.41-50, 1992.
 - 11) Ishida, T. & Uchida, Y.: Strain monitoring of borehole diameter changes in heterogeneous jointed wall rock with chamber excavation ; estimation of stress redistribution. *Engineering Geology* 56, pp.63-74, 2000
 - 12) 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, 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.
 - 13) 小山俊博, 南部茂義, 小松崎勇一: 地下 500m の大規模空洞, 東京電力葛野川地下発電所, トンネルと地下, 第 28 巻 1 号, pp.37-45, 1997.
 - 14) 工藤奎吾: 地下発電所空洞の掘削挙動について, 第 13 回岩盤システムセミナー, システム総合研究所, pp.143-180, 1996.
 - 15) 桜井春輔: NATMにおける現場計測と管理基準値, 土と基礎, 34-2(337), pp.5-10, 1986.
 - 16) 地盤工学会: 岩盤構造物の設計法に関する研究報告書, 岩盤構造物の設計法に関する研究委員会報告, pp.56-58, 1997.
 - 17) 川本發万, 石塚与志雄: ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削時の解析, 土木学会論文集, No.312, pp.107-118, 1981.
 - 18) 堀井秀之, 宇野晴彦, 吉田秀典, 芥川真一, 打田靖夫, 森川誠司, 山辺正, 多田浩幸, 京谷孝史, 伊藤文雄: 節理性岩盤を対象とした各種解析手法による要素解析結果の比較, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.229-240, 2000.
 - 19) 本島睦, 日比野敏, 林正夫: 岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発, 電力中央研究所報告, No.377012, 1978.
 - 20) 堀井秀之, 宇野晴彦, 吉田秀典, 芥川真一, 打田靖夫, 森川誠司, 山辺正, 多田浩幸, 京谷孝史, 伊藤文雄: 等価連続体解析手法による塩原発電所空洞掘削時挙動の比較検討, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.211-227, 2000.

(2000. 12. 12受付)

ANALYSIS AND EVALUATION OF EXCAVATION LOOSENED ZONE AROUND CAVERNS BASED ON IN-SITU MEASUREMENTS

Haruhiko UNO, Yoshiaki TASAKA, Tsuyoshi ISHIDA, Yoshiaki MIZUTA
and Keigo KUDO

Based on the analysis of various in-situ measurement data collected during excavations of pumped-storage powerhouses located in deep ground, a concept that divides the excavation disturbed zones into plastic and non-plastic zones around underground openings is proposed in this study. A method to evaluate the excavation disturbed zones and the plastic zones based on measurement results of tangential stress and strain, radial interval strain, AE and joint behavior is developed. The validation of the method is carried out using real measurement data from Kazunogawa powerhouse cavern. Finally, a comparative study is performed by changing material properties in zones defined according to the proposed concept, and approaches to determine the rock mass mechanical properties which can predict the rock mass deformation behavior reasonably well are discussed.