

近接トンネルの施工に伴う

既設鉄道トンネルの挙動について

BEHAVIOR OF EXISTING RAILWAY TUNNEL WITH CLOSE TUNNEL CONSTRUCTION

木村 力* 若旅好美** 三本和彦*** 新関 信***

Tsutomu KIMURA, Yoshimi WAKATABI, Kazuhiko MITUMOTO, Makoto NIIZEKI

This paper reports on the behavior of existing railway tunnel on JR
Tohoku line crossing right above the constructing tunnel.

For operating JR Tohoku line safety, we are measuring the displacement
of tunnel profile, joint of lining concrete and axial stress of rock
bolt during excavating new tunnel. The measurement have been controlled
by limiting value determined by FEM analysis, etc. The railway tunnel dose
not displace harmfully now. We continue measuring on the consutruction
and feed back the result of measurement to construction.

Keywords: Infulgence Analysis, Automatic Measurement, NATM Method

1. まえがき

浅虫ダム分水トンネル新設工事は、浅虫川治水ダム建設計画の一環である浅虫ダム分水トンネル（以下分水トンネル）がJR浅虫トンネル（以下JRトンネル）の直下約1.8mで交差する部分についてJR東日本が青森県から受託して施工するものであり、現在、分水トンネルの発破区間、作業坑の掘削を完了し、JRトンネルの補強工事を実施している。

本稿では、分水トンネルおよび作業坑の施工に伴うJRトンネルの挙動について報告する。

2. 工事概要

JRトンネルは昭和42年に完成した覆工コンクリート厚50cm、インバートなしの複線電化トンネルである。周辺地

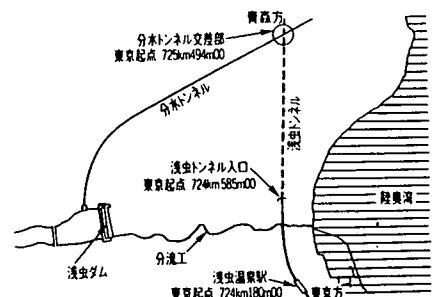


図-1 位置平面図

- * 正会員 JR東日本 東北工事事務所 工事3課
- ** JR東日本 東北工事事務所 工事管理室
- *** 正会員 JR東日本 東北工事事務所 青森工事区

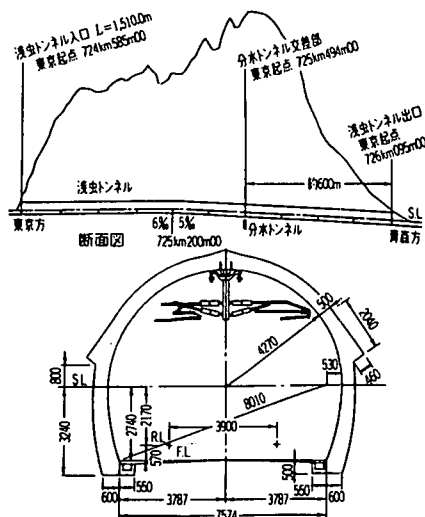


図-2 JRトンネル全体図および平面図

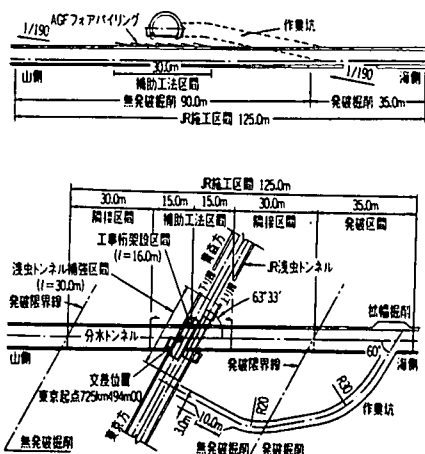


図-3 トンネル交差部全体図および平面図

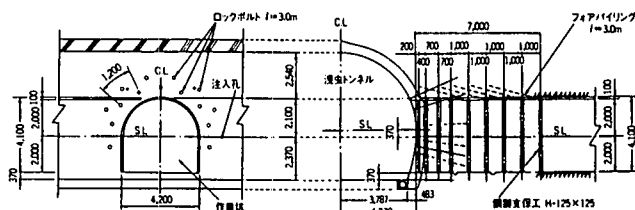


図-4 作業坑貫通部詳細図

山は、一軸圧縮強度 $qu:1000\text{kgf/cm}^2$ 程度の安山岩、 $qu:400\text{kgf/cm}^2$ 程度の流紋岩質凝灰岩からなり、岩盤物性は比較的良いといえるが、トンネル建設時の発破による地山の亀裂が推定される。

本工事は、青森県の浅虫川治水ダム計画による分水トンネルが東北本線東京起点725km494m 付近でJRトンネルの直下を離隔約1.8mで交差する超近接トンネル交差工事である。位置平面図を図-1、JRトンネル全体図および断面図を図-2に示す。

掘削に先立って、発破によってＪＲトンネルの覆工コンクリートなどの在来構造物に悪影響を与えないようＪＲトンネルの両側45m区間に発破限界線を設定し、発破区間と無発破区間に区分した。交差部付近の平面図、断面図を図－３に示す。また、ＪＲトンネル補強工の作業性を向上するため、ＪＲトンネルを貫通する作業坑を掘削した。作業坑における無発破区間はＪＲトンネルをロックボルト工、裏込め注入工により補強したのちに、フォアパイリングを行いながら割岩掘削を行った。作業坑貫通部詳細図を図－４に示す。

3. 発破振動対策

(1) 発破限界線

J Rトンネル周辺地山の一軸圧縮強度は 1000kgf/cm^2 程度であるため、掘削方法は発破工法と判断できるが、J Rトンネルへの影響を回避するために発破限界線を設定した。その設定は、J Rトンネルに使用されている覆工コンクリートの引張強度に対する限界ひずみから発破による振動速度を求め、発破振動と葉量、距離の関係から求めることとした。

既設構造物に損傷を与えない発破振動は、覆工コンクリートの引張強度 σ 、(kgf/cm²)、弾性係数E (kgf/cm²)、引張破壊に対する限界ひずみを ϵ_m とすると $\epsilon_m = \sigma / E$ となる。また、弾性波速度をV (cm/sec)、発破振動速度をA (cm/sec = l kine)、振動伝播によって生じるひずみを ϵ_s とすると、 $\epsilon_s = A / V$ により求まる。したがって、 $\epsilon_m < \epsilon_s$ 、すなわち、 $A / V < \sigma / E$ となるように振動速度Aの値

を規制すれば、覆工コンクリートに損傷は発生しないことになる。

事前調査資料より、 $\sigma_c = 21.8 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E = 2.44 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $V = 1.98 \times 10^5 \text{ cm/sec}$ とすると、 $\Lambda = V \cdot \sigma_c / E$ により振動速度は17.7cm/secとなる。しかし、JRトンネルが東北本線という重要路線にあることから安全率を10とすると、既設構造物の安全を確保する振動速度は1.8kine以下となる。

爆破による振動速度の予測式は、爆源と受信点間の距離が5～3000mの範囲では次式が一般的である。

$$A = C \cdot W^{0.75} / R^2 \quad (\text{cm/sec} = \text{kine}) \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

ここに、A：振動速度、C：発破係数、W：火薬量(kg)、R：距離(m)

いま、振動速度を1kine、事前調査資料より発破係数を900、火薬量を2.0(kg)とすると、求める発破距離Rは39mとなる。したがって、JRトンネル側壁から片側40m区間を無発破対象とし、JRトンネル幅を10mとして総延長で90mを無発破区間とした。

(2) 発破振動管理

(1)の検討「発破による振動速度は1.8kine以下」という結果から表-1による計測管理を計画した。発破振動の管理目標値は1kineとし、測定結果を現場へフィードバックして薬量、発破パターンを決定することにより発破振動を制限することとした。

表-1 管理基準(発破振動)

管理区分	I	II	III	IV
項 目	安全レベル	注意レベル	警戒レベル	列車抑止レベル
発破振動(kine)	0.1以上 1未満	1.2以上 2未満	2.3以上 3未満	3以上

測定は、振動計からのデータをコンピュータにより常時モニターする体制とした。振動計の設置箇所を図-5に示す。振動計の分解能は0.002kineであり、サンプリングレンジは±4kineとした。

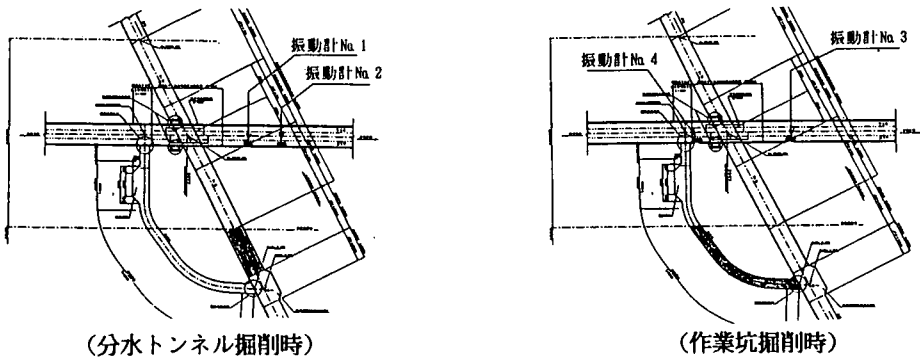


図-5 振動計設置箇所

振動波形図の一例を図-6に示す。図-6によると第一回目の振動、つまり芯抜き発破の振動が最大値を示してる。これは、芯抜き発破には自由面がないために、薬量、装填箇所が集中することによって考えられる。

各箇所における計測結果を図-7に示す。図-7

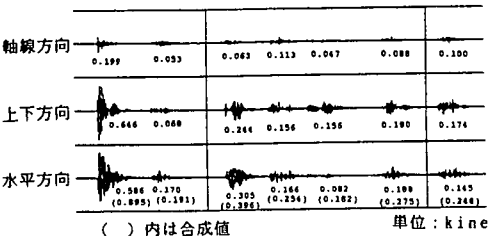


図-6 振動波形図の一例(No.4)

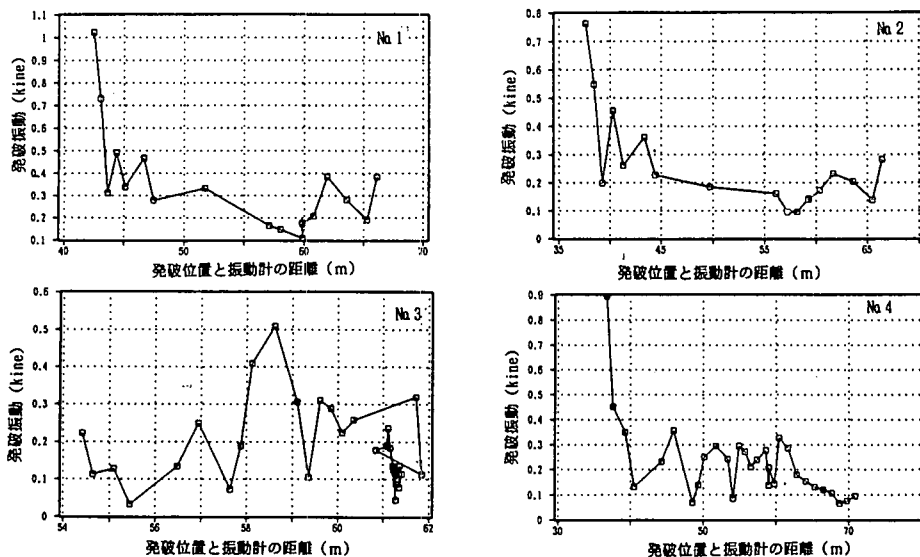


図-7 計測結果（発破振動）

によると、各箇所の挙動に大きな相違はなく、発破距離が近づくにつれて発破振動が増加する結果となった。最大値は分水トンネル掘削時の1.024kineであり、わずかに管理目標値を上回ったがその後は薬量を低減することにより発破区間の施工を完了した。また、発破限界線の近傍で発破振動が1kine程度となり、発破限界線の妥当性が確認された。

4. 計測（無発破区間）

（1）計測項目

本工事では、発破振動対策に加え、無発破区間の既設トンネル計測項目の管理基準を定め、この基準に合わせた計測管理システムを構築してリアルタイムでモニターできる体制とした。トンネル交差工事で既設トンネルに対する総合的な監視基準を設定した事例は少ないため、「トンネル補強・補修マニュアル」、FEM影響予測解析結果等を参考にして独自の管理基準を定めた。

ロックボルトの軸力の管理基準値は、ロックボルト（TD24）の破断耐力より定めた。

亀裂変位の管理目標値は、「既設トンネル近接施工対策マニュアル」より1mmとした。

内空変位の管理目標値はFEM解析により定めた。解析は、作業坑掘削に伴う土被り荷重の開放および覆工コンクリートの掘削による変形を対象とした。解析モデルと解析結果を図-8に示す。解析結果によると、最大変位が0.9mm、実際の計測箇所における相対変位が0.4mmとなったため、掘削によるJRトンネルの変位はほとんど生じないと判断し、管理目標値は変位なしを基本とした。

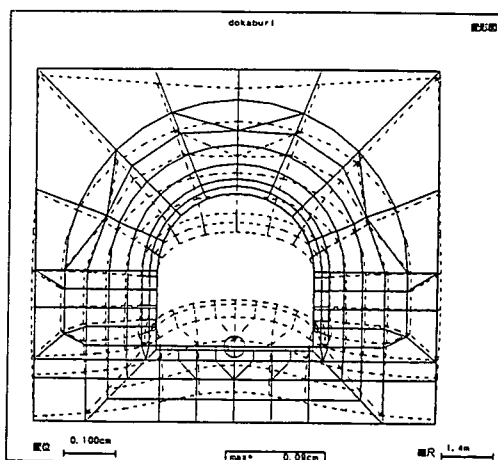


図-8 解析モデル、結果（貫通部）

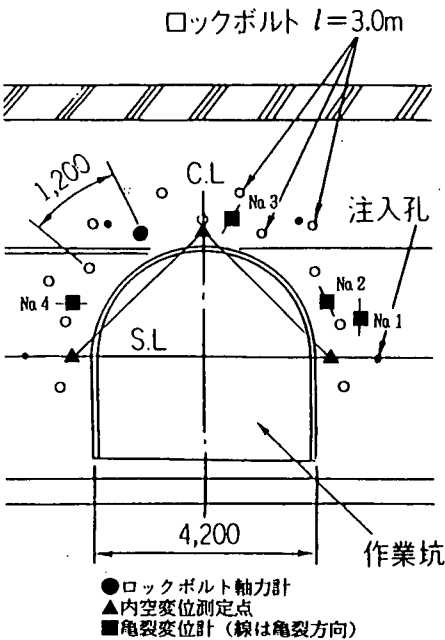
管理基準を表－２，測定機器を表－３，計測箇所を図－９に示す。

表－２ 管理基準（無発破区間）

管理区分 項 目	単 位	レベ				
		安全	I	II	III	IV
ロックボルト軸力	t o n	～ 10	～ 14	～ 17.6	～ 22	～
亀 裂 変 位	mm	～ 1	～ 2.4	～ 4	～ 5	～
内 空 変 位	mm	～ 0	～ 3	～ 6	～ 8	～

表－３ 測定機器

計測機器	記 事
ロックボルト軸力計 (GB-3L-4)	長さ：3 m 4 測点：0.5, 1.0, 1.5, 2.5m
亀 裂 変 位 計 (BCD-5D)	測定範囲：±2.5mm 定格出力：－1 mV/V
三次元測定機	測距測角同軸光学系構造 精度：（±1 mm+2ppm・D） D：測定距離



図－９ 計測箇所

(２) 計測結果

ロックボルトの軸力計と亀裂変位計の計測結果を図－10に示す。図－10によると，ロックボルト打設区間の地山掘削により引張軸力が発生した後，地山掘削が完了する段階で圧縮側で最大値を示し，覆工の掘削に伴い軸力が減少したことがわかる。最大値は圧縮側の1.74 tであり，管理目標値の10 tに対して充分小さい値であった。また，軸力の変化は段階的に発生し，施工後は安定した状況にあることから，その挙動は弾性変形であり，クリープ挙動はほとんど発生していないと考えられる。

亀裂変位計はロックボルト軸力が発生した時点から段階的に変位し，天端部分は開口方向，その他は閉塞方向に変位した。最大値は開口方向の変位で0.36mmであり，管理目標値の1 mm以下となった。亀裂変位の発生時期がロックボルト軸力の発生と対応したことから，ロックボルトにより地山と覆工が一体となって挙動

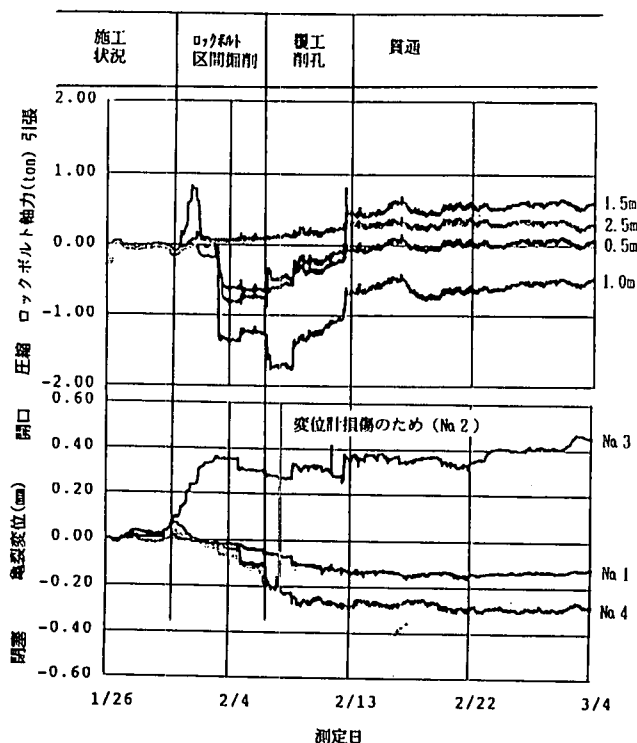


図-10 計測結果（無発破区間）

したと考えられる。

内空変位は最大で 1.1mm 計測されたが、測定誤差範囲内であり、変位はほとんど発生しなかったものと判断できる。これは、FEM による影響解析を反映する結果となった。

5. おわりに

本施工では、発破区間、無発破区間における計測項目の管理基準を設定し、ほぼ管理目標値以内で施工を終えることができた。今後は、JR トンネル直下での工事が残っているが、施工に万全を期し、緻密な計測管理を行いながら工事を進めていきたい。

最後に本工事にあたり、ご指導とご援助をいただいた関係各位の皆様に厚く感謝するとともに、本紙をお借りしてお礼申し上げます。

6. 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル
- 2) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル
- 3) 佐々木弘他：鉄道トンネル直下1.8mをNATMで交差、トンネルと地下，vol. 26
- 4) 朝倉俊弘他：超近接トンネル交差の影響予測と対策工の設計，JR 東日本技術資料 SED，No. 2