

## (63) 雁坂トンネルにおける岩盤応力計測

### Measurement of In-situ Initial Stress in Karisaka Tunnel

倉橋稔幸\*・稲崎富士\*・中村康夫\*・竹林征三\*

Toshiyuki KURAHASHI, Tomio INAZAKI, Yasuo NAKAMURA and Seizou TAKEBAYASHI

#### abstract

Initial stress states were measured using the double fracturing method in Karisaka tunnel, where the rockburst had been encountered at 991 meters away from the entrance in Yamanashi side.

The estimated stress states were quite different in the rockburst section from those in non-rockburst one. The value of  $3\sigma_3 - \sigma_1$  was less than tensile strength ( $T$ ;  $T \leq 0$ ) of rock mass because of the low  $\sigma_3$  value in the rockburst section, while that was more than  $T$  in the non-rockburst one. It indicates the mechanism of rockburst occurred in Karisaka tunnel would be similar to that of the borehole breakouts.

#### 1. まえがき

本研究は、山はねが引張り破壊により発生することを明らかにするために、山はねの発生区間と非発生区間のトンネル坑壁岩盤に削孔したボーリング孔壁を載荷し二面破壊法によって初期応力を求め、そこから算出された主応力の方向と大きさを比較したものである<sup>1)2)</sup>。

計測は、山梨県三富村と埼玉県大滝村とを結ぶ国道140号線に建設中の延長6.6kmの雁坂トンネルの山梨側の2地点で実施した。地山は、第三紀中新世の花崗岩と白亜紀の砂岩・泥岩から構成される。山梨側坑口から2400mにかけて花崗岩が、その奥には砂岩・泥岩が出現した。花崗岩との境界部分は接触変成作用により硬質化している(図-1)。

トンネルの掘削は平成3年に山梨側から開始され平成6年9月に貫通したが、山梨側坑口991mから70mにわたって土被りが200mにもかかわらず山はねが発生した<sup>3)</sup>。このことは山はねが、厚い土被りが原因の圧縮破壊でなく、引張り破壊で起きたことを示唆している。掘削に伴う引張り破壊は、ボーリング孔掘削中に発生する「ボアホール・ブレイクアウト」に類似している。ボアホール・ブレイクアウトが発生する主応力の状態として、 $3\sigma_3 - \sigma_1 < T$  ( $T \leq 0$ ) で発生することが確認されている<sup>4)5)</sup>。

そこで、山はね発生区間と非発生区間の主応力状態を比較した。比較には、建設省甲府工事事務所が球面孔底歪法<sup>6)</sup>から求めた主応力<sup>7)</sup>と、二面破壊法によって求めた主応力とを用いた。その結果、山はね発生区間と非発生区間とでは最小主応力 $\sigma_3$ に大きな差違が認められた。

\*正会員 建設省土木研究所 環境部

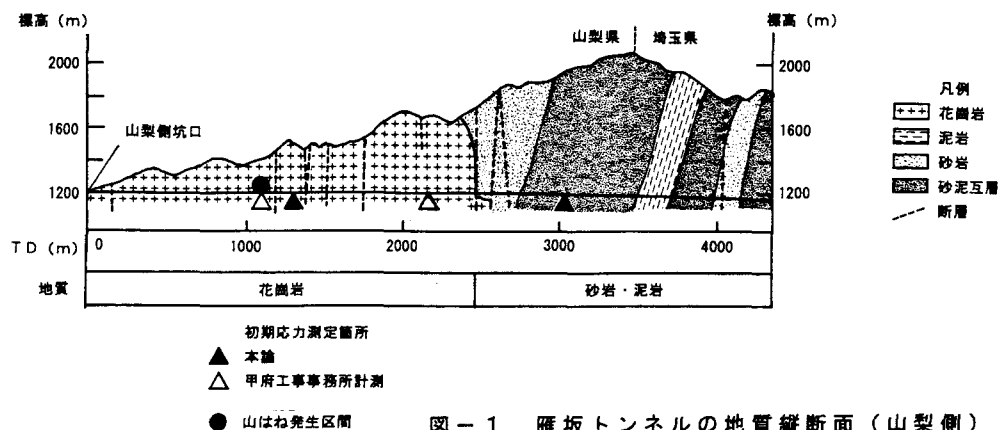


図-1 雁坂トンネルの地質縦断面（山梨側）

## 2. 二面破碎法

### 2.1 原理

二面破碎法は、ボーリング孔壁を定方位に直接に載荷して岩盤に亀裂を発生させ、その時の変位置と載荷圧を計測し、主応力を算出する方法である。二次元弾性理論では、等方均一の無限岩盤内でのボーリング孔壁へかかる応力 $\sigma_\theta$ は、以下に表すことができる。

$$\sigma_\theta = (\sigma_1 + \sigma_3) - 2(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\theta \quad \text{----- ①}$$

ただし、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ ：岩盤主応力

$\theta$ ： $\sigma_1$ 方向からの角度

となり、図-2に示すように $\theta = 0$ の時に最小値 $3\sigma_3 - \sigma_1$ をとる。この最小値が岩盤の引張り強度 $T$ よりも小さい時、 $3\sigma_3 - \sigma_1 < T$  ( $T \leq 0$ ) の場合に引張り破壊が起こる。さらに坑壁と直交方向に圧力 $p$ を加えると、

$$\sigma_\theta = (\sigma_1 + \sigma_3) - 2(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\theta - p \quad \text{---- ②}$$

引張り破壊は最初に $\theta = 0, \pi$ の方向に発生し、次いで $\theta = \pm \pi/2$ の方向に発生する（図-3、図-4）。

$$\text{そこで } \theta = 0 \text{ のとき、 } 3\sigma_3 - \sigma_1 - pb1 = T \quad \text{---- ③}$$

$$\theta = \pi/2 \text{ のとき、 } 3\sigma_1 - \sigma_3 - pb2 = T \quad \text{---- ④}$$

$pb1, pb2$ ： $\theta = 0, \pi/2$ の方向での亀裂発生時の載荷圧

ただし、 $T$ が不明であっても、一度載荷し亀裂を発生させることで、岩盤の引張り強度 $T=0$ となるため、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ を求めることができる。

$$\theta = 0 \text{ のとき、 } 3\sigma_3 - \sigma_1 - pr1 = 0 \quad \text{---- ⑤}$$

$$\theta = \pi/2 \text{ のとき、 } 3\sigma_1 - \sigma_3 - pr2 = 0 \quad \text{---- ⑥}$$

となる。

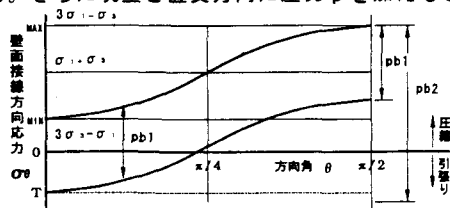


図-2 壁面での接線方向応力と角度との関係

$pr1, pr2$ ： $\theta = 0, \pi/2$ の時の亀裂再開時の載荷圧

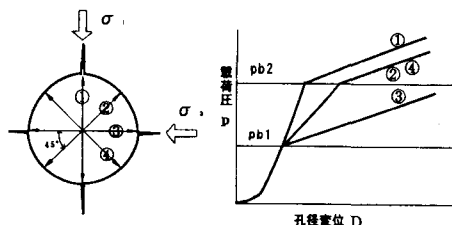


図-3 孔壁変位計測による変向点の出現状況

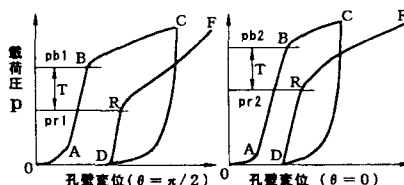


図-4 理想的な載荷圧-孔径変位曲線

## 2・2 計測システム

### (a) 構成

岩盤の初期応力測定にあたっては、米国 SGI 社製の S-200 システムを使用した。本システムは上述の原理に基づいて製作されており、三つの部分から構成されている。載荷・変位検知、データ収録、加圧装置である（図-5）。

### (b) 載荷・変位検知部分

直径71mmのプローブの周辺に、45° 間隔で小口径（φ10mm）のピストンが配置されている（図-3）。ピストンが孔壁を載荷し、載荷圧と孔壁変位量とを検知する。最大700kgf/cm<sup>2</sup>までの加圧、12mmの変位量まで計測できる。

### (c) データ収録部分

プローブ内のコンピュータで毎秒10回データをサンプリングし、毎秒1回の割合で統計処理をした後にデータロガーへ転送・保存される。さらにデータロガーからラップトップコンピュータへ転送することで、コンピュータのモニターを観察しながらの計測も可能である。

### (d) 加圧装置部分

油圧ポンプで、プローブ内のウレタンパッド（風船）を加圧する。最大700kgf/cm<sup>2</sup>まで載荷が可能である。

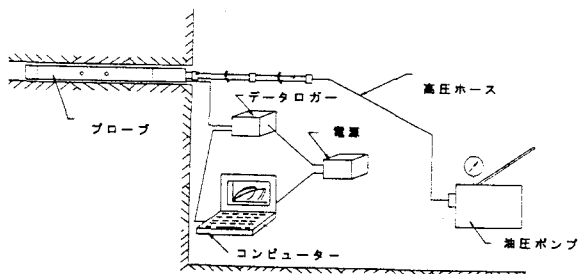


図-5 計測システムの構成

## 2・3 計測方法

- ① 予めコアの亀裂分布を観察しておき、載荷部分が亀裂のない岩盤に位置するよう、プローブをボーリング孔内へ挿入しセットする。
- ② 孔壁を載荷する。最大700kgf/cm<sup>2</sup>まで載荷した後に、除荷する。載荷圧が0まで下降した後、再び700kgf/cm<sup>2</sup>まで載荷する。載荷中に亀裂が発生すると載荷圧-孔径変位曲線の傾斜は緩くなり、この時の載荷圧を記録する。一回目亀裂発生時の載荷圧  $p_b$  は、二回目のもの  $p_r$  に比べて高い値となる（図-4）。
- ③ 計測方位を増やすためにプローブを22.5° 回転させ、②の操作を繰り返す。センサーが45° 間隔に4個配置されているため、22.5° 間隔に、8方位の計測が可能となる。

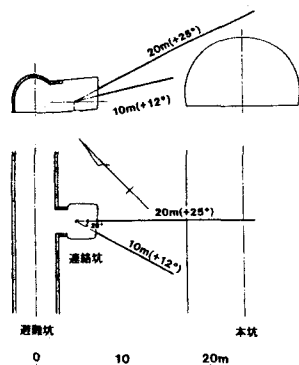


図-6 TD3020mでの計測ジオメトリー

### 2・3 計測位置とジオメトリー

二面破碎法に基づく S-200 により、ニヶ所の山はね非発生地点で初期応力を計測した。計測地点は TD3020m と TD1240m である（図-1）。それぞれの地山は、花崗岩と砂岩・泥岩である。なお、一地点で多方向の初期応力を計測するために、2方向のボーリングを削孔し計測した（図-6）。

一方、甲府工事事務所が球面孔底歪法による計測は、TD1036m と TD2159m で行った。

## 3. 計測結果と初期応力の算出

### 3・1 山はね区間 (TD1038m、花崗岩)

#### (a) $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ の特徴

山はねが発生した TD1038m の花崗岩中での主応力分布を図-7 (a) に示す。主応力は球面孔底法により算出された。 $\sigma_1$  は  $N64^\circ W6^\circ N$  の方向に  $156\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_3$  は  $N36^\circ W53^\circ N$  の方向に  $1.5\text{kgf/cm}^2$  である。 $\sigma_1 / \sigma_3 = 104$ 、 $3\sigma_3 - \sigma_1 = 152\text{kgf/cm}^2$ 、圧裂引張強度試験から  $T = 95\text{kgf/cm}^2$  となり、 $3\sigma_3 - \sigma_1 < T$  の関係が認められる。

### 3・2 山はね非発生区間 (TD1240m、花崗岩)

#### (a) 応力分布

図-7 (b) に TD1240m の花崗岩地山で S-200 により計測した応力  $pr$  の分布を示す。応力の方向をシュミットネットの上半球にステレオ投影した。大円上の点がピストンで計測した方向となる。 $pr$  は  $80 \sim 370\text{kgf/cm}^2$  までの幅広い変化を示す。小円 A では  $300\text{kgf/cm}^2$  を越え、 $\sigma_1$  に相当する。

#### (b) $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ の算出

$\sigma_1$  は小円 A 内にあると考えられる。計測において、この方向が球面の全ての方位をカバーしている訳ではないため、便宜的にその中の最高値を  $\sigma_1$  の  $pr_1$  として用いる。 $N90^\circ W60^\circ W$  の点が  $\sigma_1$  に相当し、 $\pi/2$  ずれた位置、 $N0^\circ 90^\circ E$  の点が  $\sigma_3$  である。したがって、 $pr_1 = 370$ 、 $pr_2 = 120$  となる。

これらを、⑤、⑥式へ代入することで、 $\sigma_1 = 154\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_3 = 92\text{kgf/cm}^2$ 、 $T = 59 \sim 134\text{kgf/cm}^2$  が求められる。 $\sigma_1 / \sigma_3 = 1.7$ 、 $3\sigma_3 - \sigma_1 > T$  となり、引張り破壊の条件を満たさない。

### 3・3 山はね非発生区間 (TD3020m、砂岩・泥岩)

#### (a) 応力分布

図-7 (c) に TD3020m の砂岩・泥岩地山で S-200 により計測した  $pr$  を示す。 $pr$  は  $205 \sim 340\text{kgf/cm}^2$  まで変化する。小円 B では  $300\text{kgf/cm}^2$  を越え周囲よりも高い値を示し、 $\sigma_1$  の方向に相当すると考えられる。

#### (b) $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ の算出

$\sigma_1$  は小円 B 内にあると考えられる。最高値を  $pr_1$  として用いると、 $S69^\circ W69^\circ S$  の点を  $\sigma_1$  とした。これより  $\pi/2$  ずれた位置、 $N18^\circ E47^\circ N$  の点が  $\sigma_3$  に相当する。ゆえに、 $pr_1 = 310$ 、 $pr_2 = 210$  となる。

これらを、⑤、⑥式へ代入することで、 $\sigma_1 = 141\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_3 = 117\text{kgf/cm}^2$ 、 $T = 80 \sim 145\text{kgf/cm}^2$  となる。このとき、 $\sigma_1 / \sigma_3 = 1.2$ 、 $3\sigma_3 - \sigma_1 > T$  となり、引張り破壊の条件を満たさない。

### 3・4 山はね非発生区間 (TD2159m、砂岩・泥岩)

#### (a) 球面孔底歪法により算出された $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$

山はねが発生した TD2159m の花崗岩中で、球面孔底歪法によって主応力を算出した。 $\sigma_1$  は  $N25^\circ W1^\circ N$  の方向に  $217\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_3$  は  $S56^\circ W63^\circ S$  の方向に  $91\text{kgf/cm}^2$  である。また、圧裂引張試験から  $T = 95\text{kgf/cm}^2$  である。その結果、 $\sigma_1 / \sigma_3 = 2.4$ 、 $3\sigma_3 - \sigma_1 > T$  となり、引張り破壊の条件を満たさない。

## 4. 考察

### 4・1 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ の比較と引張り破壊条件

山はね発生区間と非発生区間では  $\sigma_3$  に大きな差違が見られた。

山はね発生区間では低い  $\sigma_3$  値が特徴的で、引張り破壊を起こす条件、 $3\sigma_3 - \sigma_1 < T$  ( $T \leq 0$ ) を示す。一方、非発生区間ではいずれも  $3\sigma_3 - \sigma_1 > T$  となり、引張り破壊の条件を満たさない。

したがって、ボアホール・ブレイクアウトでの引張り破壊の条件が、山はねにも当てはまることが分かる。

### 4・2 変向点載荷圧 $pb$ 、 $pr$ の問題

これらの主応力 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ の算出には2つの問題がある。一つは、計測ジオメトリの問題である。S-200システムでは簡便に応力を計測できるが、一本のボーリング孔で一つの大円上の点（図-7参照）でのみ計測できる。しかし、これでは球面の全ての方位を計測していないため、 $\sigma_1$ と $\sigma_3$ の真の方向を求めたことにはならない。本論では便宜的に、高載荷圧の分布する小円中の最高値を $pr$ とし、 $\sigma_1$ の方向とした。第二に、 $pr$ 、 $pb$ 値のばらつきである。この原因として、周囲の岩盤の亀裂、ゆるみ、潜在的なマイクロクラックなどの局所的な物性が考えられる。その場合、岩盤は均一でなく、二面破碎とならない問題がある。

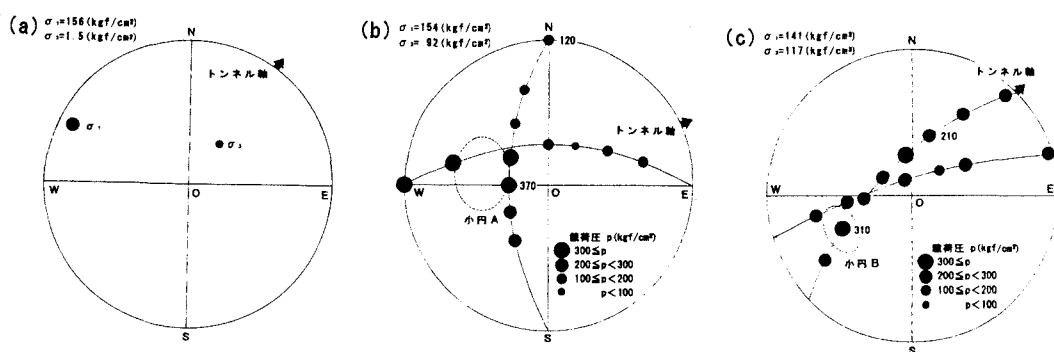


図-7 載荷圧 $pr$ のステレオ投影

(a) TD1038m (花崗岩、山はね発生区間)

(b) TD1240m (花崗岩、山はね未発生区間)

(c) TD3020m (砂岩・泥岩、山はね未発生区間)

## 5. まとめ

山はね発生区間と非発生区間では、 $\sigma_3$ に大きな差違が見られた。山はね発生区間ではボアホール・ブレイクアウトを起こす引張り破壊条件、 $3\sigma_3 - \sigma_1 < T$  ( $T \leq 0$ ) を満たしている。それゆえ、山はねの発生機構は、ボアホール・ブレイクアウトと同じ引張り破壊である、と考えられる。

このことから、切羽からの先進ボーリングでボアホール・ブレイクアウト発生の有無を確認することで、掘削前に山はねの発生を予測することが可能となる。

## 6. 参考文献

- 1) 稲崎富士・海野芳聖・長沢政和・中村康夫、雁坂トンネルにおける岩盤計測、土木研究所資料、3082、建設省土木研究所、141p、1992。
- 2) 稲崎富士、トンネル坑内における岩盤応力測定と掘削に伴うその変化、地震学会講演予稿集、p237、1992、2。
- 3) 望月常好・穂刈利夫・斉藤義住・桑田俊男、土被り200mで山はねに遭遇、国道140号雁坂トンネル、トンネルと地下、pp27-36、1990、9。
- 4) Zoback, M. D., Moos, D. and Mastin, L., Well Bore Breakouts and In-Situ Stress, J. Geophys. Res., pp5523-5530, 1985。
- 5) Aadnoy, B. S., Inversion Technique to Determine the in-situ Stress Field from Fracturing Data, J. Petrol. Sci. Engineering, pp127-141, 1990。
- 6) 菅原勝彦・尾原祐三・岡村 宏・王 遺南、球面孔底ひずみ測定による三次元岩盤応力の決定、日本鉱業会誌、pp277-282、1985、5。
- 7) 建設省甲府工事事務所、雁坂トンネル(その1)工事 山はねに関する調査報告書(初期応力測定報告書)、42p、1991。