

3車線道路トンネルの支保構造と覆工に関する研究

An investigation of the support system and lining about three-lane road tunnel

何 川¹⁾・町田 能章²⁾・翁 漢民³⁾・関 宝樹³⁾・小泉 淳⁴⁾

Chuan HE, Yoshiyuki MACHIDA, Hanmin WENG, Baoshu GUAN, Atsushi KOIZUMI

At present, Attention has been paid by engineers to design the rational support system and lining of three-lane road tunnel, because of the feature of the flat large cross section. In this paper, in order to investigate the mechanical performance of the support system and lining of Tieshanping tunnel, a three-lane road tunnel, a series of fracture model tests and the analysis of FEM were carried out. The tests and FEM analysis are aimed at the assessment of the tunnel stability under first support system and secondary lining.

Key Words: support system, lining, model test, FEM, NATM

1. はじめに

最近、中国では高速道路網の整備に伴い、3車線大断面トンネルの建設が増加している。従来の断面形状で3車線の道路トンネルを建設すると、余剰空間が非常に多くなり不経済となる。このため、扁平率（トンネル高さ／トンネル幅）の低い断面形状を採用する必要がある。国道318号線の鉄山坪トンネルはこのようなトンネルのうちの一つである。このトンネルは上下線合わせて総延長が5424mで、掘削幅は15m（掘削断面積130m²級）であり、扁平率が0.58～0.66と非常に扁平なトンネルである。このような扁平大断面トンネルを迅速かつ安全に、さらに経済的に建設するためには、トンネルの力学的挙動の把握や施工上の対策など解決すべき問題は非常に多い。このような観点から、筆者らは鉄山坪トンネルを対象とした扁平大断面トンネルの研究を行っている。本報告は、一連の研究のうち標準支保構造および覆工に関する模型実験の結果と、実物トンネルを対象したFEM解析の結果について述べるものである。

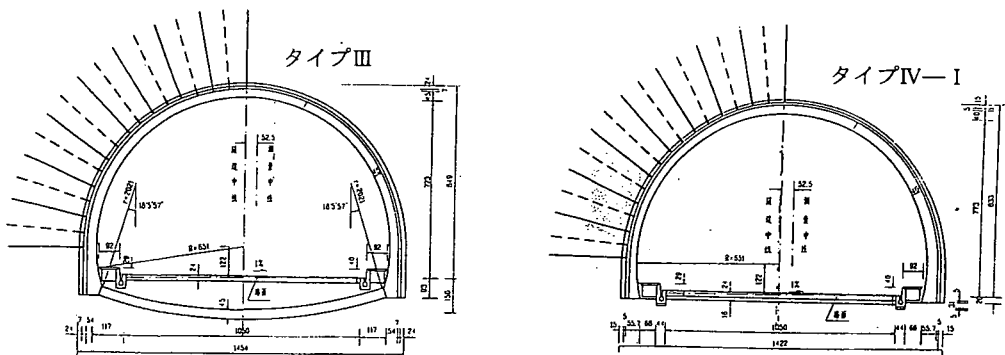


図1 トンネル断面の概要

- 1) 学生会員 修士(工学) 早稲田大学大学院理工学研究科博士後期課程
- 2) 学生会員 早稲田大学大学院理工学研究科修士課程
- 3) 西南交通大学教授 土木工程学院(中国)
- 4) 正会員 工学博士 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

2. 模型実験

実験は、鉄山坪トンネルの地山の応力状態、岩盤条件（地山等級Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ）と試設計のトンネル支保工

表1 鉄山坪トンネルの地山物性値

地山等級	粘着力 MPa	内部摩擦角 °	弾性係数 GPa	ポアソン比	単位体積重量 KN/m ³	一軸圧縮強度 MPa	最大土被り m
Ⅲ	0.5	33	2.2	0.32	25.60	2.3	306
Ⅳ	1.3	37	7.1	0.23	25.80	5.2	322
Ⅴ	2.5	45	17.0	0.20	26.00	12	310

と覆工パターンを考慮し、相似則を用いてモデル化した。鉄山坪トンネルの地山物性値、トンネル断面、支保工と覆工の概要を表1、表2、図1に示す。実験モデルの相似比については、幾何学的スケールを25、弾性係数、粘着力、圧縮強度のスケールを25、単位体積重量とポアソン比のスケールを1とした。

表2 鉄山坪トンネルの支保工と覆工の諸元

地山 等級	トンネル タイプ	ロックボルト				鉄筋支保 工の間隔 m	吹付コンク リート厚さ c m(強度 250kgf/cm ²)	二次覆工無筋(強度 250kgf/cm ²)	
		直径 mm	長さ m	間隔 cm				アーチ厚さ cm	インバート厚さ cm
				周方向	延長方向				
Ⅲ	Ⅲ	φ22	3.5	1.0	1.0	1.0	24	45	45
Ⅳ	Ⅳ－1		3.0	1.2	1.2		15	40	40
Ⅳ	Ⅳ－2		3.0	1.2	1.2		15	40	なし
Ⅴ	Ⅴ		2.5	1.5	1.5		10	35	なし

2. 1 模型材料

実験では地山等級Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの岩盤を対象とする模型材料として、重晶石粉、石英砂、ワセリンを表3に示す重量比で配合し、圧力をかけて締め固めた。これらの物性値は表4に示すとおりで、相似則とほぼ一致する。吹付けコンクリートの模型材料は、石膏、炭酸カルシウム、水を重量比で3：1：3の割合で配合したものであり、二次覆工（無筋コンクリート）の模型材料は石膏、水を重量比で1.2：1の割合で配合したものである。これらはそれぞれ型枠を用いて打設した。吹付けコンクリートと覆工模型材料の物性値を表5に示す。実験にはロックボルト材として、

表3 地山模型材料の配合比（重量比）

地山等級	重晶石粉 425目	石英砂		ワセリン
		80目	40目	
Ⅲ	1.1	0.5	0.5	0.1
Ⅳ	1.0	0.33	0.67	0.1
Ⅴ	2.0	0.33	0.67	0.2

表4 地山模型材料の物性値

地山等級		粘着力 MPa	内部摩擦角 °	弾性係数 GPa	ポアソン比	単位体積重量 N/m ³	一軸圧縮強度 MPa
Ⅲ	計測値	0.0200	33	0.0738	0.32	25.55	0.0900
	スケール	25.00	1	29.8	1	1.00	25.55
Ⅳ	計測値	0.0501	37	0.2801	0.23	25.72	0.2037
	スケール	25.95	1	25.35	1	1.003	25.53
Ⅴ	計測値	0.0950	45	0.6503	0.20	25.95	0.4860
	スケール	26.32	1	26.14	1	1.002	24.69

直径が0.8mmの軟質鉄線を用いた。弾性係数はE=68GPa、降伏強度はR_L=132MPaである。鉄線はその周りに

表5 吹付けコンクリートと覆工の物性値

項目	模型材料値	実物対応値	模型材料値	実物対応値
一軸圧縮強度 (Mpa)	0.535	13.375	0.541	13.525
弾性係数 (Gpa)	0.525	13.125	0.991	24.775

粘着樹脂を塗って地山材料に埋め込み、これで全面接着型ロックボルトをモデル化した。また鉄筋支保工はその等価剛性を考えて弾性係数E=3.3GPaの木材で評価した。

2. 2 実験装置

実験に用いた載荷装置の概要は図2に示すとおりである。地山供試体の寸法は $2.4\text{ m} \times 2.3\text{ m} \times 0.2\text{ m}$ である。地山とトンネル模型の挙動平面ひずみ状態となるようにして実験を行った。載荷は60 Tのジャッキを8本使用した剛体載荷とした。載荷圧力が不均等にならないように上下4本のジャッキを一つの配管で、左右4本のジャッキを一つの配管で接続してある。供試体の平面ひずみ状態が保持できるように、供試体の上下面は厚さ25 mmの鋼板で拘束した。また、鋼板と供試体との摩擦を低減するために、鋼板と供試体の間に薄いテフロンシートを二重に設置した。計測項目は①トンネル壁周の法線方向の変位、②二次覆工の断面ひずみ、③地山と吹付けコンクリート支保工との間の土圧、④地山、支保工と覆工の亀裂、および破壊状況である。

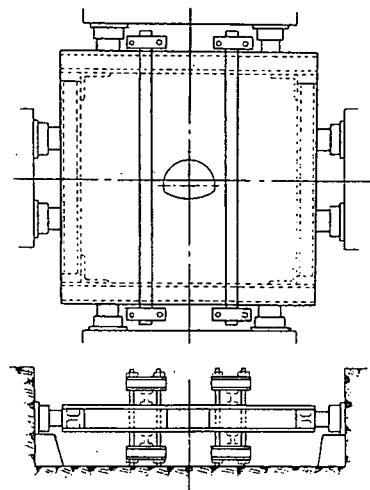


図2 実験装置の概要

2. 3 実験ケース

今回の実験は掘削方法と地山の力学的挙動の時間依存性は無視し、トンネルの自立性および最も厳しい地山圧力下の支保工と二次覆工の力学的挙動と安定性に着目して行った。実験は無支保の場合、支保工のみの場合、支保工と覆工とがある場合の3通りについて破壊まで行った。側圧係数 k は扁平トンネルの塑性領域と安定性に対する影響の一要因であるが、理論的にも経験的にも信頼度が高いその決定方法はまだないことから、今回はトンネルの土被りによる自重応力状態のみを考えた。すなわち $K = \nu / (1 - \nu)$ とした。実験にはこの側圧係数を用いたが、この条件は今回対象としている扁平トンネルの安定にとって一番厳しい地山応力状態になっている。実験は地山等級、支保と覆工の条件、地山応力条件を変え計12ケースを行った。実験ケースを表6に示す。

3. 解析の概要

模型実験結果を検討する目的で二次元FEMによる弾塑性解析を行った。トンネルの断面形状はタイプⅢ、Ⅳ-1、Ⅳ-2、Ⅴの全断面掘削時を対象とした。なお解析に用いた地山および支保工と覆工の物性値は実トンネルのそれである。解析領域はトンネル幅の5倍とした。初期応力には最大土被り時の地山の自重から求めた鉛直応力 σ_y と、それに側圧係数を乗じた水平応力 σ_x を用いた。地山は弾塑性体とし塑性領域の判定にはMohr-Coulombの降伏条件を用いた。

4. 実験結果と解析結果の比較および考察

4. 1 支保工と覆工の耐荷力および発生する応力状態について

実験結果を表6に示す。支保工と覆工の耐荷力と安定性を評価するために、超過荷重係数 L ($L = \text{破壊時の} \sigma_y / \text{設計時の} \sigma_y$)を導入した。支保工のみの場合、タイプⅢ、Ⅳ-1、Ⅳ-2、Ⅴの超過荷重係数はそれぞれ1.47 (ケース2)、1.87 (ケース5)、1.68 (ケース8)、2.54 (ケース11)であり、支保工と二次覆工とがある場合、2.30 (ケース3)、2.62 (ケース6)、2.31 (ケース9)、3.04 (ケース12)になった。今回の地山応力状態はトンネルの安定性にとって最も不利な状態であることを考慮すると、この結果は支保工の施工期間中の安定性と二次覆工の長期にわたる安定性を確保できることを示している。一方、無支保の場合、タイプⅤは L 値が1.92 (ケース10)で高い自立性があるのに対し、タイプⅢ、Ⅳ-1、Ⅳ-2の L 値は1.0程度しかない。特にタイプⅢ (ケース1) では、 $L = 0.99$ となり地山の自立性が低いことがわかる。

支保工と覆工とがある場合にはトンネルの安定性は確保できるが、インバートがある場合に二次覆工の脚部には大きな曲げモーメントが発生した (図3)。これは二次覆工の脚部とインバートをつなぐ曲線を設置していなかったためと推測できる。応力の集中を避けて曲げモーメントを低減するためには、半径2～3m程度の曲線を設置した方

表6 実験ケースと結果

実験ケース	地山等級	トンネルタイプ	支保工と覆工状況	インバート有無	破壊応力 σ_y , MPa	破壊応力対応の土被りM	超過荷重係数L
1	III	III	無支保	あり	0.31	303	0.99
2	III	III	支保工	あり	0.46	450	1.47
3	III	III	支保工と覆工	あり	0.72	703	2.30
4	IV	IV-1	無支保	あり	0.41	397	1.23
5	IV	IV-1	支保工	あり	0.62	601	1.87
6	IV	IV-1	支保工と覆工	あり	0.87	843	2.62
7	IV	IV-2	無支保	なし	0.36	349	1.08
8	IV	IV-2	支保工	なし	0.56	542	1.68
9	IV	IV-2	支保工と覆工	なし	0.77	746	2.31
10	V	V	無支保	なし	0.62	596	1.92
11	V	V	支保工	なし	0.82	788	2.54
12	V	V	支保工と覆工	なし	0.98	942	3.04

がよいと思われる。また建築限界から、トンネル断面形状を調節しにくい場合には、無筋のままでは大きい曲げモーメントによるひび割れが発生し、トンネルの長期安定性 (耐久性) が損なわれるおそれがあることから、覆工脚部の外側に引張鉄筋が必要となる。

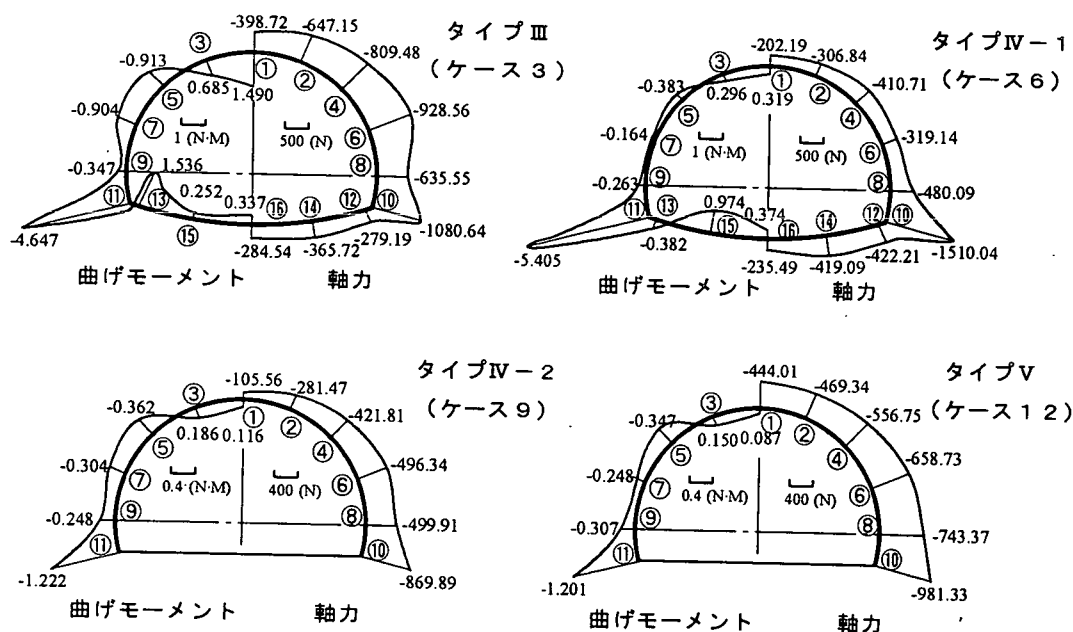


図3 覆工内の応力 ($\sigma_y = 0.31$ MPa 時の実験値)

4. 2 地山に発生する塑性領域とトンネルの破壊状況について

解析による地山の塑性領域を図4に示す。タイプIIIの無支保の場合、トンネル壁周7m程度に塑性領域が発生するのに対し、支保工のみの場合にはこの塑性領域が小さくなってインバートと肩部3m程度だけに塑性領域が発生した。またタイプIV-1の無支保の場合、側壁部の塑性領域は2m程度となったが、脚部と肩部には6m程度の塑性領域が発生した。しかし天端とインバート中心部には塑性領域が見られなかった。塑性領域の形状はX型になる。支保工がある場合は塑性域の形状は同じX型であるが、その範囲はかなり小さくなった。タイプIV-2の無支保の

場合は、塑性領域が全周に発生した。肩部と脚部の塑性領域は広がり、8 m程度に達し、また底盤にも深い塑性領域が発生した。支保工がある場合は脚部より上の部分の塑性域が小さくなったが、底盤部の状況はあまり変わらなかった。タイプVの場合には、無支保であっても支保工があっても、塑性領域はほぼ同じ形で、底盤の塑性領域は他の部分のそれより深く、4 m程度になった。

図5は各実験ケース

の破壊状況の平面図と展開図である。無支保の場合の破壊は以下の順序で進行する。①側壁にクラックが発生する。②天端部と脚部に発生する。③脚部は若干肌落ちする。④脚部とインバート（または底盤）が急に突出してトンネルの自立性が無くなり破壊する。破壊後の状況を見ると、インバートまたは底盤部において地山のある深さに亀裂が認められた。

支保工のみの場合の破壊状況は無支保の場合とほぼ同じであるが、インバートまたは底盤部の地山の亀裂の深さは無支保の場合よりも小さくなった。

一方覆工がある場合の破壊は、①覆工側壁の底部内側の肌落ちが始まり、②アーチ部にひび割れが発生し、③脚部の肌落ちがひどくなり破壊するという順で進行する。インバートが無いケースでは底部地山の隆起現象が目立つ。

トンネル壁周の変形状態は各タイプともほぼ同じとなった。例としてタイプⅢについて考察を加える。図6に示すように、各ケースとも天端とインバート中心部の変位は側壁に比べかなり大きい。無支保の場合と支保工のみがある場合では、載荷荷重がある程度大きくなると側壁のトンネル内側への変位が急激に増加する。破壊時には側壁の変位はおおよそ天端の1/5程度になった。この側壁部変位の急激な増加はトンネルが破壊する前兆と考えられる。覆工

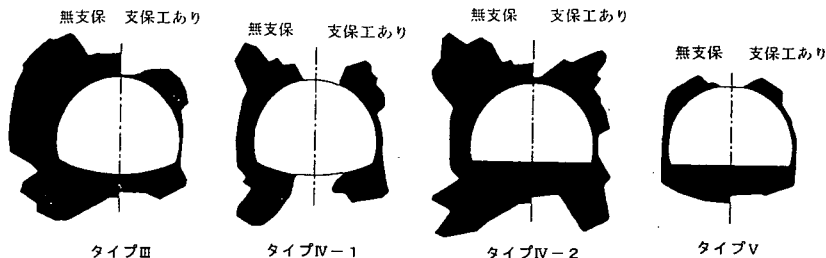


図4 解析による塑性領域

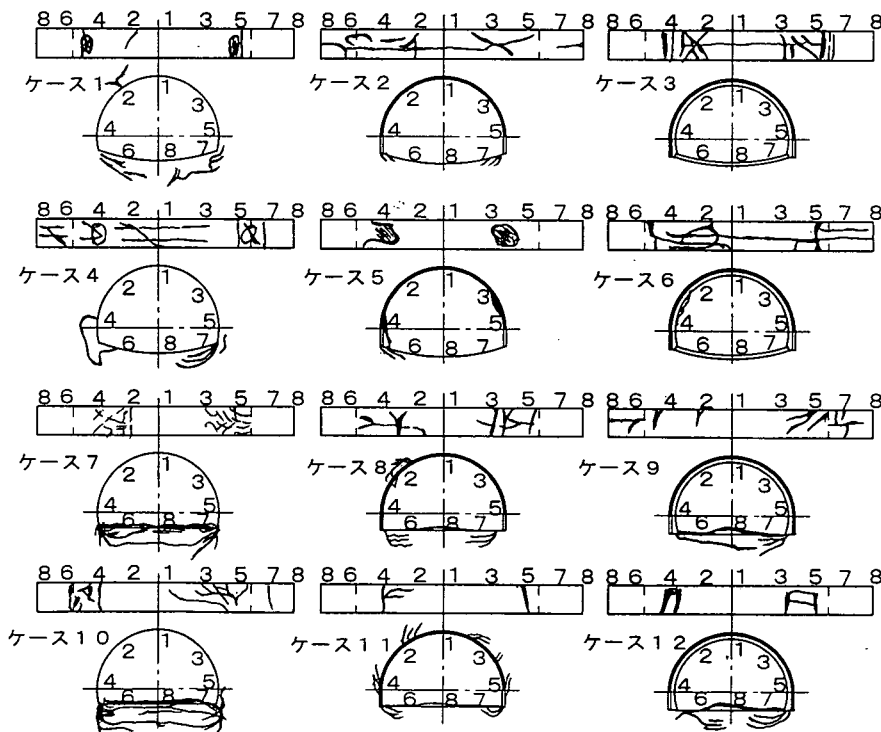


図5 破壊状況（平面図と展開図）

がある場合には、アーチ部とインバート部はトンネル内側へ変位するが、側壁部は逆に若干地山側へ変位した。

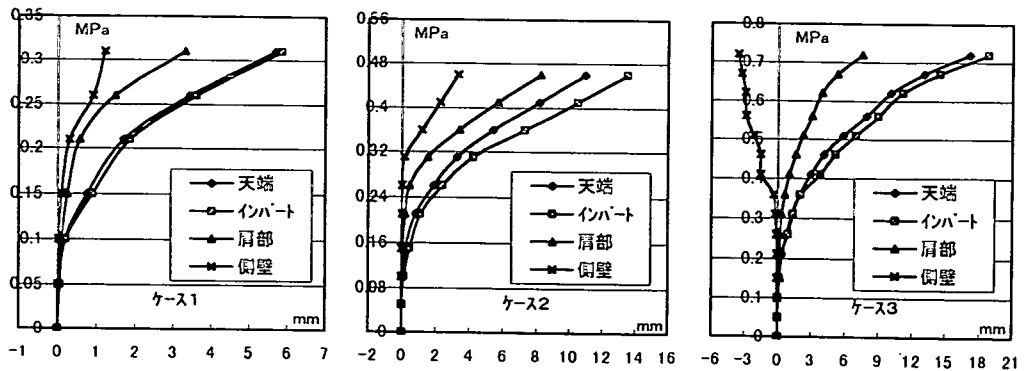


図6 載荷荷重と変位関係 (タイプⅢ)

4. 3 インバートの効果について

底盤部や覆工脚部に大きな応力集中が発生することを考慮して、地山Ⅲの場合、設計では上半部半径の3倍程度の半径を持つインバートを設置することとした。地山が比較的良好なⅣの場合、インバートなしのタイプⅣ-2はインバートがあるタイプⅣ-1より2m程度深い塑性領域が発生した。特に底盤で顕著である。インバートがある場合の方が無支保、支保工のみ、覆工ありの各ケースともインバートがない場合より超過荷重係数は10%程度大きい。このことは、地山Ⅳにおいてもインバートの設置がトンネルの安定性に有効であることを示している。地山Ⅳの場合、実験から得られた超過荷重係数から考えると、支保構造の安定性が確保できているので、インバートがなくても問題はなさそうである。しかしインバートがない場合には塑性領域が広がることを考えて、地山Ⅳ以上の良好な地山ではインバートを省略する一方、地山Ⅲおよび地山Ⅲと他の地山区分との境界付近ではインバートを設置する必要があると判断した。

5. まとめ

今回の模型実験と解析から以下のようなことが明らかになった。

- ①鉄山坪トンネルの支保構造と覆工の安定性が確認された。しかしながら、覆工脚部の過大な曲げモーメントを低減するために、脚部とインバートをつなぐ曲線を設置するか、または覆工脚部の外側に引張鉄筋を配置して、この曲げモーメントによるクラックを制御することが必要である。
- ②トンネル周辺地山の变形は天端部の方が側壁部に比べて大きい。応力集中は側壁部の方が大きく、地山の塑性領域は脚部下方と肩部で大きくなる。トンネルの破壊は側壁部の变形が急激に大きくなった後にその位置と脚部から始まるため、側壁部の变形をある程度抑制できるような支保工を用いる必要がある。また、施工中には側壁部の変位の計測が重要である。
- ③地山等級がⅢ以下の場合、インバートを設置することが必要となる。また地山等級がⅤ以上の場合にはインバートを設置する必要はない。地山等級Ⅳの場合は、原則としてインバートの設置は必要ないが、地山等級Ⅲとの境界付近にはこれを設置する方がよいと判断される。

今後は合理的な施工法の選定や支保工の設置順序とそのタイミングに関して検討を行う予定である。また現在鉄山坪トンネルは計測を行っている最中であり、この結果をもとに施工法や支保構造を迅速に修正できるシステムの構築も考えていくつもりである。