

既設トンネル更新時の断面を拡大する掘削に関する解析的検討

小出孝明・日下 敦・長谷川慶彦

1. はじめに

供用中の道路トンネルでは、不具合の発生等の必要に応じて更新工事が実施されている。例えば、図-1に示すような、大型車輛のトンネル壁面への接触や交通渋滞、歩行者の危険等が発生する断面積が比較的小さいトンネルを拡大する掘削（以下「拡大掘削」という。）や盤膨れが発生したトンネルでのインバートの改築・追加設置等がある。これらの事例では、迂回路が確保できずに片側交互通行等による活線施工となるケースが多くある。その場合、車線の確保のために作業スペースは狭隘となり、作業効率の大幅な低下により工事費が増加する。また、交通規制による道路利用者の利便性の低下、経済活動への損失および交通規制費の発生等の多くの課題を有する。そのため、土木研究所では将来的な更新工事の増加に備え、トンネルの更新技術の合理化に関する研究に取り組んでいる。本稿では、その研究内の拡大掘削に関する数値解析的検討について報告する。

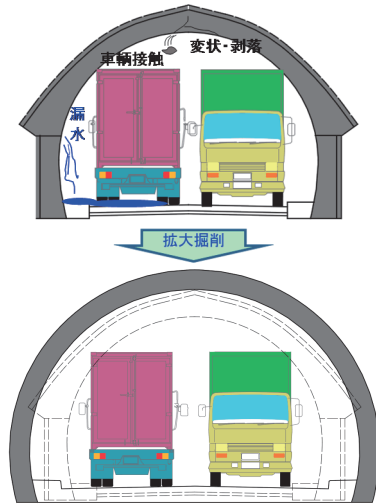


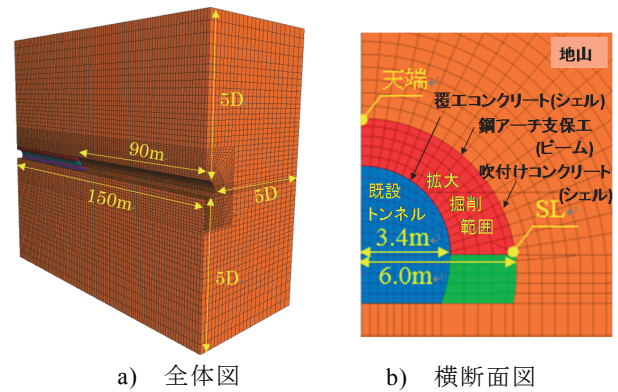
図-1 拡大掘削のイメージ

2. 拡大掘削における主な力学的特徴

何も無い地山に新たにトンネルを掘削（以下「新設掘削」という。）する場合と比較して、拡大掘削では力学的条件に以下のような違いがあると考えられる。

- ・ 拡大掘削の対象地山では、既設トンネルの掘削時に、既に応力の再配分を受けている。
- ・ 既設トンネルの周囲を切抜ける掘削となるため、新設掘削と比較して掘削断面積が小さいとともに掘削部の形状が異なる。
- ・ 切羽前方に既設トンネルが存在し、地山の変形に対する抵抗性が異なる可能性がある。

これらの違いにより、拡大掘削時の支保工や地山の応力状態は新設掘削時とは異なる可能性もあるにも関わらず、工事实績が少ない現状では、拡大掘削は既往の新設掘削に用いる基準類²⁾に従い設



a) 全体図 b) 横断面図
図-2 解析モデル

計・施工されている。このような現状を踏まえ、本検討では拡大掘削の力学的条件が新たに設置する支保構造に及ぼす影響の程度について確認し、支保構造の最適化への可能性について検討した。

3. 数値解析の概要

3.1 解析モデル

数値解析は3次元有限差分法によるものとした。拡大掘削は図-1のイメージのように既設トンネルの両側を左右均等に切抜けるケースを想定し、半断面モデルとした。トンネルの規模は過去の施工事例を参考にして、図-2に示すように、既設トンネルを半径3.4mの1.5車線断面、拡大トンネルを

表-1 解析条件

要素タイプ (地山等級)	地山				吹付けコンクリート				鋼アーチ支保工				覆工コンクリート(既設トンネル)			
	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII
モデルタイプ	ソリッド				シェル				ビーム				シェル			
弾性係数(MPa)	2,000	1,000	500	150	19,000(材齢を考慮)				—	210,000	210,000	210,000	22,000	22,000	22,000	22,000
ポアソン比	0.30	0.30	0.35	0.35	0.20	0.20	0.20	0.20	—	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
厚さ(cm)等	—	—	—	—	10	10	15	20	—	H-125@1.2m	H-125@1.0m	H-150@1.0m	40	40	40	40
断面二次モーメント y方向(m ⁴)	—	—	—	—	0.1	0.1	0.15	0.2	—	2.50.E-03	3.00.E-03	3.96.E-03	4.00.E-01	4.00.E-01	4.00.E-01	4.00.E-01

表-2 解析 CASE

a) 弾性解析 b) 弾塑性解析

CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)	CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)
弾性解析	1	新設掘削	CI	1.5	弾塑性解析	10	新設掘削	CII	1.2
	2		CII	1.2		11		DI	1.0
	3		DI	1.0		12		DII	1.0
	4	拡大掘削	CI	1.5		13	補助ベンチ付き全断面掘削	CII	1.2
	5		CII	1.2		14		DI	1.0
	6		DI	1.0		15		DII	1.0
	7	拡大掘削(掘進長延伸)	CI	2.0		16	拡大掘削(掘進長延伸)	CII	1.5
	8		CII	1.5		17		DI	1.2
	9		DI	1.2		18		DII	1.2

半径6.0mの2車線歩道付き断面とした。また、比較する新設掘削のトンネル断面は拡大掘削のトンネル断面と同一とした。既設トンネルは矢板工法により構築されたものを想定し、1次支保工はモデル化せず、厚さ40cmの覆工コンクリートをシェル要素(面形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化して、地山荷重を支持する設定とした。拡大掘削の1次支保工については吹付けコンクリートをシェル要素で、鋼アーチ支保工をビーム要素(線形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化し、ロックボルトはモデル化していない。地山は、拡大後の新たなトンネルの掘削径Dに対して上下左右に5D、延長150mをソリッド要素(3次元の立体形状の要素)でモデル化し、90m地点までを掘削した。境界条件については、底面では全方向に対して移動を許さず、側面では面上においてのみ移動を許し、上面では全方向に移動を許す設定とした。

3.2 解析条件

主な解析条件を表-1に示す。地山は硬岩(地山等級CI)から比較的脆弱な軟岩(地山等級DII)までを対象とし、地山等級CI、CII、DIで弾性解析を、地山等級CII、DI、DIIで弾塑性解析を実施した。支保構造は、道路トンネル技術基準

表-3 切羽から30m離れた位置の解析結果

CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量		水平変位量		吹付けコンクリート軸力	
				天端		SL		天端	
				値(mm)	比率	値(mm)	比率	値(kN)	比率
弾性解析	CI	新設	1.5	-6.0	1.00	-3.4	1.00	-232	1.00
		拡大	1.5	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-172	0.74
		拡大延伸	2.0	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-150	0.65
		新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-409	1.00
弾塑性解析	CII	拡大	1.2	-9.8	0.92	-4.5	0.74	-332	0.81
		拡大延伸	1.5	-9.9	0.93	-4.6	0.75	-303	0.74
		新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-409	1.00
		拡大	1.2	-9.8	0.92	-4.5	0.74	-333	0.81
弾性解析	DI	新設	1.0	-18.1	1.00	-11.1	1.00	-901	1.00
		拡大	1.2	-17.3	0.96	-8.4	0.76	-803	0.89
		拡大延伸	1.2	-17.7	0.98	-8.6	0.77	-762	0.85
弾塑性解析	DI	新設	1.0	-18.7	1.00	-11.8	1.00	-937	1.00
		拡大	1.0	-17.7	0.95	-9.1	0.77	-829	0.88
		拡大延伸	1.2	-18.2	0.97	-9.4	0.80	-790	0.84
	DII	新設	1.0	-47.8	1.00	-32.2	1.00	-1124	1.00
		拡大	1.2	-45.8	0.96	-23.6	0.73	-1080	0.96
		拡大延伸	1.2	-47.3	0.99	-24.6	0.76	-1098	0.98

(構造編)・同解説²⁾に示される標準的支保構造の組み合わせの目安に従い、各地山等級毎に設定した。掘削工法については、比較のため新設掘削、拡大掘削ともに補助ベンチ付き全断面掘削工法で統一した。既設トンネルについては、1ステップで全区間を掘削すると同時に覆工コンクリートを設置する条件とした。

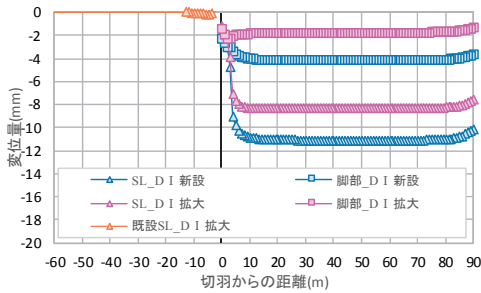
3.3 解析ケース

表-2に示すとおり、各地山等級毎に新設掘削と既設トンネルの拡大掘削に加えて、拡大掘削において一掘進長を延伸する解析ケースを設けて、力学的な状態を比較した。

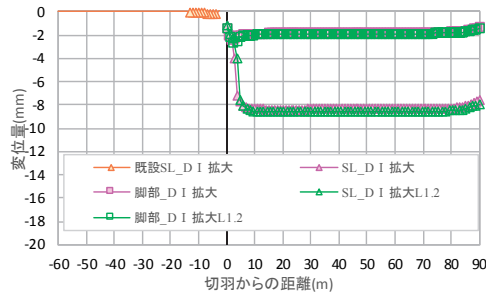
4. 数値解析の結果

4.1 拡大後の新たな支保構造の力学的な状態

拡大後の新たな支保構造における力学的な状態について、表-3に切羽から30m離れた位置の天端沈下量、SL(上半断面と下半断面の境界ライン、図-2参照)位置の水平変位量および天端位置の吹付けコンクリート軸力を抽出し、数値を比較した。



a) D I の新設掘削(CASE3)と拡大掘削(CASE6)



b) D I の拡大掘削(CASE6)と拡大掘削(延伸)(CASE9)

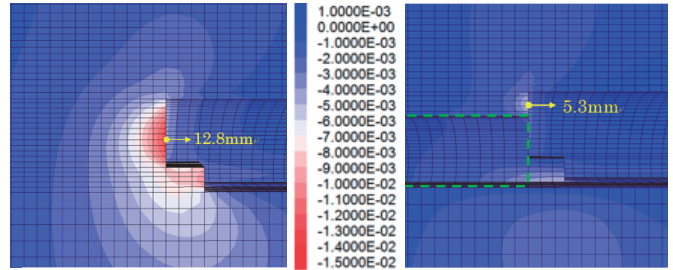
図-3 新たな支保構造に発生する変位分布図

表中には、比較のために新設掘削を1.0として拡大掘削および拡大掘削で一掘進長を延伸した場合(以下「拡大掘削(延伸)」という。)の比率を示した。また、図-3に、地山等級D Iの弾性解析におけるトンネル縦断方向の変位分布状況を示した。

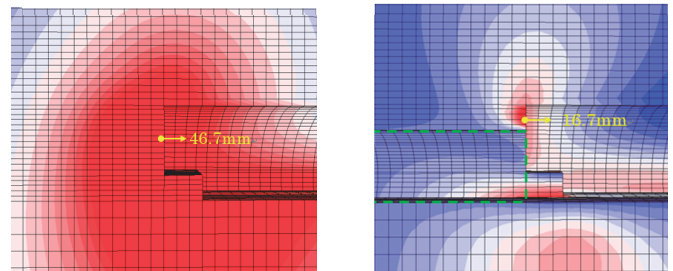
結果として、地山等級による若干のばらつきはあるものの拡大掘削では新設掘削よりも発生する沈下量で4~13%、水平変位量で23~27%、吹付けコンクリートの軸力で4~26%小さいことが確認された。これにより、拡大掘削では新設掘削と比較して支保構造の負担が低減していることが示唆された。また、地山が軟らかくなるに従って差が縮まる傾向が確認された。

次に、拡大掘削(延伸)では拡大掘削よりも発生する沈下量、水平変位量がともに0~3%大きくなった。一方で、吹付けコンクリートの軸力はD IIにおいて2%大きいが、C I~D Iでは逆に4~9%小さくなるなど、傾向は一定しなかった。

これらの比較の結果からは、拡大掘削において新設掘削の支保構造を適用している現状では、支保構造は比較的余裕のある仕様になっている可能性が示唆される。また、この余裕について、一掘進長を20~30%延伸する程度の影響では失われることは無く、力学的な安定は確保されることが推定される。そのため、一掘進長の延伸が拡大掘削における設計・施工の合理化に繋がる1つの選択肢となる可能性が考えられる。一方で、地山等



a) D I の新設掘削(CASE11)と拡大掘削(CASE14)の比較



b) D II の新設掘削(CASE12)と拡大掘削(CASE15)の比較

図-4 切羽前方地山の変位分布状況

表-4 既設トンネルの天端に発生する沈下量

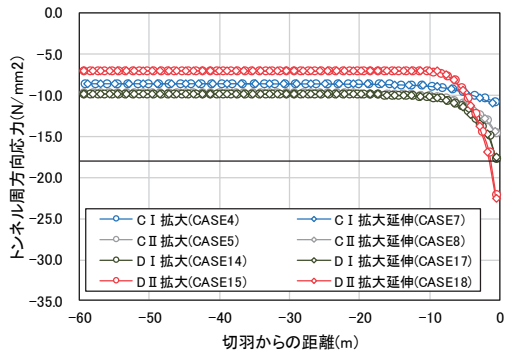
CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量(mm) ※ 0内は定常値を1.00とした場合の比率						
				切羽からの距離 (D:掘削径=12m)						
				0	-1D	-2D	-3D	-4D	定常値	
4	C I	拡大	1.5	-0.85 (14.2)	-0.17 (2.83)	-0.11 (1.83)	-0.08 (1.33)	-0.06 (1.00)	-0.06 (1.00)	
		拡大延伸	2.0	-0.87	-0.18	-0.11	-0.07	-0.06	-0.06	
5	C II	拡大	1.2	-0.81 (10.1)	-0.28 (3.50)	-0.16 (2.00)	-0.11 (1.38)	-0.08 (1.00)	-0.08 (1.00)	
		拡大延伸	1.5	-0.77	-0.24	-0.16	-0.11	-0.07	-0.07	
14	D I	拡大	1.0	-0.95 (7.92)	-0.40 (3.33)	-0.30 (2.50)	-0.20 (1.67)	-0.14 (1.17)	-0.12 (1.00)	
		拡大延伸	1.2	-0.96	-0.43	-0.32	-0.22	-0.15	-0.13	
15	D II	拡大	1.0	0.18 (-)	-0.78 (1.70)	-1.10 (2.39)	-0.70 (1.52)	-0.50 (1.09)	-0.46 (1.00)	
		拡大延伸	1.2	0.29	-0.72	-1.07	-0.65	-0.45	-0.40	

級D IIに相当する脆弱な地山状態においては、この余裕は確実とはいえず、実際に一掘進長を延伸する際には、切羽観察や計測工などにより地山状況を把握した上で慎重に実施する必要がある。

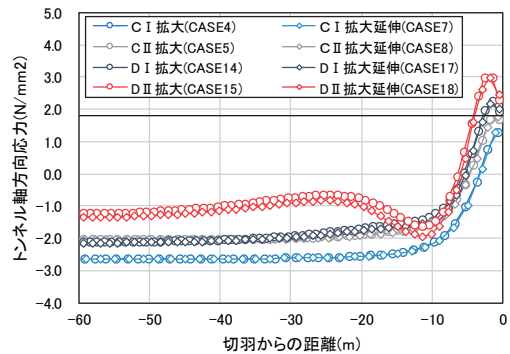
4.2 切羽前方地山および既設トンネルの力学的な状態に関する比較

新設掘削と拡大掘削における、切羽前方地山の力学的な状態について、トンネル軸方向の水平変位の分布状況を図-4に示す。ここでは、新設掘削と比較して拡大掘削における地山の変形量や変形の範囲が縮小している状況が確認された。縮小の程度について、CASE毎に水平変位量の最大値を比較すると、拡大掘削では新設掘削と比較して概ね半減している。このような状況からは、拡大掘削時の切羽は、より安定的な傾向を示す可能性が考えられる。

次に、このような差が生じる要因の1つと考えられる既設トンネルの抵抗性に関して、既設トンネル自体の力学的な状態について確認する。まず、



a) 既設トンネル天端のトンネル周方向応力



b) 既設トンネル天端のトンネル軸方向応力

図-5 既設トンネルの応力分布状況

表-4に示す天端の沈下量は総じて1mm未満と微小であり、また、地山等級による明確な差が確認できなかったことから、既設トンネルのある一定の抵抗により、地山の硬軟等の状態に起因する変形量の差を縮小している可能性が考えられる。この抵抗に関して、図-5に示す既設トンネル天端でのトンネル周方向とトンネル軸方向の応力分布図を分析すると、まず、切羽からの離れが10m程度の範囲に顕著な応力変化が確認された。トンネル周方向では地山の変形に対して、既設トンネルはアーチ構造として抵抗するため、全圧縮状態のまま応力が増加している。既設トンネルのコンクリート強度を20N/mm²前後であると仮定すると、D II 地山においては、切羽直近で圧縮破壊に至るレベルとなる。一方で、トンネル軸方向では、地

山が切羽側に押し出される変形に対して、既設トンネルは引張抵抗を示しており切羽からの離れが7m程度の位置から引張応力状態となっている。これに関して、実際のコンクリートでは、ひび割れなどの発生により抵抗を失うことが想定されるため、今回の解析条件ではトンネル軸方向の抵抗力は、過大に評価されている。これらの結果からは、既設トンネルの覆工が地山の変形に対して鉛直・水平方向に抵抗している状態が確認されると同時に、抵抗する既設トンネルの覆工自体に変状が発生する可能性が示唆された。

5. まとめ

今回の解析条件下では、拡大掘削において新設掘削と同様の支保工を適用する場合には、支保構造に比較的余裕があること、拡大掘削時の切羽は新設掘削時と比較して安定的となる可能性が示唆された。更に、一掘進長の延伸が拡大掘削における施工の効率化や経済性を含めた支保構造の最適化に資する選択肢の1つになる可能性が確認された。また、拡大掘削時の既設トンネルの力学的な状態としては、切羽から1Dの範囲で構造的に不安定となる可能性があり、活線施工時には防護工が必要であることが示唆された。これらは、限られた条件下における検討結果の一例にすぎないが、今後は、試験施工などの実測値を収集し、解析との整合を図るなどをして研究を進めていきたい。

参考文献

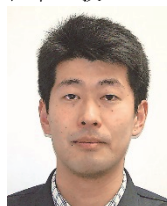
- 1) 小出孝明、日下敦、吉岡知哉、砂金伸治：トンネル更新時の拡大掘削における支保構造に関する解析的検討、トンネル工学報告集、第28巻、I-45、pp.1～5、2018
- 2) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説、pp.125～131、2003

小出孝明



土木研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム 主任研究員
Takaaki KOIDE

日下 敦



土木研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム 上席研究員
Atsushi KUSAKA

長谷川慶彦



土木研究所道路技術研究グループ
トンネルチーム 専門研究員
Yoshihiko HASEGAWA