

双設トンネルにおけるトンネル荷重発生機構に関する研究

日本道路公団四国支社高知工事事務所 正会員 ○小川 澄
 日本道路公団四国支社高知工事事務所 正会員 池添 敏
 (株)熊谷組・(株)松村組共同企業体松生トンネル作業所 正会員 伊藤省二
 (株)熊谷組トンネル技術部 正会員 畔高伸一
 (株)熊谷組トンネル技術部 手塚 仁

1. はじめに

高速道路の4車線化工事に伴い供用中の既設（Ⅰ期線）トンネルに新設（Ⅱ期線）トンネルを併設して建設する工事において、供用中の既設トンネルの安全を確保する事を目的とし、新設トンネルの接近に伴う周辺地山挙動とその影響を把握するため、Ⅰ期線トンネル断層破碎帯部に事前に計測器を設置した。本報告は、計測結果から双設トンネルにおけるトンネル荷重発生メカニズムについての考察を行うものである。

2. 概要

松生トンネル（Ⅱ期線）工事は、四国横断自動車道の路線のなかで四国山地のほぼ中央部にあたる高知県長岡郡大豊町に位置し、延長 $L=2,541\text{m}$ 、掘削断面積約 70m^2 の道路トンネルである。Ⅱ期線トンネルは、Ⅰ期線トンネル供用線の西側にトンネル中心離れ3D（D：トンネル掘削径）で、ほぼ南北を縦走する線形で計画されており、日本でも有数の地質弱帯である御荷鉾構造線を貫く工事である。今回報告する断層は、御荷鉾構造線の影響を受け破碎された御荷鉾緑色岩類から成り、この地点における土被りは約 150m である。

3. 施工概要

3-1. Ⅰ期線施工状況（記録）

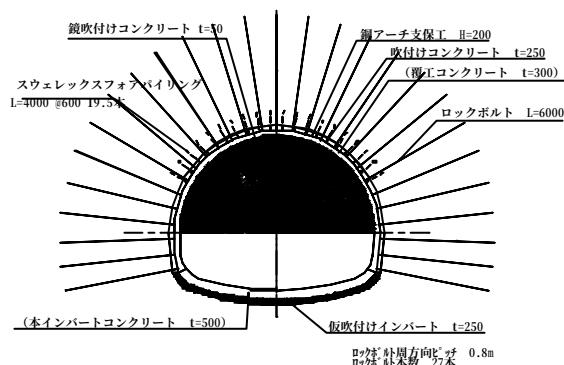
施工記録によれば、当断層付近は、約 40m ほどの強破碎帯部を挟んで両側に大小の破碎帯が多数集合して全体的に破碎状を呈している区間であり、掘削工法は、底設導坑先進上部半断面工法が採用されている。表-1に最大内空変位・天端沈下量を示す。この区間では、吹付けコンクリートにクラックが発生したため上下半に増ボルトを打設するとともに、インバートコンクリートを打設し変位を収束させている。

3-2. Ⅱ期線施工状況

Ⅰ期線の施工記録や事前に実施した水平ボーリング結果から、当断層破碎帯区間では、大きな緩みや変位が発生することが懸念された。このため、この区間の施工にあたっては、当初から支保剛性を高めた基本支保パターンDⅡ(S1)を採用するとともに、計測管理結果を支保パターンに早期に反映させることができる様に支保工・補助工法の選定フローと管理基準値を設定し、支保のランクアップ・ダウンの判定を行いながら施工を進めた。図-1に支保パターン図を示す。掘削工法は、補助ベンチ付き全断面掘削工法を基本とし、切羽より $7\text{m}\sim 9\text{m}$ の範囲で吹付けコンクリートによる仮早期閉合を行い、さらに切羽より $7\text{m}\sim 17\text{m}$ の範囲で本インバートを施工した。

表-1 Ⅰ期線計測結果

観測地点	上半内空変位	天端沈下
STA30+84	76mm	44mm



DⅡ(S1)

鋼製支保工	H=200 1.0mピッチ
ロックボルト	L=60m n=27本 @0.8m
金網	上下半
吹付コンクリート	25cm
覆工コンクリート	30cm

図-1. 支保パターン図（新設トンネル）

表-2 Ⅱ期線計測結果

観測地点	上半内空変位	天端沈下
STA31+89.5	62mm	37mm

キーワード 双設トンネル 計測 FEM

連絡先 高知県高知市北久保17-1 日本道路公団四国支社高知工事事務所南国北工事 小川 澄 TEL088-883-8648

また、ロックボルトについては、6m ボルト 27 本をパターンボルトとして打設した。特に切羽の自立性の悪い所では、1 掘進長を 80cm とする DII(S2) パターンによる施工も行った。切羽安定対策として鋼管膨脹ボルトによるフォアポーリングおよび鏡吹付け($t=50\text{mm}$ 以上)で対処した。表-2 にⅡ期線施工時の最大内空変位・天端沈下量を示す。

4. 計測工

4-1. 計測概要

計測はトンネル周辺の地山挙動を把握する為の地中変位計、既設トンネルの覆工コンクリートへの影響を把握する為の覆工応力計測定、亀裂変位計測および内空変位・天端沈下計測を実施した。計測断面を図-2 に示す。

4-2. 計測結果

(1) 地中変位計

地中変位計の測定結果を図-3、図-4 に示す。Ⅱ期線トンネルが約 2D 程度に接近した頃から、まずⅠ期線トンネル壁面に近い部分がⅠ期線トンネル側に向かって変位しはじめ、その後、0.5D 程度でⅡ期線トンネル壁面に近い部分がⅡ期線トンネル側に大きく変位している。9m 地点では、一旦Ⅰ期線側に変位しはじめていたが、切羽が 1D 程度通過したあとに逆にⅡ期線側に変位した。最終的な地中変位分布としては、Ⅰ期線トンネル壁面から 6~9m の間に変位の変曲点が存在している。切羽が約 5D 程度離れてからほぼ収束している。

(2) 覆工応力計

Ⅰ期線トンネル覆工応力測定結果を図-5 に示す。覆工応力は地中変位よりも早期に増加傾向を示した。Ⅱ期線トンネルが約 5D 程度近づいた頃から、圧縮側に増加傾向を示し始め、2D 程度から急激に圧縮側に増加した。切羽通過後、切羽が約 2D 程度離れた頃から収束傾向を示し、5D 程度離れてから収束した。圧縮応力の増分は 4Mpa~6Mpa である。

5. まとめ

今回の計測結果からⅡ期線トンネルによるⅠ期線トンネルに与える影響として以下のことが考えられる。

- ①Ⅱ期線トンネル掘削による影響範囲は、5D 程度から発生し 2D 以降は顕著に現れ、切羽通過後 5D 程度までは、その影響が考えられる。
- ②Ⅱ期線トンネル掘削によりⅠ期線トンネルに新たな荷重が発生し、その荷重は覆工の応力分布状態、地中内変位分布から推定すると、ほぼ左右同等となっており、Ⅰ期線トンネルに均等に荷重が発生すると考えられる。
- ③荷重の発生位置は地中変位計から推定すると壁面より 6m 程度の所であると考えられる。

双設トンネルの影響解析を FEM により解析した場合、先行トンネル付近全体が後行トンネル側に引っ張られるような状態となる。しかしながら、今回の計測結果ではⅡ期線トンネルに近い地山は解析と同様な傾向を示すが、Ⅰ期線トンネル周辺地山には計測結果のようなⅠ期線トンネル側への変位傾向は見られず、また 6m 付近に存在した変曲点は解析では生じなかった。このため、今回の計測結果で得られた状態を再現する為には、解析上掘削相当外力以外に荷重 α をⅠ期線トンネル外側に作用させる必要があった。今後これらを双設トンネルの設計手法として確立していくことが課題であると思われる。

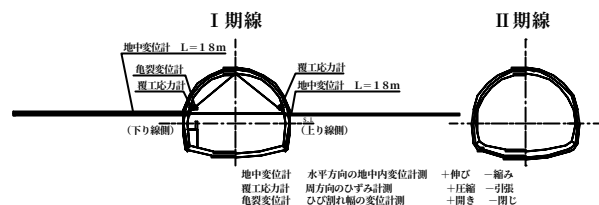


図-2 地中変位計配置図 (断面方向)

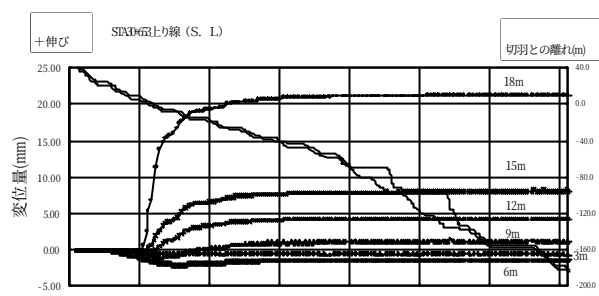


図-3 地中変位計 相対変位経日変化図

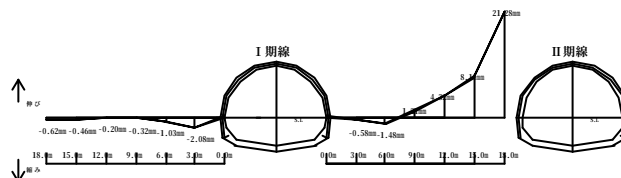


図-4 地中変位計 変位量分布図

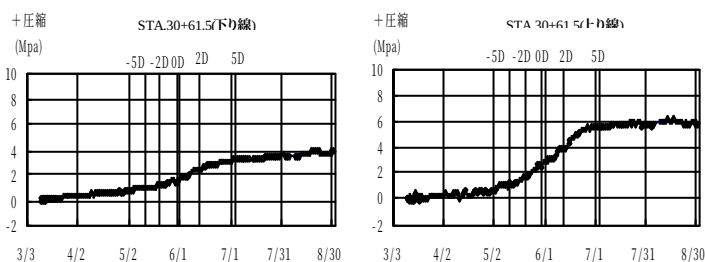


図-5 覆工応力計計測結果