

Ⅲ-581 新礼文華トンネルにおける弾塑性解析と計測結果との比較

開発土木研究所 正 員 城野 忠幸
 株式会社大林組 正 員 水津 周
 開発土木研究所 正 員 佐藤 昌志
 北海道開発局 赤松 誠二

1. はじめに

新礼文華トンネルは、一般国道37号のうち、豊浦町と長万部町の町界に位置する新設の山岳トンネルである。現在、既設トンネルが内浦湾側に約50m平行に供用されているが、変状の激しい区間が存在し、トンネルの老朽化および線形改良の面から、延長1,331mにわたって新たに施工されているものである。トンネルの地質は、主に安山岩質溶岩、角礫質凝灰岩、凝灰質角礫岩から構成され、長万部側坑口から400m間は比較的安定しているが、それ以降豊浦側は多量の地下水を含んでいる。このため本トンネルでは、事前調査等の目的から水平先進ボーリングが随時実施されてきた。今年度の掘削区間においても事前に先進ボーリングが実施されており、当区間の地山分類はDII～Eに相当すると評価されるが、特に表—1に示す区分①と③については、強変質して粘土化～脆弱化した火山角礫岩が大部分を占め、X線回析でも吸水膨張性の粘土鉱物を含有することが認められており、膨圧の発生が懸念されていた。このため、当トンネルにおいて最初の施工実績となるEパターンに対し、その支保パターンの妥当性および補助工法の有効性を確認するためにB計測を行った。本文においては、この計測結果とともにA計測結果およびFEMによる弾塑性解析の結果を比較し考察を行っている。

表—1 地山分類の結果

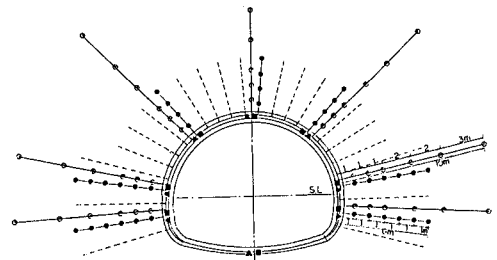
区 分	分布深度 (m) (測 点)	地 質		RQD (%)		地山弾性波速度		亀裂係数		準岩盤圧縮強度		変形係数		地山分類 総合評価	施 工 パターン
		変 質	岩 種	平均	分類	Vp (km/s)	分類	K (%)	分類	σ_c (kgf/cm ²)	分類	E σ (kgf/am ²)	分類		
①	0.00 ~ 21.30 (2k332.0~2k310.7)	強変質	火山角 礫岩	19	DII	2.18	CII	0 (25以下)	B	8.3	E	(1.51×10 ³)	E	E	E
②	21.30 ~ 78.20 (2k310.7~2k253.8)	中～ 強変質	火山角 礫岩	58	CI	2.30	CII	0 (25以下)	B					DII (Eに近い)	
③	78.20 ~ 99.30 (2k253.7~2k232.7)	強変質	火山角 礫岩	11	E	1.73	DI	0 (25以下)	B					E	
④	99.30 ~ 120.00 (2k232.7~2k212.0)	非～ 弱変質	安山岩	68	CI	3.44	CI	23	B	14.5	CII	5.04×10 ⁴	CI	DII (DIに近い)	

2. 計測概要

本計測の計測位置は、2k320.2mおよび2k236.5mの2箇所で行っているが、今回の解析対象としたのは比較的幅広く計測を行った2k320.0mの地点である。その実施内容を表—2に示す。測定方法は、自動記録装置を使用して行い、掘削およびブズリ出しなどの切羽作業による破損を避けるため、計測断面より60m坑口側に設置している。収録したデータは事務所に持ち帰り、パソコンおよびプリンタで図化・出力を行っている。

表—2 計測位置と計測内容

測点	2k320.2m	
	項目	測線数
計測内容	・坑内地中変位測定	7
	・ロックボルト軸力測定	7
	・鋼アーチ支保工応力測定	8
	・吹付コンクリート応力測定	8



図—1 計測器配置図

3. 解析概要

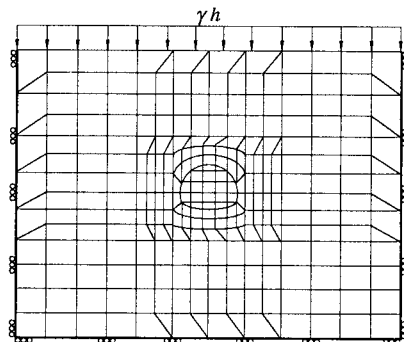
今回有限要素法を用いて解析するにあたって、次のような仮定を用いた。1) 2次元平面ひずみ問題とする。2) 有限要素はすべて2次アイソパラメトリック要素とする。3) 地山は8節点四角形要素でモデル化する。4) 吹付コンクリートは3節点梁要素でモデル化する。5) 地山の材料特性は弾塑性体として扱い、破壊条件にはモール・

クーロン式を使用する。6) 解析域はトンネル中心から水平方向に4D、鉛直方向に2.5Dとする。7) 境界条件は両側面がx軸拘束、底辺がy軸拘束とし、上辺に土被り分の地山自重を载荷する。

また本解析では、トンネル掘削にともなう施工状態を3ステップに分割して計算を行った。まず初期応力状態を求め（STEP1）、上下半掘削時に応力を50%解放し（STEP2）、吹付コンクリート施工時に残りの50%を解放した（STEP3）。なお解析に使用した物性値を表一3に、要素分割図および解析モデルを図一2に示す。

表一3 解析に使用した物性値一覧

項 目	地 山	吹付コンクリート	インパート吹付
土被り (m)	66	—	—
単位体積重量 (t/m ³)	2.45	—	—
弾性係数 (t/m ²)	30,000	2,500,000	2,500,000
ポアソン比	0.41	0.20	0.20
粘着力 (t/m ²)	60	—	—
内部摩擦角 (deg.)	28	—	—
断面積 (m ²)	—	0.25	0.20
2次モーメント (m ⁴)	—	0.00130	0.00067

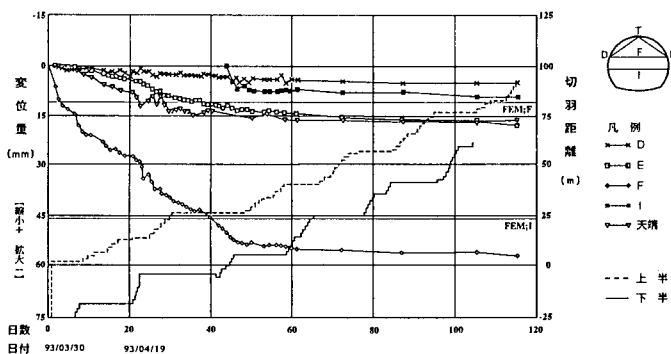


図一2 要素分割・解析モデル図

4. 計測および解析結果

1) A計測結果と解析値との比較；

図一3にA計測から得られた内空変位量および天端沈下量の経時変化を示す。天端沈下量に関しては、実測値（収束値）16.8mmに対し、解析値（STEP3）117mmとかなり大きな開きがあった。また内空変位量についても、F、I 測線での実測値がそれぞれ57.1mm、9.2mmであったのに対し、解析値は11mm、46mmとなり、天端沈下量が内空変位量に大きく影響を及ぼす結果となった。

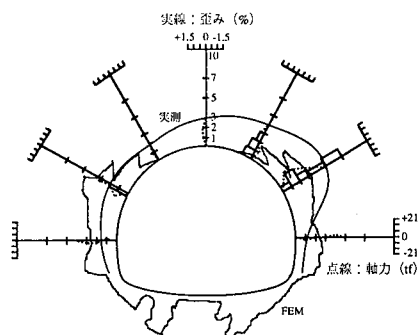


図一3 内空変位・天端沈下量の経時変化

2) B計測結果と解析値との比較；

図一4に実測および解析による地山の緩み領域を示す。実測に示す範囲は、坑内地中変位測定によるひずみ分布とロックボルトの軸力分布から得られたものである。これによると、実測の方は山側右肩部に偏圧の影響が顕著であるが、両者とも壁面から2～3m前後に緩み領域が発生している。

一方、梁でモデル化した吹付コンクリート応力は、壁面での実測値（収束値）の最大が109.9kg/cm²であるのに対し、解析値123.1kg/cm²、インパート部の応力はそれぞれ94.28kg/cm²、76.3kg/cm²と比較的近い値が得られた。



図一4 緩み領域の比較

5. まとめ

本解析の結果は、変位に関しては実際の値と大きく異なるものとなったが、吹付コンクリートの応力に関しては、ほぼ満足できる値を得ることができた。また緩み領域の推定については、実際のものと分布範囲が一致していたことから、仮定値が概ね妥当であったと言える。一方、実際には見られた偏圧は、地山モデルを等質の単一地山から成る左右対象断面としたこと、また地山自重を等分布荷重としたことが起因し、再現することができなかったものと考えられる。今回のB計測結果は、本トンネル補助工法選定の際の資料として利用されているが、今後はトンネル解析法の適用性把握のため、他の解析法を含めたより詳細な解析を行っていくつもりである。