

堆積軟岩での発破による掘削影響の 現場計測に基づく検討

杉原弘造¹・亀村勝美²・二宮康郎³

¹正会員 動力炉・核燃料開発事業団 東濃地科学センター (〒509-51 岐阜県土岐市泉町定林寺959-31)

²正会員 工修 大成建設株式会社 土木本部土木設計計画部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿1-25-1)

³正会員 工修 株式会社大林組 東京本社土木技術本部企画部 (〒113 東京都文京区本郷2-2-9)

強度が約5MPaの堆積軟岩中の地表下約140mに水平坑道を発破工法により掘削し、地質観察、各種力学調査、水理試験、数値解析を行い、坑道周囲の力学的、水理学的性状の変化した岩盤領域の広がりや物性および、その計測と解析の手法を研究した。その結果、既存の計測解析技術により坑道壁面から約1mの範囲に発破の衝撃により発生したと推定される、健岩部と比較して弾性波速度と変形係数が低下し、透水係数が上昇した岩盤領域が計測された。また、岩盤の変形挙動を正確に解析するためには、切羽の進行、岩盤の応力条件、掘削の影響を受けた岩盤領域をモデルに考慮することが必要であることが分かった。一方、弾性波トモグラフィ結果を評価する上での留意点、水理試験機器の開発必要性が明らかとなった。

Key Words: excavation disturbance, blasting, sedimentary soft rock, rock property change, in-situ measurement, numerical simulation

1. はじめに

岩盤中に坑道などの空洞を掘削すると、その周辺の岩盤は掘削の衝撃や岩盤応力の変化、地下水圧の低下などの影響を受け、力学的、水理学的性状が変化する。このような坑道掘削の周辺岩盤への影響（以下、掘削影響）に関して、これまでの研究では掘削影響を受けた岩盤領域（以下、掘削影響領域）を、いわゆる「ゆるみ領域」として捉え、主に支保設計を念頭においた力学的安定性の評価という観点から、弾性波速度などを指標とした現場計測などが行われてきた¹⁾。また、石油の地下備蓄に関連する研究では、特に水封式の場合、石油の封入性の評価という観点から、周辺岩盤の透水性や地下水流動場の変化など水理学的影響の現場計測と解析も行われてきている²⁾。一方、地下発電所のような大規模地下空洞掘削に関する研究でも、岩盤変位と個別の亀裂の変位の関係など、詳細な現場計測と解析も行われている³⁾。

これらの研究により、坑道周囲の岩盤の弾性波速度の分布、岩盤変位と亀裂状態の関係、掘削に伴う岩盤の力学的、水理学的物性の変化などが明らかとなってきている。しかし個々の研究では対象として

いる現象が個別の力学的なものや水理学的なものに限られている場合が多く、力学的、水理学的な観点から掘削影響を総合的に評価した例⁴⁾は少ない。また、これらの研究の多くは、石油備蓄や地下発電所のような大規模地下掘削に関するものであり、いわゆる硬岩を対象とした研究である。

掘削影響は、岩盤の地質や空洞の深度、地下水圧など岩盤条件によって現われかたが異なる現象であると考えられることもあり、坑道掘削時の岩盤の力学的、水理学的挙動が詳細に把握されているとは言えないのが現状であると考えられる。掘削影響の正確な理解は、空洞の設計や掘削工法の選定、および空洞の安定性評価にとって重要であり、地下空間の利用を安全、効率的に行うために有益であると考えられる。

このような掘削影響の研究に関する現状認識に基づき、いわゆる軟岩に分類される新第三紀堆積岩を対象とし、実際に坑道を掘削して掘削影響に関する研究を行った。本論文では、この坑道掘削に伴う岩盤の力学的、水理学的物性の変化、坑道掘削時の岩盤変位挙動などの各種の現場計測と数値解析による総合的な評価結果を報告する。あわせて、掘削影響評価の観点から、計測解析技術の有効性と技術開発課題についても検討した。

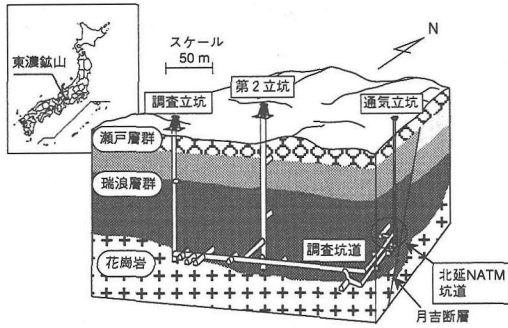


図-1 東濃鉱山の位置と坑道・地質構造概要

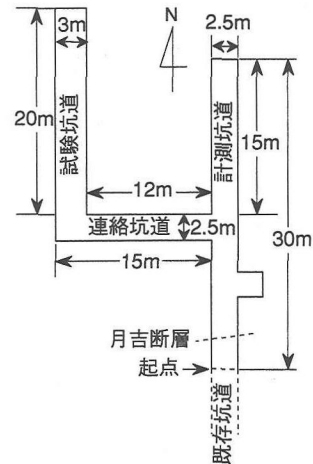


図-2 坑道配置図

2. 計測方法

(1) 計測地点周辺の地質概要

現場計測は岐阜県土岐市にある動力炉・核燃料開発事業団（以下、動燃）の東濃鉱山で実施した。東濃鉱山の周辺の地質構造と坑道配置を図-1に示す。基盤は白亜紀末の土岐花崗岩であり、それを新第三紀中新世の瑞浪層群が覆う。さらにその上位には、新第三紀鮮新世～第四紀更新世に堆積した瀬戸層群が不整合に覆う。瑞浪層群は下位より、土岐夾炭累層、明世累層からなり、後述する月吉断層より北には、その上位に生俵累層が存在する。土岐夾炭累層は花崗岩質の基底礫岩層によって上部層と下部層に分けられる。

東濃鉱山の坑道は、3本の立坑と土岐花崗岩と瑞浪層群の不整合直上に展開する水平坑道とから成る。本研究のための現場試験が行われたのは、水平坑道の最奥部に当たる北延NATM坑道と呼ばれる坑道部分である（図-1）。北延NATM坑道を含め、水平坑道の大部分は土岐夾炭累層下部層内に展開している。

土岐夾炭累層下部層は非海成層であり、花崗岩や石英斑岩の礫を含む基底礫岩層の上位は青灰色～緑灰色の泥岩、砂岩が卓越し、厚さ数mの細礫～中礫岩、炭質泥岩～砂岩、亜炭を含む。

図-1に示したように、この地域には月吉断層と呼ばれる断層が存在する。この断層は走向が $N80^{\circ}W$ 、傾斜が $70^{\circ}S$ であり、落差が約30mの逆断層である。

(2) 坑道の仕様と掘削方法

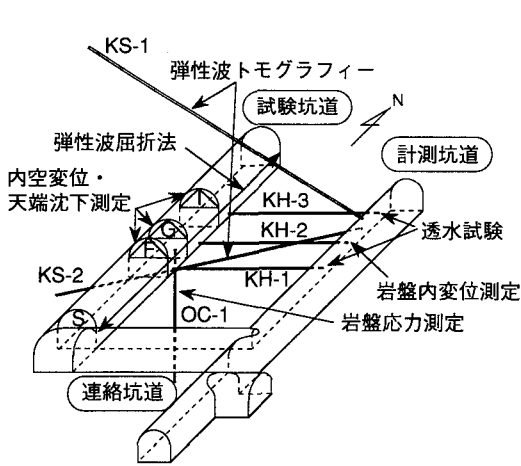
北延NATM坑道の詳細な坑道配置を図-2に示す。北延NATM坑道は、計測坑道、連絡坑道、試験坑道の3つの部分より構成される。まず、既存の鉱山坑

道（以下、既存坑道）から北に向かって坑道を30m掘削した。この坑道は主に計測作業に用いたので計測坑道と呼ばれる。計測坑道は既存坑道の終端部（以下、起点）より3m付近で月吉断層と交差した。次に、起点より12.5mの地点から西に向かって坑道を15m掘削した。この坑道は計測坑道と試験坑道を連絡しており連絡坑道と呼ばれる。最後に、連絡坑道の終端から北に向かって20m掘削したのが試験坑道であり、この坑道の掘削に伴い発生する周辺岩盤への影響を本研究の対象としている。

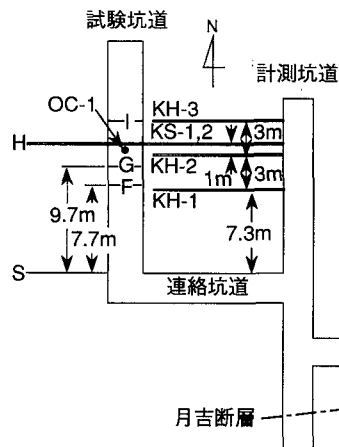
各坑道の断面形状は坑道の力学的安定性に配慮し馬蹄形とした。断面寸法は、計測坑道と連絡坑道は既存坑道（幅2.3m、高さ1.9m）との連結が容易であることから、幅および高さを2.5mとした。試験坑道は、掘削影響の程度と広がりをする限り大きくし、計測を容易にするため、断面を大きくするとともに、支保工を最小限とした。また、分割して発破した場合、掘削影響が複雑になるため、全断面発破が可能な範囲で最も大きな断面寸法である幅および高さ3mを選定した。

坑道の掘削は全て発破により行った。岩盤の強度からは機械掘削も可能であるが、立坑直径が小さくTBMなどの掘削機械の搬入が困難であること、工法比較のためには発破による研究も必要なことから、今回の研究では発破による掘削を採用した。

支保には、支保と岩盤の密着性が良く、岩盤と支保のモデル化が容易であると予想されたので、NATMを採用した。試験坑道では、ロックボルト（ $D25 \times 1.5m$ ）を天端、肩部、腰部に計5本、施工した。吹き付けコンクリートは、掘削影響の発生を抑制しないように、掘削後の計測が終了するまでは最



(1) 鳥瞰図



(2) 平面図

図-3 坑道および計測地点の配置図

表-1 計測項目項目一覧表

| | 内容 | 数量 | 備考 | |
|---------|------------------------------------|------------|-------------------|----------|
| 現場計測 | 坑道壁面地質観察 | 発破毎 | | |
| | 岩盤変位測定 ・内空変位・天端沈下測定 ・岩盤内変位測定 | 12測線 6点 | F, G, I 断面 H断面 | |
| | 弾性波速度測定 ・屈折法 ・トモグラフィ | 1測線 2回 | 試験坑道東側壁面 | |
| | 岩盤応力測定 | 3点 | KS-1,2孔 OC-1孔 | |
| | 透水試験 | 4点 | KH-1,3孔 | |
| | 室内試験 | 単位体積重量試験 | 6点 | KS-2孔のコア |
| | 一軸圧縮試験 | 6点 | KS-2孔のコア | |
| 弾性波速度試験 | 30点 | KS-1,2孔のコア | | |
| | 透水試験 | 4点 | KH-1,3孔のコア | |

小限の掘削面保護として吹付け厚を1cmに留めた。掘削後の計測が終了した後の最終的な吹付け厚は7cm以上である。発破には2号複ダイナマイト(φ25, 100g)とDS電気雷管(瞬発～6段)を使用した。試験坑道の掘削では、1切羽当たり平均33本の発破孔を削孔し、平均ダイナマイト使用量は0.84kg/m³、1発破の平均掘進長は1.06mであった。

(3)計測の項目と地点

表-1に現場計測および室内試験の項目、数量、位置などを、図-3に現場計測のための試験孔および断面の位置を示す。

内空変位・天端沈下測定、岩盤内変位測定、岩盤応力測定は岩盤の力学挙動の把握およびその数値解析を行う際の初期条件の設定や解析結果の検証に用いるデータ取得のために実施した。弾性波のトモグラフィと屈折法は掘削影響領域を弾性波速度の変化から把握すること、透水試験は掘削影響領域を透水係数の変化から把握することを目的として行った。

図-3に示したS断面は連絡坑道の北側壁面であり、試験坑道の起点である。

試験孔のKH-1,2,3は計測坑道から水平に11.5m掘削した。KS-1,2は試験坑道をはさむように掘削されており、KS-1は上向き30°で長さは27m、KS-2は下向き13°で長さは24mである。

内空変位・天端沈下測定はF,G,I断面において実施した。内空変位は東亜測器製の内空変位計(TE-MB型)により、天端沈下はレベル測量により測定した。

岩盤内変位測定は、連絡坑道、試験坑道の掘削に先立ってKH-2に東亜測器製の岩盤内変位計(EM-150-M型)を設置して実施した。試験坑道予定壁面より0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 4.0, 6.0mの計6点にアンカーを設け、この各点での変位を試験坑道掘削前から計測した。

弾性波トモグラフィ調査はKS-1,2間で実施した。本調査では、岩盤の初期状態を知るために試験坑道掘削前に試験坑道に垂直な二次元断面内の詳細な弾性波(P波)速度分布を求めておき、次に試験坑道掘削後に同様な測定を行って速度分布を求め、両者の差を取ることで、坑道掘削によって生じた弾性波速度変化領域を調べた。起振には電気雷管を用いた。試験坑道掘削後の測定では坑道内にも起振点を設けた。

弾性波屈折法調査では、試験坑道の東側壁面のスプリングライン下50cmのところ延長20mの測線を設けた。発振には電気雷管、受振には地震計を用いた。

岩盤応力測定は、岩盤が粘土分を含む堆積軟岩でスレーキングを起こしやすく、孔底に張り付けるタイ

表-2 室内試験結果一覧表

| 試験名 | 数量 | 項目 (単位) | 平均 | 最大 | 最小 |
|--------|-------|---------------------------|-------|-----------------------|-------|
| 単位体積重量 | 6 試料 | 湿潤密度 (g/cm ³) | 1.95 | 2.32 | 1.79 |
| | | 空隙率 (%) | 37.5 | 47.3 | 20.1 |
| 弾性波速度 | 24 試料 | V _p (km/s) | 2.12 | 2.89 | 1.56 |
| | | V _s (km/s) | 0.693 | 1.04 | 0.245 |
| 一軸圧縮試験 | 6 試料 | 一軸強度 (MPa) | 4.87 | 7.36 | 2.03 |
| | | 弾性係数 (GPa) | 1.24 | 1.77 | 0.977 |
| 透水試験 | 4 試料 | 透水係数 (cm/s) | 注1 | 4.86×10 ⁻⁹ | 注1 |

注1 ; 半数は10⁻⁹cm/s以下

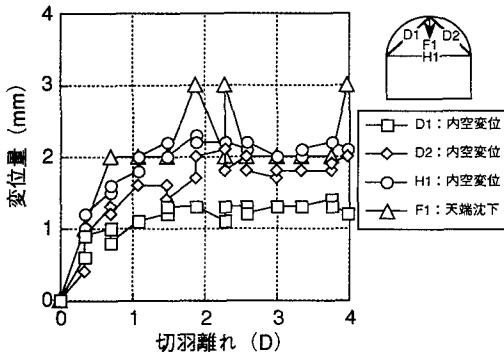


図-4 F断面での切羽離れと内空変位・天端沈下の関係

プのひずみ計を用いることができないため、電中研式の8成分ゲージを用いた応力解放法⁵⁾により実施した。試験坑道掘削後、鉛直下向きに掘削したOC-1で3点測定した。試験坑道の影響を避けるため、坑道底面から9m (3D) 以上離れた位置で測定した。

透水試験はKH-1,3の試験坑道壁面から0.5~1.0m および1.4~2.5mの区間で実施した。測定は低圧ルジオン試験⁶⁾により試験坑道の掘削前後に行い、透水係数の変化を調べた。

(4)室内試験結果

室内試験は単位体積重量試験^{7),8)}、弾性波速度試験⁹⁾、一軸圧縮試験¹⁰⁾、透水試験¹¹⁾を行った。試験用試料は現場試験項目と一致するように、弾性波速度試験の試料はKS-1,2から24試料、透水試験の試料はKH-1,3の現場測定区間近傍から4試料を採取した。その他の試験の試料はKS-2から6試料ずつ採取した。

試験結果を表-2に示す。

3. 現場計測結果

(1)坑道壁面地質観察

坑道壁面観察で見られた岩種は、主として泥岩、

砂岩および礫岩である。泥岩および砂岩は、共に比較的硬く、光沢のあるシャープなクラックが見られるが、固結度の低い部分も見られ一様ではなかった。砂岩は、砂分やシルト分を含み青色または灰色がかっていた。また壁面での岩色が掘削後数時間で変色するなど、風化が速く進行することが伺われるが、いわゆる膨張性ではない。一方、礫岩には粒径1~3mmの石英や長石類の礫が多く見られ、部分的には1cm大の礫も含む。マトリックスは、粘土質で固結度の低い部分が主体であるが、一部では続成が進み硬質な状態になっている部分も認められた。一般的に、自立性は良い地山である。これらの岩種は明確には境界が引きにくく、漸移しながら変化していたり、互層状あるいはレンズ状を呈していることが多い。

(2)内空変位・天端沈下測定

図-4にF断面における内空変位・天端沈下と切羽離れ(切羽と計測位置の間の、切羽の進行方向での距離、以下同じ)との関係図を示す。切羽離れは試験坑道の大きさ(D, ここでは3m, 以下同じ)を単位として示してある。内空変位・天端沈下の変化は切羽離れ2Dでほぼ収束し、3Dでは完全に収束している。また、測定値のばらつきから、計測精度は、内空変位で0.3mm程度、天端沈下で1mm程度であると推定される。

図-5に、各断面の変形モード図を示す。この図では、切羽離れが2Dの時点での内空変位および天端沈下の測定値に基づき、天端は鉛直に下がり水平測線は水平を保つと仮定して表示してある。また、変位量は図のスケールに対し100倍で示した。F断面およびG断面では概略的にはほぼ等方的に坑道が縮んでおり、岩盤物性が均質・等方的であることや岩盤応力が静水圧的であることが推定される。I断面では左側の側壁が非常に大きく押し出されたような変形モードになっている。これは坑壁観察によると、左側側壁に亀裂があり、これが開口して大きく変形した

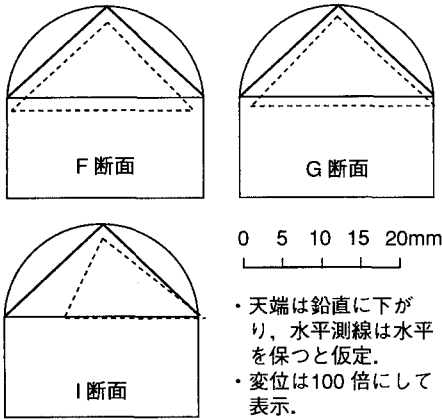


図-5 切羽離れ2Dでの各断面の変位モード

ためと推定される。また、右側側壁が岩盤側へ押し出したような結果となったが、これは天端は鉛直に下がり水平測線は水平を保つと仮定しているため、実際はほとんど変位していないか、わずかに内空側へ変位していると推定される。

(3)岩盤内変位測定

KH-2孔で計測された試験坑道掘削中の岩盤変位と切羽離れの関係を図-6に示す。図ではマイナスが坑道断面の伸びを、プラスが坑道断面の縮みを表す。今回の試験では、併設する計測坑道から試験坑道の掘削に先立ち岩盤内変位計を設置したので、計測断面に切羽が到達する以前からの変位（先行変位）から、切羽が通過して計測断面での岩盤変位が安定するまでの全変位を連続して測定することができた。先行変位を含めた岩盤内変位の全変位と切羽の進行との関係から、三次元的な切羽の進行の岩盤変位に対する効果を議論することができる。

図-6を見ると、坑壁から1.0mの地点は、明らかに切羽が計測断面に到達する前で変位しており、先行変位が見られる。また、坑壁から4.0mの地点で顕著に見られるように、坑壁から離れた地点の変位は、急激ではなく徐々に収束に向かう傾向が認められる。坑壁より2D（6.0m）離れた地点は、ほとんど変位していない。坑壁から0.5mの地点は他の地点とは逆の伸び方向へ変位しており、これは発破による衝撃によりアンカー付近が損傷を受けたためと思われる。また、変位が安定している時のデータのバラツキがほとんど無いことから、測定精度は0.1mm以下であると言える。

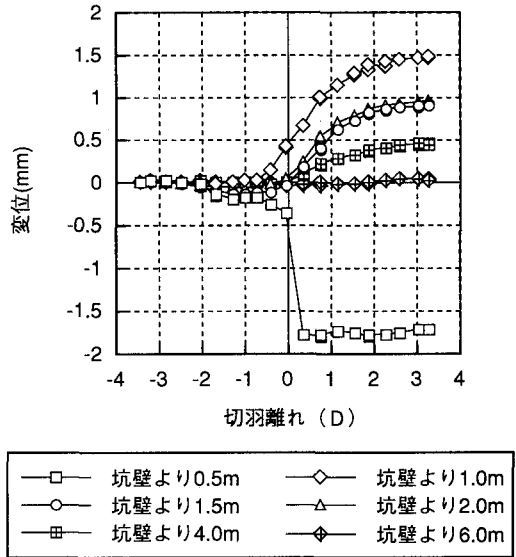


図-6 切羽離れと岩盤内変位の関係

(4)弾性波トモグラフィー調査

a)試験坑道掘削前の結果

試験坑道掘削前の速度分布断面図を図-7(a)に示す。図より、解析対象断面の大部分は2.2~2.4km/sのほぼ一様な速度分布であることがわかる。特徴としては、KS-1孔の孔底付近が他より低速度であること、KS-2孔の孔底付近が他より高速度であることなどが挙げられるが、他の部分との速度コントラストは極めて小さい。

b)試験坑道掘削後の結果

ここでは、試験坑道掘削前と同一の起振点・受振点のデータに加え、試験坑道内の起振点・受振点のデータも使用しているが、例えば、試験坑道下端とKS-1孔との間で測定した場合のような、物理的に伝播経路が予測できないような走時データセットは除いてある。試験坑道掘削後の速度分布断面図を図-7(b)に示す。図を見ると、試験坑道の周囲に岩盤の健全部と比べて低速度の部分が分布している。図-7(c)に試験坑道掘削前後の速度分布変化図を示す。これより、試験坑道掘削後は、掘削前に比べ試験坑道の周囲で速度が低下していることがわかる。速度が10%以上低下した領域は、坑壁から0.8~1.5mの範囲で、試験坑道の上側は下側より大きく、切羽に向かって右側は左側より大きい。また、速度の低下量は最大25%程度（試験坑道の右側）に達している。

(5)屈折法調査

屈折法の測定結果の解析は萩原のはぎとり法¹²⁾に

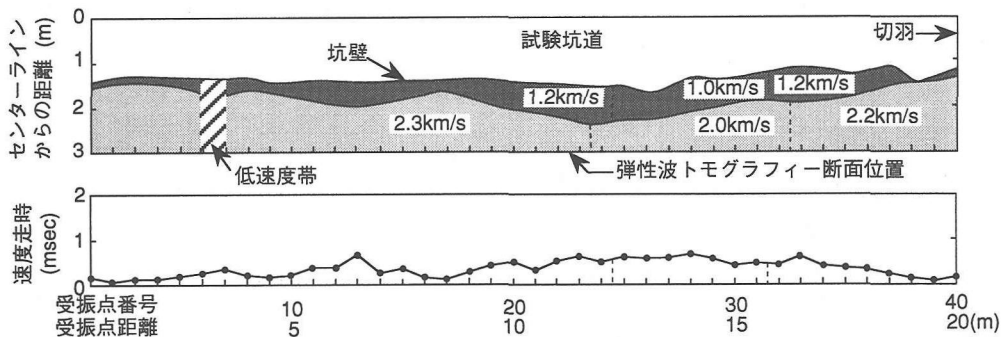
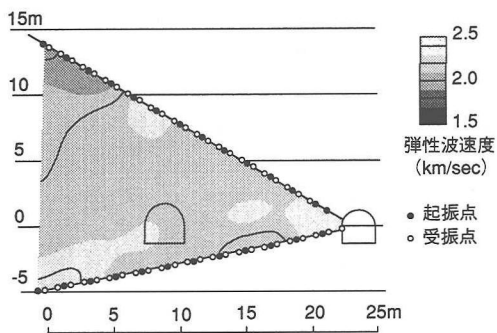
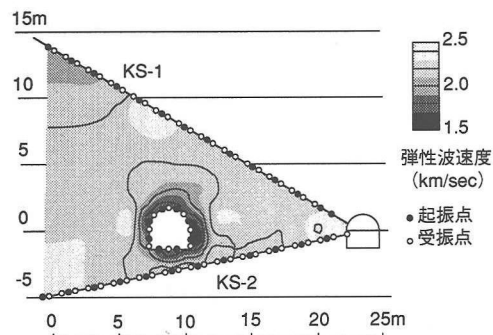


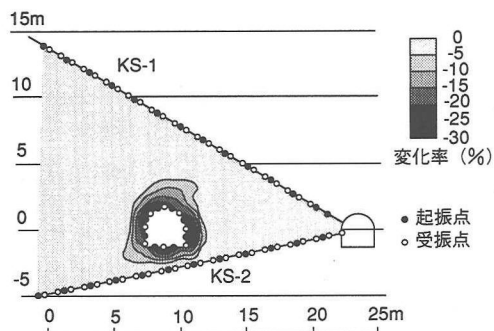
図-8 弾性波屈折法 解析結果図



(a) 試験坑道掘削前の弾性波速度分布



(b) 試験坑道掘後の弾性波速度分布



(c) 試験坑道掘削に伴う弾性波速度の変化率分布

図-7 弾性波トモグラフィー測定結果

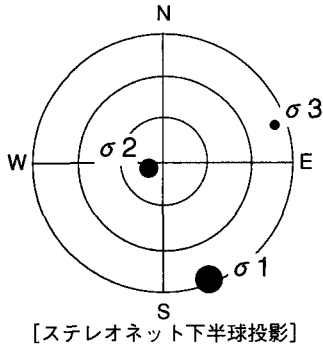
よった。図-8に屈折法調査の結果を示した。受振点番号は連絡坑道側から1,2,3,...で、試験坑道の奥の切羽に最も近いところが40である。表層の層厚は、深度走時の大きいところでは厚く小さいところでは薄い。図-8下の図の深度走時図をもとにその層厚を計算し、走時曲線に合致するよう修正した最終的な結果が図-8上の図の速度分布断面図である。図より、表層の層厚は受振点番号1~10,17番付近および38~40で0.1~0.3mと薄く、それ以外の13番付近と19~35では0.5~0.8mと厚くなっていることがわかる。また、新鮮な岩盤の速度値は、受振点番号1~23で2.3km/s, 24~32で2.0km/s, 33~40で2.2km/sである。走時曲線の形状から、表層部と岩盤の新鮮部との境界は漸移しているのではなく、比較的明瞭に分かれているものと推察される。弾性波トモグラフィーの測定断面と屈折法弾性波探査の測線との交点は、受振点番号22と23の間であり、図中に矢印で示した。この交点での屈折法弾性波探査の結果は、表層は速度が1.2km/s, 層厚が0.8m, それ以深の岩盤の速度は2.3km/sである。

(6) 岩盤応力測定

岩盤応力測定結果を、図-9に示す。これは3点での計測結果を平均したものである。岩盤応力は、南北方向に一番大きく、東西方向に一番小さい値を示している。

一般に、鉛直方向の応力は土被り圧程度であり、水平方向の応力は、現在の周囲の地形の影響や過去の地形の影響による残留応力、地殻応力等の影響を受けて様々な値を取ると考えられる。計測結果では、南北方向と東西方向の岩盤の応力の比は約2:1である。また、鉛直方向の応力は土被り圧の2/3程度と小さめである。

南北方向の応力が大きい原因は、過去に月吉断層という逆断層を生じさせた地殻応力の残留の影響が



【ステレオネット下半球投影】

| | | |
|------------|---------------|---------|
| $\sigma 1$ | : N17.0W1.9S | 2.85MPa |
| $\sigma 2$ | : N83.9E80.3W | 1.99MPa |
| $\sigma 3$ | : N107.3W9.5E | 1.30MPa |

図-9 応力解放法による岩盤応力測定結果

考えられる。鉛直応力が土被り圧より小さいことは、その後の計測でも確認されている¹³⁾。現在の地形が比較的平坦な丘陵地帯であることから直接的な理由は見当たらない。測定地点は月吉断層の北側22mの下盤側に位置しており、この影響により応力場が乱されている可能性が考えられる。また、岩盤の剛性が部分的に異なる場合、剛性が低い部分の応力が小さくなるのが指摘されており¹⁴⁾、測定地点は周囲の岩盤に比べて剛性が低い可能性もあるが、詳細は不明である。

(7)透水試験

表-3に透水試験結果を示す。KH-1孔、KH-3孔共に、0.5~1.0m区間は掘削後の測定では10KPa未満の水圧で試験坑道へ漏水した。両孔共に孔の先端から試験坑道までの距離が0.5mほどであり、試験坑道掘削によって地山の緩みが生じ割れ目が開いて試験坑道の坑壁に直結したものと考えられる。1.4~2.5mの区間の透水係数は試験坑道掘削前後で1オーダー以内の透水係数の変化が認められるが、0.5~1.0m区間の変化と比較すると変化量は格段に小さく、試験坑道掘削による影響は小さい。以上のことから、水理学的な掘削影響領域の範囲は少なくとも試験坑道坑壁から1.4m以内におさまっていると判断できる。

4. 数値解析

(1)解析方法

数値解析は、試験坑道掘削前に得られた情報に基づいた予測解析と試験坑道掘削後の計測結果を踏まえた事後解析を行った。予測解析では室内試験などの結果に基づいて物性値などを設定し、岩盤変位な

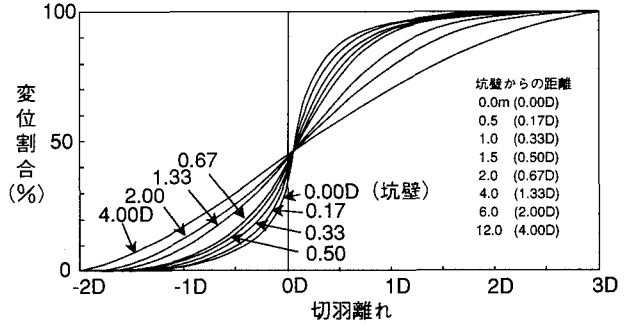


図-10 岩盤内変位計測位置の変形特性曲線

表-3 KH-1,3での透水試験結果

| 試験孔番 | 試験区間 (試験坑道坑壁より) | 透水係数(cm/s) | |
|------|--------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| | | 試験坑道掘削前 | 試験坑道掘削後 |
| KH-1 | 1.4~2.5m | 2.79×10^{-7} | $\rightarrow 1.11 \times 10^{-7}$ |
| | 0.5~1.0m | 測定限界以下 | $\rightarrow * 2.09 \times 10^{-2}$ |
| KH-3 | 1.4~2.5m | 6.54×10^{-6} | $\rightarrow 8.80 \times 10^{-5}$ |
| | 0.5~1.0m | 6.42×10^{-6} | $\rightarrow * 4.45 \times 10^{-3}$ |

* : 試験坑道坑壁より漏水あり

どを予測した。事後解析では現場計測結果に基づきモデルを見直し、そのモデルにより岩盤変位などについて実測と解析を比較し、現象の理解やモデル化手法の検討を行った。解析手法は平面ひずみモデルを仮定した二次元の有限要素法を用い、鉛直二次元断面での弾塑性解析を行った。

鉛直二次元断面での解析により坑道の掘削に伴う岩盤の力学的挙動を考える場合、切羽近傍で応力場が変化しているため、切羽の進行に伴う岩盤の三次元的な力学的挙動を考慮することが必要である。特に今回は併設された坑道から設置された岩盤内変位計により、切羽が計測対象断面に到達する以前からの変位が計測されているため、切羽が計測断面まで到達する以前や通過した後の岩盤変位の計測・解析結果を比較・検討することが可能である。

岩盤の三次元的な挙動は、岩盤中に円形坑道を掘削した場合の三次元弾性解析の結果に基づいて考慮した。図-10に三次元解析により得られた切羽距離と変位割合の関係を示す。図には岩盤内変位を計測した位置に合わせて、坑壁からの距離毎に関係を示した。縦軸の変位割合は変位量を最終的な変位量で正規化したものである。これによると変位は切羽が計測断面に到達する以前に発生し始めており、坑壁から離れているほど変位の始まりが早く収束するのが遅い。

0 5 m

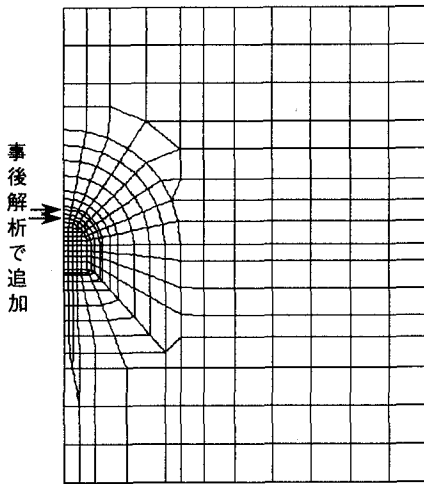


図-11 解析メッシュ図（事後解析）

注) 予測解析に使用したメッシュに矢印で示した分割を追加した。

今回の解析では、(1)初期状態、(2)解析断面に相当する部分を1m掘削した時点で、支保を施す前の状態、(3)掘削後に支保を施し切羽が十分離れた状態、の3ステージの解析を行った。各ステージでの切羽離れと応力解放率は、図-10に基づき変位割合を応力解放率に読み替えて、以下のように設定した。これは無支保で1m掘削した後ロックボルトを打設するという実際の施工をモデル化したものである。

ステージ1：初期応力状態（切羽離れ；-2D）

ステージ2：掘削時、無支保で応力解放率は80%（切羽離れ：0.33D）

ステージ3：掘削後、ロックボルトの剛性を付加し応力解放率は100%（切羽離れ；3D）

任意の切羽離れの時の変位は、ステージ1からステージ2までの変位増分と、ステージ2からステージ3までの変位増分を用いて、図-10から読み取った該当する切羽離れ時の変位割合により、それらの間を線形補間し算出した。内空変位については、今回の計測では測定ポイントを切羽の50cm手前に設置し計測を開始したので、この方法により算定した切羽離れが50cm (=0.167D) での変位からの増加分で評価した。

予測解析と事後解析のメッシュ図を図-11に、物性値を表-4に示す。岩盤内変位を計測した位置に節点があるように、事後解析では坑道周囲に掘削影響

表-4 解析に用いた物性値

| | 予測解析 | 事後解析 |
|--|--------------------------------|---------------------------------|
| 初期岩盤応力 鉛直応力 水平応力 | 2.9MPa 2.4MPa | 2.0MPa 1.5MPa |
| 岩盤の物性値 健全部 変形係数 ポアソン比 粘着力 内部摩擦角 | 980MPa 0.3 1.3MPa 25° | 1470MPa 同左 同左 同左 |
| 掘削影響領域 変形係数 ポアソン比 粘着力 内部摩擦角 | — — — — | 440MPa 0.3 0.39MPa 25° |
| ロックボルト 変形係数 断面積 | 206GPa 5.06cm ² | 同左 同左 |

領域を設けられるようにメッシュを作成した。掘削影響領域の幅は屈折法による弾性波速度測定の結果に基づき80cmとした。

予測解析の初期岩盤応力は土被り圧（土被り150m、密度2.0t/m³とし算定）とし、計測坑道掘削時の変位計測から側方応力が大きいことが推定されたので、ポアソン比を0.45と大きい値を仮定して土被り圧から算定した。岩盤の変形係数は一軸圧縮試験の結果で、6試料中4試料までが977~1049MPaであったため、980MPa (=10,000kgf/cm²) を設定した。ポアソン比、粘着力、内部摩擦係数は以前に北延NATM坑道で採取された試料を用いて行われた室内試験の結果に基づき設定した。予測解析では掘削影響領域は設定していない。ロックボルトの変形係数は鋼の値を用いた。

事後解析の初期岩盤応力は岩盤応力測定結果から解析断面（東西方向鉛直断面）での鉛直応力と水平応力を算出し設定した。せん断成分は無視した。健岩部の変形係数は岩盤内変位の解析結果が実測値と最も良く一致するように試行錯誤により決定したが、その値は室内試験結果と比較して妥当な値である。掘削影響領域の変形係数は、健岩部の平均的なP波速度は2.2km/s、掘削影響領域のP波速度は屈折法の結果から1.2km/sであること、および変形係数が弾性波速度の自乗に比例することに基づき、健岩部の変形係数の30%とした。掘削影響領域の粘着力、

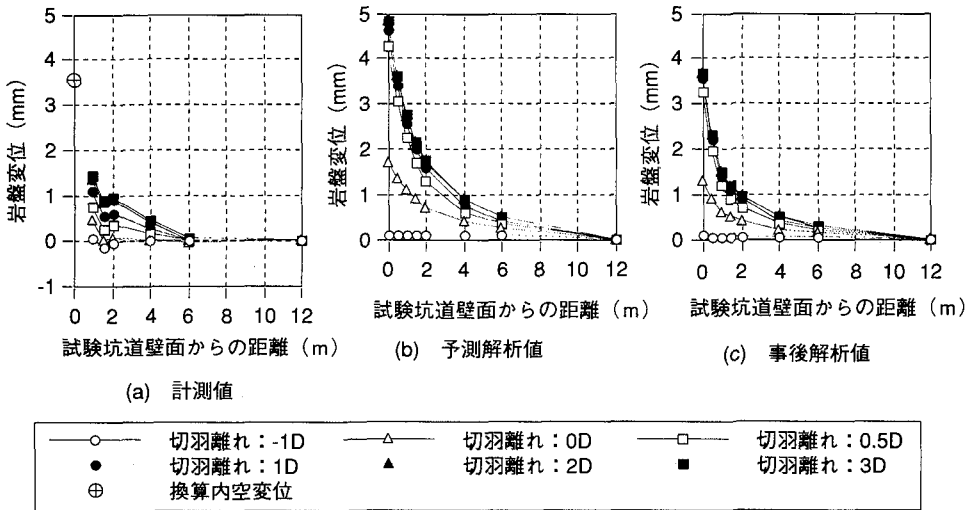
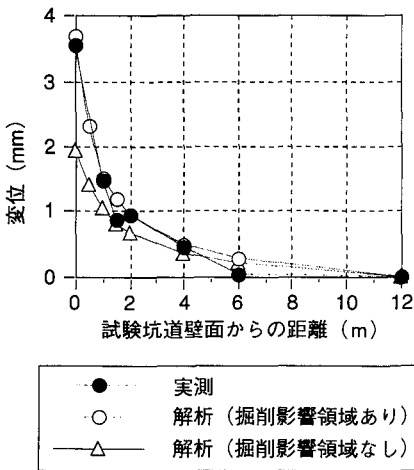


図-12 各切羽離れでの岩盤変位の計測値と解析値



(注：試験坑道壁面(距離0m)での実測値は内空変位より推定)

図-13 岩盤内変位の実測値と解析値の比較

内部摩擦係数は、文献¹⁵⁾によれば泥質岩の破壊後の残留強度特性は内部摩擦角は変化しないが粘着力は低下する傾向が認められることから、粘着力のみ変形係数と同じ比率で低下させた。岩盤のポアソン比、健岩部の粘着力、内部摩擦角、ロックボルトの物性は予測解析と同じである。

(2) 解析結果および計測値との比較

a) 予測解析

内空変位の変形モードについて、予測解析値と計測値とを比較すると、天端沈下については、計測値が2.0~3.0mmであるのに対し解析値は1.8mmとやや小さく、水平方向の変位量については、計測値が

2.3mmであるのに対し解析値は3.1mmとやや大きい。

図-12に、各切羽離れでの岩盤内変位の計測値と予測解析値との比較を示す。(a)は計測値を、(b)は予測解析値を示している。解析では、岩盤内の変位は計測断面に切羽が到達した時点でかなり変位していることがわかる。特に、試験坑道坑壁からの深度が大きいほど切羽の進行に対して早期から変形し始め、逆に深度の浅い地点ほど測定断面を切羽が通過した際に急激に変位する。この傾向は計測値でもやや認められるが、坑壁から0.5mの地点の測定値が得られなかったため詳細は不明である。岩盤内変位の全体の傾向を見ると、解析値の方が2倍ほど大きい。特に、坑壁から6.0mの地点は計測結果によるとほとんど変位しないのに対し、解析結果では大きく変位している。

(a)には、内空変位の計測値を岩盤内変位と比較するために全変位相当量に変換した値も記入した。内空変位、すなわち坑道壁面の変位でも、解析値の方が大きい値を示しているが、岩盤内変位ほどの差はない。このことから岩盤変位は坑壁から1m以内の所で急激に増加していることが予想される。この原因としては、坑壁から1m以内の部分では弾性的に変位しているが、坑壁から1m以内の所では塑性的に変位していることが考えられる。

b) 事後解析

内空変位の変形モードについて、事後解析(掘削影響領域を考慮したモデルでの解析)結果と計測結果を比較すると、水平内空変位は解析の2.2mmに対し計測が2.3mmであり、よく一致している。天端沈

下は解析の1.5mmに対し計測が2.0~3.0mmであり、事後解析の方がやや小さくなった。

図-13に、岩盤内変位の事後解析値と計測値の比較を示す。検討のため図には、掘削影響領域を考慮した場合と他の条件は全く同じで掘削影響領域を考慮しない場合の両方の解析値を示した。試験坑道坑壁から1m以上離れた各地点での変位の計測値は、掘削影響領域を考慮した場合と考慮しなかった場合の中間的な値となっている。一方、坑道壁面での計測値（内空変位の計測値を全変位相当量に換算したものは試験坑道壁面から1mまでの変位に比べ急激に増加しており、掘削影響領域を考慮した場合の解析結果とほぼ一致している。試験坑道坑壁から0.5mでの変位が計測できなかつたので、坑道壁面から1m以内の変位については計測値による確認はできないが、以上のことから事後解析結果は全般に計測値とほぼ一致しているといえる。

図-12の(c)には、各切羽離れでの岩盤変位の事後解析値を示した。これによると最終的な変位分布（切羽離れ3Dでの変位分布）は計測値とほぼ一致しているが、他の切羽位置での変位は全体に解析値に比べ計測値が小さな値となっている。これは実際には切羽の進行に伴う岩盤の変位が解析で予想されるのに比べ遅いことを意味しており、今回、解析に用いた切羽離れと変位割合の関係（図-10）が対象岩盤のそれと一致していないことを示している。

5. 考察とまとめ

(1)計測・解析手法の掘削影響評価に対する有効性

今回の試験では掘削影響領域の広がりと物性を捉えるために、力学的観点からトモグラフィー調査と屈折法による弾性波速度測定、水理学的な観点から透水試験を行った。また、坑道掘削に伴う周辺岩盤の力学的挙動を評価するために、事前に得られた情報に基づく予測解析と、坑道掘削後に得られた情報も考慮した事後解析を行い、岩盤の変位について解析値と計測値の比較を行った。以下に、これらの有効性などについて検討する。

a)弾性波速度測定

坑道周囲の弾性波速度の分布は、トモグラフィー調査では坑壁から岩盤内部に向かって同心円状に徐々に弾性波速度が健岩部の値に近づく結果が得られた。一方、屈折法では坑道周囲の低速度帯と健岩部の二層構造であり、その間は弾性波速度が漸移しているのではなく階段状に変化していた。

坑道周囲の岩盤の弾性波速度が漸移しているのか、階段状に変化しているのかを検討するために、

屈折法で得られた結果に基づいて設定した岩盤モデルを用いて数値解析により、トモグラフィー調査の結果を検証した。この岩盤モデルでは、坑道周囲に弾性波速度が1.2km/s、層厚が0.8mの低速度帯があり、それ以深の岩盤の弾性波速度は2.3km/sである。この岩盤モデルを用いてトモグラフィー調査を行った場合の理論走時を計算し、この走時を用いて弾性波速度分布を逆解析した¹⁶⁾。

その結果、階段状の弾性波速度分布の岩盤モデルの場合でも、トモグラフィー調査では今回の現場計測で実際に得られたと同様の、弾性波速度が漸移している逆解析結果が得られた。一方、屈折法で得られた走時曲線には明瞭な屈折点が認められ、弾性波速度が漸移していることは考えづらい。これらのことから、実際の坑道周囲の弾性波速度分布は階段状に変化していると考えられ、このような場合、弾性波速度測定的手法としてはトモグラフィー調査より屈折法の方が適しているといえる。

b)透水試験

今回の試験では坑道掘削に伴う周辺岩盤の水理特性の変化を把握するために、試験坑道の掘削前後に同一の測定区間で低圧ルジオン試験を行った。坑道掘削後の計測では試験坑道壁面から試験のため注入した水が漏れ出したため、坑道掘削後の透水係数は正確には計測できなかったが、坑道掘削に伴い透水係数が変化していることが確かめられた。坑道壁面近傍の岩盤には発破の衝撃などによりき裂が発生しており、これを通して漏水したものと考えられる。今回の透水試験からは透水係数が変化した領域は、少なくとも1.4m以内としか評価できないが、水理学的な影響範囲は力学的な影響範囲と一致している可能性がある。

現在、一般に用いられている透水試験では、今回用いた低圧ルジオン試験と同様に、拡張パッカーにより計測区間を設定する方法をとるものが多い。この方法ではき裂の発達した岩盤では遮水効果は期待できない。また、坑道壁面から1m程度はパッカー設置に必要であり、坑道壁面近傍では計測することができない。さらに、通常、測定区間長は1m以上であるため、掘削影響領域の幅が1m程度であることから、掘削影響領域内の透水係数の分布を詳しく計測することはできない。

以上のことから、掘削影響領域の水理特性を詳しく計測するためには、き裂が発達した岩盤を対象として10cm程度の狭い範囲の計測ができる、新しい計測機器の開発が必要と言える。このような計測機器については動燃では既に開発を終えて¹⁷⁾、データの取得を進めているところである¹⁸⁾。

表-5 評価手法毎の掘削影響領域の範囲と物性

| 評価手法 | 物性 | 範囲 (m) | 健岩部との比 |
|-----------------------------|--------------|--------------------|----------------------|
| 岩盤内変位計測 | (変位の急増) | 1 | |
| 弾性波速度測定 ・トモグラフィー ・屈折法 | P波速度 P波速度 | 0.8 (1.5) 0.8以内 | 55% (75%以内) 50%以内 |
| 透水試験 | 透水係数 | 1.4以内 | 1 オーダー以上増加 |
| 数値解析 | 変形係数 | 0.8 | 30% |

c)数値解析

事前解析と事後解析の結果から、掘削影響評価の観点を踏まえ、それらの有効性について検討する。

事前解析については、切羽の進行を3次的に考慮したうえで、事前に得られた岩盤の力学的物性値と土被り厚から推定した応力場により解析を行った。この結果、変位量は解析値が実測値の2倍程度、大きい値となったが、変位量と坑壁からの距離や切羽離れとの関係など変位挙動を定性的に把握できた。また、掘削影響評価の観点からは、変位の解析値が、岩盤内変位量に比べて内空変位量との差が小さいことから、坑壁から1m以内での変位量が大きいことが推定された。この岩盤領域が掘削影響領域であることが推定できることから、このような解析により掘削影響領域の範囲を把握できる可能性が示されている。

事後解析では、事前解析の結果と試験坑道掘削中および掘削後に行われた各種調査結果に基づき、解析条件に掘削影響領域と実測による応力場を取り入れることにより、岩盤内変位の量と切羽離れとの関係などを正確に解析できた。このことは、切羽の進行に伴う岩盤の3次的な力学的挙動を考慮すること、岩盤の応力条件を実測結果に基づいて設定すること、掘削影響領域をモデルに考慮することにより、正確に坑道掘削時の岩盤の力学的挙動を解析できることを示している。逆に言えば、正確な解析のためには岩盤応力および掘削影響領域の範囲と物性の測定が必要であると言える。

また、有限要素法により岩盤の力学的挙動を正確に解析できたことは、今回のような岩盤条件下では、岩盤が連続体に近い挙動をしていることを示している。これは硬岩では亀裂が岩盤の力学的挙動を支配していることとは対照的である。

事前解析の段階で正確な岩盤の力学的挙動を解析するためには、掘削影響領域の範囲と物性の推定が必要となる。掘削影響領域の範囲と物性は、深度、

岩盤の強度、工法などにより変化すると推定されるため、今回の結果のみから掘削影響領域の範囲と物性を事前に推定するのは危険である。坑道の試掘と弾性波測定の実施により推定するのが最も確実な方法であると考えられる。また、今回と同様の研究例が蓄積されれば、類似する例を参考に推定することが可能となることは期待される。

(2)掘削影響領域の広がり物性

ここまで示した各種の計測結果に基づく掘削影響領域の範囲をまとめると、表-5のようになる。弾性波トモグラフィーでは、トモグラフィーの結果のみから評価すると掘削影響領域の範囲は坑道壁面から1.5mまでとなるが、弾性波屈折法およびモデル解析の結果から言って、それは0.8mと判断できる。以上のことから、掘削影響領域の広がりには坑道壁面から1m程度、物性は弾性波速度が健岩部の50~60%に低下、変形係数が健岩部の30%に低下、透水係数が1オーダー以上上昇していると言える。

また、今回実施した有限要素法による弾塑性解析の結果、塑性領域の範囲は、予測解析で坑道壁面から45cm、事後解析で80cmの掘削影響領域内、という結果を得ている。このことから今回計測された掘削影響領域の発生原因は、坑道掘削に伴う応力の再配分による応力集中よりは、発破の衝撃が主であると考えられる。ただし、今回の場合より大深度での掘削など大きな岩盤応力条件下での場合には、掘削影響領域の主たる発生原因が坑道掘削に伴う応力の再配分による応力集中となることもあると考えられる。

(3)まとめ

一軸圧縮強度が約5MPaの堆積軟岩中の地表下、約140mに、水平坑道を発破工法により掘削し、坑道壁面地質観察、内空変位・天端沈下測定、岩盤内変位測定、弾性波速度測定（トモグラフィーおよび屈

折法調査), 岩盤応力測定, 透水試験, 数値解析(予測解析および事後解析)を行い, 坑道周囲に発生する岩盤の力学的, 水理学的性状の変化した領域(掘削影響領域)の広がりと物性および, その計測と解析の手法の研究を実施した. これにより以下のような結果が得られた.

- (1)既存の計測技術により掘削影響領域の広がりと物性を十分な精度で評価できた. 今回の試験で評価された掘削影響領域は, 坑道壁面から約1mの範囲に広がっており, その物性は健岩部と比較して, 弾性波速度が50~60%に低下, 変形係数が30%に低下, 透水係数が1オーダー以上上昇していた. また, この掘削影響領域は数値解析の結果から, 主に発破の衝撃により発生したと推定される.
- (2)弾性波速度測定の結果, 掘削影響領域と健岩部の境界は物性が漸移しているのではなく階段状に変化していることが推定された. このような場合, トモグラフィの結果の評価には注意が必要であり, 弾性波速度分布の測定手法としてはトモグラフィよりも屈折法の方が適していると言える.
- (3)既存の透水試験装置では, 今回, 観測された幅が1m程度しかない掘削影響領域の透水係数を詳しく計測することはできなかった. このためには, き裂の発達した岩盤を対象として10cm程度の狭い区間の計測ができる新しい計測機器の開発が必要である.
- (4)有限要素法による二次元弾塑性解析により, 岩盤の変位挙動の理解とモデル化手法の検討を行った. この結果, 岩盤の変形挙動を正確に解析するためには, 切羽の進行に伴う岩盤の三次元的な力学的挙動を考慮すること, 岩盤の応力条件を実測結果に基づいて設定すること, 掘削影響領域をモデルに考慮することが必要であることが分かった. また, 有限要素法が有効であったことから, 硬岩とは対照的に, 今回の岩盤条件下では, 岩盤が連続体に近い挙動をしていることが示された.

謝辞: 現場計測の実施に協力していただいた東濃鉱山関係者を初めとする動燃の関係者, ならびに坑道掘削を担当していただいた大成建設(株)名古屋支店の伊藤克夫氏, 研究の実施や結果の整理などに協力していただいた大成建設(株)の青木智幸氏, 羽出山吉裕氏に深く感謝致します.

参考文献

- 1) 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, Vol.14, No.1, pp.35-41, 1983.

- 2) 岡本淳, 有本平, 山本和彦, 大津宏康: 菊間地下石油備蓄基地建設工事での空洞掘削に伴う地下水挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.480/IV-21, pp.33-42, 1993.12.
- 3) 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.
- 4) 石塚与志雄, 斎藤章, 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.457/III-24, pp.129-136, 1993.9.
- 5) 金川忠, 日比野敏, 石田毅: オーバーコアリング法による3次元地圧計測法—埋設型8成分ゲージの開発—, 電力中央研究所報告385033, 1986.
- 6) 柳澤孝一, 尾方伸久, 橋井智毅: 低圧微流量ルジオン水理試験装置の開発, 日本地下水学会, 1993年春季講演会講演要旨集, pp.100-103, 1993.
- 7) 土質工学会: 土の湿潤密度試験, 土質試験の方法と解説, 第2編, 第9章, pp.116-124, 1990
- 8) 土質工学会: 土粒子の密度試験, 土質試験の方法と解説, 第2編, 第1章, pp.45-53, 1990
- 9) ISRM Commission on Testing Methods: Suggested Method for Determining Sound Velocity, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.15, pp.53-58, 1978.
- 10) 土質工学会: 土の一軸圧縮試験, 土質試験の方法と解説, 第7編, 第1章, pp.320-330, 1990
- 11) 土質工学会: 土の透水試験, 土質試験の方法と解説, 第6編, 第1章, pp.271-288, 1990
- 12) 萩原尊礼: 物理探鉱, 朝倉書店, 1951.
- 13) 大石清隆, 佐藤稔紀, 杉原弘造: 東濃鉱山周辺地域の岩盤応力測定, 動燃技報, No.19, pp.106-111, 1994.
- 14) 石田毅, 金川忠: 地殻応力測定結果にみられる岩盤の不均質性の影響, 地震, Vol.40, No.2, pp.329-339, 1987.
- 15) 土質工学会編: 堆積軟岩の工学的性質とその応用, 1987.
- 16) 二宮康郎, 杉原弘造, 伊藤克夫, 亀村勝美, 青木智幸: ジオトモグラフィによる地下空洞周囲緩み領域の評価について, 第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.476-480, 1990.
- 17) 後藤和幸, 中野勝志, 柳澤孝一: 坑道周辺岩盤のゆるみ領域を水理学的に評価する測定装置の開発, 日本原子力学会, 1992年秋の大会予稿集, F30, p.338, 1992.
- 18) 安達哲也, 杉原弘造: 堆積軟岩での掘削影響領域の透水係数測定, 土木学会第51回学術講演会概要集, pp.362-363, 1996.

(1997. 4. 25 受付)

ESTIMATION BY IN-SITU MEASUREMENT OF EXCAVATION DISTURBANCE BY BLASTING IN SEDIMENTARY SOFT ROCK

Kozo SUGIHARA, Katsumi KAMEMURA and Yasuo NINOMIYA

A drift has been excavated by blasting in sedimentary soft rock about 140m below the surface. In-situ measurement and numerical simulation have been performed to identify the rock zone where rock properties have been changed due to the drift excavation (Excavation Disturbed Zone=EDZ). The in-situ measurement has detected the EDZ with a width of about 1m around the drift. The EDZ has lower seismic velocity and elastic modulus and higher permeability than intact rock. The numerical simulation has suggested that it is necessary to consider excavation progress, rock stress and the EDZ for precise simulation of rock mass displacement.