

発破振動のモニタリング結果を用いたトンネル発破計画の検討事例

山梨県 峡南建設事務所
 長田組土木・近藤工業・扶桑建設共同企業体
 長田組土木・近藤工業・扶桑建設共同企業体
 (社) 日本建設機械化協会 施工技術総合研究所 正会員 寺戸秀和

岩間昭憲
 内田弘和
 石井秀実
 寺戸秀和

1. はじめに

既設構造物に近接してトンネルを建設する際、建設に伴う既設構造物への影響を十分に配慮する必要がある。このような近接工事における留意点としては、既設構造物の変形、施工時の振動による影響、地下水低下による影響等がある。近年では、用地の制約等から既設構造物に近接してトンネルを施工することがしばしばあり、近接工事対策も種々の対策が講じられている。

本稿では、供用中の既設トンネルの直上でのトンネル建設において、発破振動による既設トンネルへの影響をモニタリングし、発破計画の見直しを行った事例を述べる。

2. トンネルの概要およびモニタリングの目的

本稿で述べる新青崖トンネル（仮称）は、山梨県の西部（南巨摩郡早川町）に位置する南アルプス公園線・青崖バイパス（全長：1,855m）内にある2車線の道路トンネル（延長：891m）である。表-1にトンネルの概要を示し、図-1に地質縦断図を示す。新青崖トンネルの地質の特徴は以下のようである。

- ・ 終点側坑口付近を除き全体的に凝灰岩が分布
- ・ 亀裂帯以外の凝灰岩はCL級～CM級程度
- ・ 凝灰岩分布地は北東－南西方向の亀裂系（線形

と30度程度で交わる）が発達（この亀裂帯ではCL級が主体（一部D級）の岩盤）

- ・ 岩盤の亀裂帯から湧水あり
- ・ 終点側坑口付近に土石流堆積物とこれを覆う崖錘堆積物による玉石混り砂礫が分布

また、図-1および図-2の平面図に示すように、トンネル中央部付近（STA.No.41+13.342）において、供用中の青崖トンネルと交差する。このため、新青崖トンネルの施工においては、掘削時の発破振動による青崖トンネルへの影響を抑制する必要がある。一方で過度の影響抑制は、掘削効率の低下などの影響を生じることから、掘削効率を低下させずに影響を抑制する発破計画の立案が求められる。

そこで、新青崖トンネルの掘削においては、青崖トンネル内において発破振動のモニタリングを行い、その結果を次の発破掘削に反映させるモニタリング計画を立案し実行することで、既設の青崖トンネルへの影響抑制と適切な発破パターンの設定を試みた。

表-1 新青崖トンネルの概要

トンネル延長	891.0m
施工方法	NATM
掘削方式	発破掘削
道路規格	3種4級
設計速度	40km/h

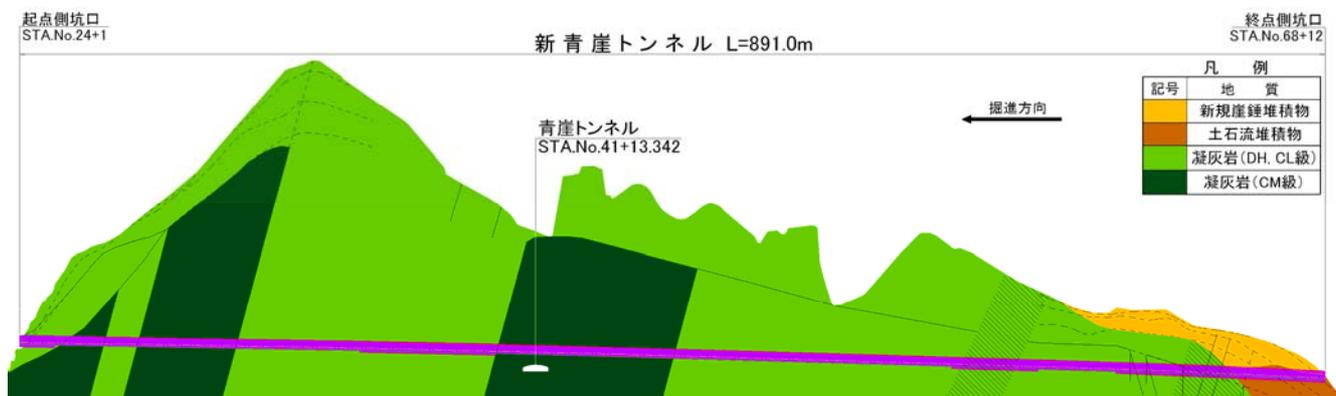


図-1 新青崖トンネル地質縦断図

キーワード 山岳トンネル, 近接工事, 発破掘削, 発破振動, モニタリング

連絡先 〒417-0801 静岡県富士市大淵3154 施工技術総合研究所 TEL 0545-35-0212 FAX 0545-35-3719

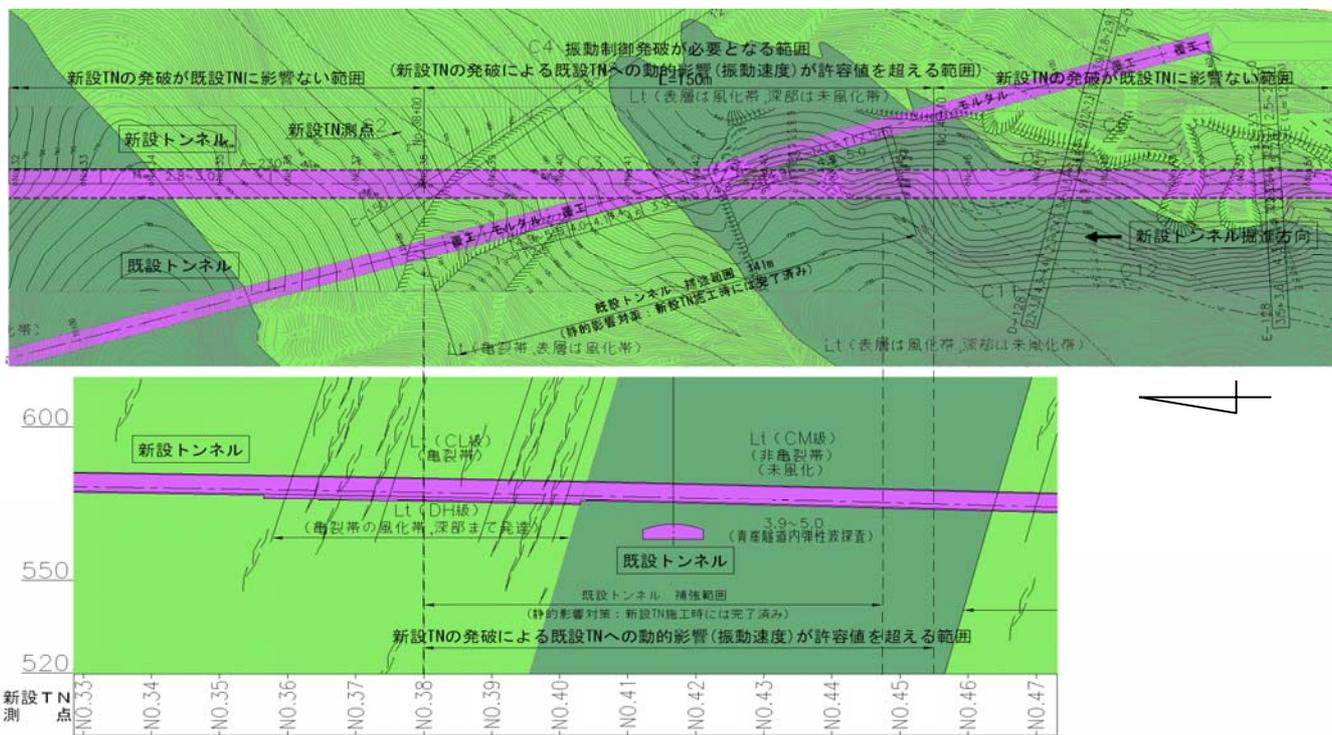


図-2 新設トンネル（新青崖トンネル）と既設トンネル（青崖トンネル）の位置関係

なお、以降においては、新青崖トンネルは新設トンネル、青崖トンネルは既設トンネルと称する。

3. 近接工事区間の掘削計画

(1) 既設トンネルの概要

既設および新設の両トンネルが最接近する位置での離隔は約7mである。既設トンネルは現在供用中であり、主として自動車が通行している。既設トンネルでは、比較的地質の良好な箇所は覆工が施工されておらず、モルタル吹付けにより施工を完了している。なお、新設トンネルとの交差区間における坑壁は、モルタル吹付けとなっている。

(2) 当初の発破掘削計画

新設トンネルの発破掘削に先立ち、既設トンネルへの発破振動による影響評価を行った。発破に伴う振動の予測においては、実務において広く利用されている以下の予測式を用いた。

$$v = K \cdot W^{3/4} \cdot D^{-2} \tag{1}$$

ここに、 v ：発破振動速度(cm/sec)、 K ：発破条件、岩盤特性によって変化する係数、 W ：雷管あたり段当たり総装薬量(kg)、 D ：発破中心からの距離(m)である。なお、 K 値については、火薬メーカーに対するヒアリング結果から、上半芯抜き：450、上半払い：300、下半払い：200とした。

一方、既設トンネルに対する発破振動速度の許容

値は、既設トンネル坑内の壁面に顕著な変状が発生していないこと、新設トンネルの施工に備えて既設トンネルに裏込モルタル注入工、ロックボルト補強工が施工されていることを考慮し、文献¹⁾を参考に健全度をBと判定して振動速度の管理目標値を4cm/secとした。したがって新設トンネルの当初の発破掘削計画は、既設トンネルでの振動速度が4cm/sec以下となるように段当たり総装薬量を設定した。

4. 発破振動のモニタリング

前章で述べた発破掘削計画はトンネル掘削前の計画であり、 K 値の設定もこれまでの実績等を参考に行ったものである。しかしながら K 値は地盤条件等に依存する定数であるため、実現場での試験施工等を踏まえて設定することで、より精度の高い振動予測が可能になると考えられる。そこで、新設トンネルの施工にあたっては、既設トンネルとの近接区間における K 値を試験施工によって求め、その結果を発破パターンの設定に反映することで、現場の地盤状況等を考慮した発破掘削の計画を行うこととした。これによって、既設トンネルへの影響をより高い精度で制御しながらの発破計画の立案を試みた。

(1) 試験施工

既設トンネルへの影響予測に用いる K 値を求めるために試験施工を実施した。試験施工は、新設トン

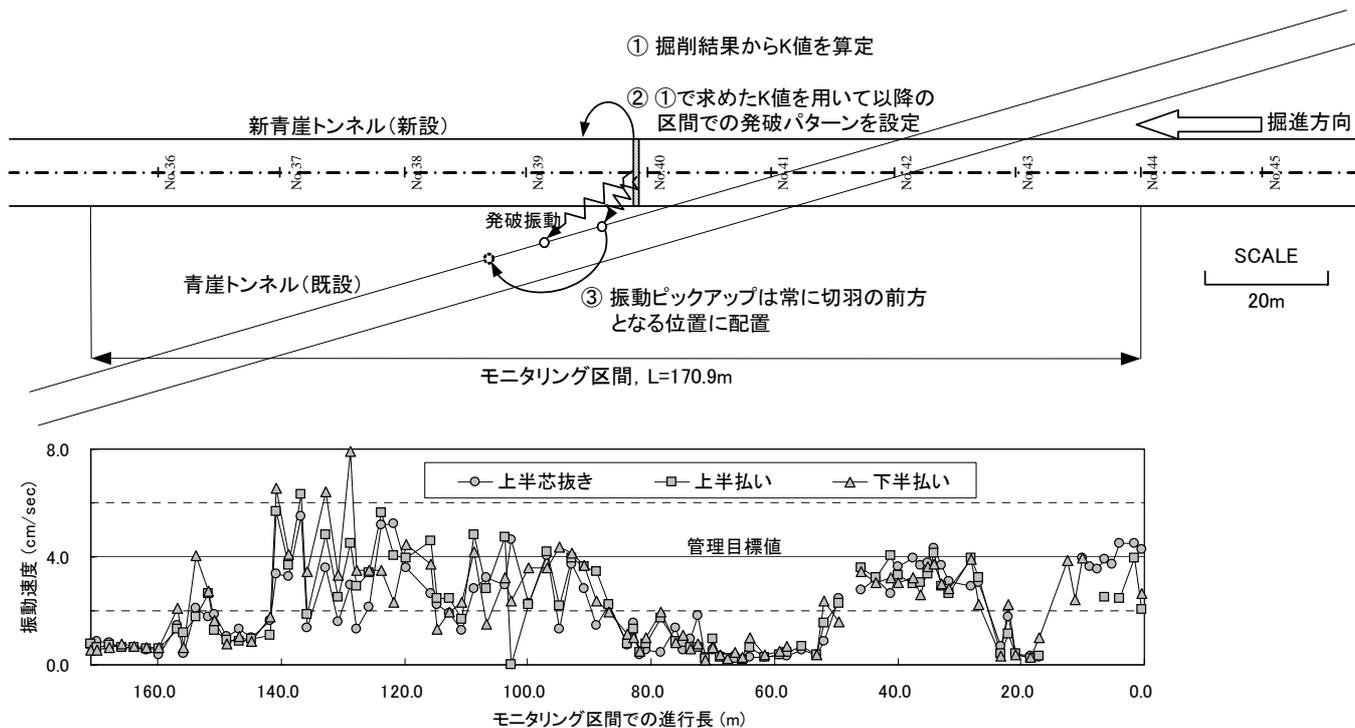


図-3 モニタリング方法と振動速度の実測値（入射角度による補正込み）

ネルのSTA.No.45+5.0とSTA.No.45+0に相当する既設トンネルの側壁に振動計を設置し、新設トンネルのSTA.No.45+7.2～STA.No.45+1.2の6切羽分の掘削（一発破掘進長=1.2m，支保区分：CII）について振動速度を計測して，両者のうち高い方の値を測定値として採用した．また，振動計測には一軸式ピックアップを鉛直方向に設置したため，測定結果については振動波の入射角度による補正を行ったものを用いた．

この計測値から式(1)を用いて K 値を求め，6切羽分の各掘削において求めた K 値のうち，最大値を丸めた値を本トンネルにおける K 値とした．試験施工の結果，新設トンネルの発破掘削計画に用いる K 値は，芯抜き，上半払い，下半払いでそれぞれ，190，80，50とした．この値は，当初計画や後述する K 値を見直した結果よりも小さい値となっている．この理由は明確ではないが，既設トンネルと新設トンネルの離隔が比較的離れており，発破振動が十分に伝わらなかったことが一因として考えられる．

(2) 発破振動のモニタリング計画

発破振動のモニタリングは，上記の試験施工と同様に2台のピックアップを利用した．計測結果については試験施工と同様に入射角度による補正を行い，2台の計測値のうち，高い方の値を計測結果とした．モニタリングは近接施工区間となるSTA.No.44以降

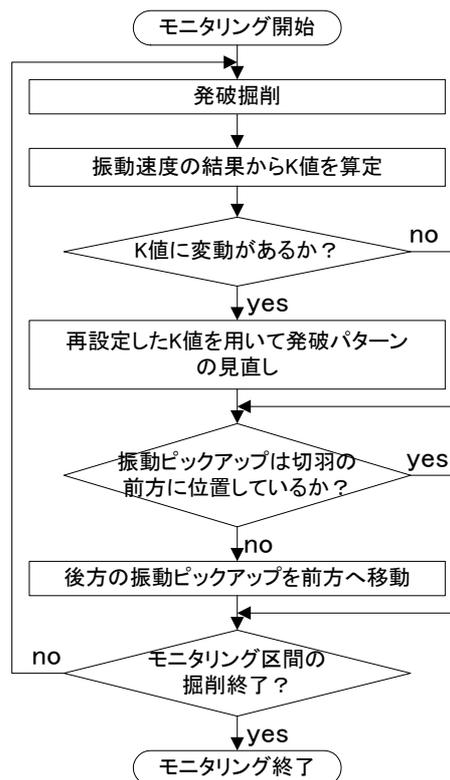


図-4 モニタリングのフロー

において，以下の手順に従って行った．図-3にモニタリング方法と各断面の掘削による発破振動の実測値（入射角度による補正込み），図-4にモニタリング方法のフローチャートを示す．

- ① 発破において計測された振動速度から，式(1)を用いて K 値を求める（図-3①）．

- ② 求めたK値に変動がある場合、再設定したK値と式(1)を用いて、以降の区間での発破による振動速度が既設トンネルにおいて4cm/sec以下となるように発破パターンを再設定する (図-3②)。
- ③ モニタリングを継続する。既設トンネルに設置した振動ピックアップが新設トンネルの切羽位置より後方に位置した場合は、前方に移設する (図-3③)。

なお、既設トンネルに設置する振動ピックアップは2台とし、新設トンネルの測点を基準としてピックアップの間隔が1D (=10m) となるように既設トンネルに設置した。ピックアップは、切羽の前進に伴い後方になるピックアップを前のピックアップの1D前方へ設置し測定を行った。これにより、常に切羽前方での振動測定を行うことで、未掘削区間のK値を推定することとした。

このようにしてK値の見直しを行いながら施工を行った。モニタリングの結果からK値が変更となった場合には、発破計画の見直しを行った。発破計画については、振動低減の程度により薬量や雷管、段数などを変えた3種類の発破パターンを設定し、掘削中に見直したK値と式(1)の振動予測式を用いて発破振動が許容目標の4cm/sec以下となるように発破計画の見直しを行った。最終的に発破計画は、試験施工結果を含め全6回の見直しを行った。表-2にその際に用いたK値を示す。同表に示すように、同様の地質にもかかわらずK値は大きくばらついており、この結果は発破振動による影響予測の困難さを示唆しているものと考えられる。また、当初、発破のモニタリング区間を145m (No.45+10.0~No.38+5.0) と想定していたが、試験施工ならびにモニタリングによってK値を見直した結果、実績としては170.9m (No.44+0~No.35+9.1) となった。

(3) 既設トンネルへの影響評価

トンネルの施工は昼夜作業で行い、発破掘削の際には既設トンネルの通行規制を行った。また、毎回の発破掘削の直後には既設トンネルの覆工表面の目視観察を行い、変状の有無を確認した。

モニタリング区間において実測された振動速度の最大値は図-3に示されるように、上半芯抜き：5.7cm/sec (発破実施断面：STA.No.44+12.8)、上半払

表-2 本トンネルにおいて設定したK値の推移

		K値		
		芯抜き	上半払い	下半払い
当初設計		450	300	200
試験施工後		190	80	50
モニタリング区間	第1回変更	510	310	290
	第2回変更	1380	600	320
	第3回変更	440	370	300
	第4回変更	1610	1390	1180
	第5回変更	440	270	160

い：6.3cm/sec (発破実施断面：STA.No.37+3.2)、下半払い：7.9cm/sec (発破実施断面：STA.No.37+11.2) がそれぞれ確認された。この結果は、管理目標値として設定した4cm/secを超えているが、既設トンネルの覆工表面の目視確認の結果、振動が原因と思われるクラック、ひずみ等は確認されなかった。

また、検証実験として、既設トンネル覆工がどの程度の振動でクラックが生じるかを確認するために、小ハンマー (岩検ハンマー) と大ハンマー (全長1m程度) を用い、ピックアップの横20cmの位置において覆工コンクリートを叩いた。この結果、小ハンマーで最大3.3cm/sec、大ハンマーで最大15cm/sec程度の振動速度が検出されたが、覆工コンクリートにはクラックは発生しなかった。

5. おわりに

このモニタリングにより、現地の地盤条件等を反映したK値を求めることが可能となり、既設トンネルへの影響抑制を考慮した最適な発破計画の立案が可能となった。また、当初設定した振動速度の管理目標値を部分的に超えた箇所も見られたが、結果として既設トンネルへの影響は見られなかった。

近年は用地の制約等から、既設構造物に近接してトンネルが施工されることも珍しくない。また、発破掘削による影響予測は不確定要素が多いため、安全側での計画を行いがちである。その結果、施工が非効率になることも考えられる。本工事では、その問題点を解消するための手法として、計測結果のモニタリングを採用した。今後、類似のトンネル施工において、本報告で述べたモニタリング結果が何らかの参考になれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 東・中・西日本高速道路：設計要領第三集トンネル (1) トンネル本体工保全編 (近接対策), pp.25~27, 2006.4.