山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究

小林 寛明¹・井浦 智実²・上野 光³・渡辺 和之⁴・嶋本 敬介⁵・伊藤 直樹⁶

¹ 正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 大阪支社 (〒532-0003 大阪市淀川区宮原 3-5-36)

E-mail: hi.kobayashi@jrtr.go.jp

² 正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線建設局 (〒812-8622 福岡県博多区祇園町 2-1)

E-mail: t.iura@jrtr.go.jp

³ (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

E-mail: hik.ueno@jrtr.go.jp

⁴ 正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

E-mail: kaz.watanabe@jrtr.go.jp

⁵ 正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: shimamoto.keisuke.00@rtri.or.jp

⁶ 正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: ito.naoki.49@rtri.or.jp

山岳トンネルにおいて、完成後しばらくして盤ぶくれが発生し、対策が必要となることがある。この現象は施工時に大きな変状のなかったトンネルでも発生しており、事前調査や掘削時の状況から、完成後の盤ぶくれを予測することは難しいのが現状である。本研究ではその予測精度向上の一助とすべく、まず盤ぶくれの発生した新幹線トンネルの施工データを整理、分析した。その結果、地山の吸水劣化が盤ぶくれに関係することを確認した。続いて、実トンネルの岩石試料で模擬地山を作成し、加水により強度低下させ盤ぶくれ現象を再現した。さらに、トンネル掘削から完成後の盤ぶくれ発生までを対象とした数値解析を実施し、早期閉合やインバート形状が施工時および完成後のトンネル底盤部に与える影響を検討した。

Key Words: mountain tunnel, invert, heaving, model test, numerical analysis

1. はじめに

完成後の地圧の作用による山岳トンネルの代表的な変状としては、側壁のひびわれや内空変位への押し出し、盤ぶくれ等がある¹⁾。矢板工法に代表される過去のトンネル建設法で建設されたトンネルでは、地圧に起因する変状事例が多く報告されてきた²⁾。矢板工法によるトンネルでは、掘削時に地山を緩めやすい、背面空洞を有することが多いなどの技術的課題があり、これらが完成後の変状を助長している一面もある。一方、NATMにより建設されたトンネル(以下、NATMトンネルと記す)では、掘削時の地山の緩みを抑制できること、覆工背面に空洞が残りにくいことから、トンネルアーチ部の地圧による変状は矢板工法と比べて大幅に減少したと考えられる。

近年、NATMトンネルにおいて目立つようになってきた変状として盤ぶくれがある。最近の事例としては、北陸新幹線一ノ瀬トンネル³⁾、碓氷峠トンネル³⁾、山形

自動車道盃山トンネル⁴⁾、上信越自動車道日暮山トンネル⁵⁾などが報告されている。現在の新幹線トンネルでは、高速走行する新幹線の走行安全性を確保するため等の理由から、建設時に原則としてインバートを有する構造とする⁶⁾とされているが、上記事例にはインバートを有する構造であっても底盤部に隆起が発生した事例も含まれている。

山岳トンネルの底盤部は、アーチ部に通常用いられる鋼製支保工や吹付けコンクリート工およびロックボルト工は施工されず、アーチ部と比べ曲線半径が大きい無筋コンクリートによるインバートのみである。NATMトンネルの底盤部の構造は矢板工法時代と比べてほとんど構造が変化していないともいえる。盤ぶくれの発生事例が目立つようになった原因の1つとも考えられる。

最近では、建設時に将来の盤ぶくれの可能性について十分に検討を行ったトンネルが施工されるようになってきた。また、山岳トンネルの盤ぶくれメカニズムの解明や、対策工に関する研究もいくつか行われている。たと

えば、文献 7)では、高速道路トンネルで盤ぶくれが発生した事例について、変位や地質等の要因分析を実施し、インバートの必要性を判断するフローを提案している。文献 8),9)では、外部荷重の作用や地山の吸水膨張による盤ぶくれに関する模型実験を実施し、供用後に実施する下向きロックボルトの効果を確認している。文献 10)では、地山の強度を低下させる解析手法¹¹⁾を適用し、盤ぶくれが発生したトンネルの変状を再現している。

トンネル完成後の盤ぶくれは、一般的に掘削時の変位が大きい箇所が発生することが多く、最近掘削時の切羽の性状や既施工区間の観察、計測結果を重視して底盤部のトンネル構造を選定するようになった¹²⁾。反面、掘削時には変位が小さく安定した地山であったのにも関わらず、しばらくして発生する場合も少なからずある。建設時に地山の長期安定性を考慮し、それに適したトンネル構造を選定することの困難さを露呈した事例とも考えられる。現状では、依然として盤ぶくれの問題を解決するには至っていない状況であると考えられる。

筆者らは、事前調査や掘削時の状況から判断して完成後の盤ぶくれを防ぐ構造を選択できる設計、施工法を示すことを最終的な目標として現在の研究を進めている。

本論文では、まず、トンネル完成後の盤ぶくれの要因を抽出するため、盤ぶくれが発生した新幹線トンネルのデータを整理、分析した。データ分析の結果、盤ぶくれには地山の強度低下が大きく関係していると考えられたため、続いて、実際のトンネル切羽の岩石を使用し、

強度低下によって盤ぶくれが発生する現象を再現する模型実験を実施し、メカニズムを確認した。さらにトンネル掘削から完成後の地山の強度低下による盤ぶくれ発生までを対象とした数値解析を実施し、早期閉合やインバート形状等、インバート部の施工法や構造が盤ぶくれを抑制する効果を把握、整理した。

以下、これらの分析、実験および数値解析結果について述べる。

2. 盤ぶくれに関する施工データの分析

(1) 地質に関する分析

実際に完成後に盤ぶくれが確認された新幹線トンネルについて、施工データの分析を実施した。対象トンネルは表-1に示す 11 トンネル 17 工区である。また、盤ぶくれが発生する場合と発生しない場合の差を調べることを目的に、盤ぶくれが発生していない箇所についてもデータを整理した。表-1のように、完成後に盤ぶくれの発生したトンネルは、新第三紀の泥岩や凝灰岩等の細粒堆積岩類に多いことが確認できた。

なお、以下の分析においては、施工データ 760 件、地質試験データ 134 件を対象に、各項で着目するパラメータについて、記録が残っているものを対象としている。

表-1 分析対象としたトンネルの地質と施工データ数

No.	トンネル名	地層年代	主な岩種	施工データ (断面数)		地質試験データ (断面数)	
				データ数	盤ぶくれあり	データ数	盤ぶくれあり
1	A トンネル	新第三紀	砂岩, 泥岩	70	7	11	8
2	B トンネル	新第三紀	泥岩	55	8	8	8
3	C トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 凝灰角礫岩	91	38	12	12
4	D トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩	39	25	3	2
5	E トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩	48	21	10	10
6	E トンネル b 工区	新第三紀	凝灰岩, 泥岩	31	23	20	20
7	E トンネル c 工区	新第三紀	安山岩	21	2	6	6
8	F トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩, 凝灰岩	9	1	4	4
9	G トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩	8	1	5	3
10	H トンネル a 工区	新第三紀	凝灰岩	11	1	1	1
11	I トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩, 凝灰岩	36	16	2	2
12	I トンネル b 工区	新第三紀	泥岩	39	20	4	4
13	I トンネル c 工区	新第三紀	泥岩	69	33	12	11
14	I トンネル d 工区	新第三紀	泥岩	12	1	8	6
15	J トンネル a 工区	新第三紀	泥岩	155	145	8	7
16	J トンネル b 工区	新第三紀	泥岩	59	41	1	1
17	K トンネル a 工区	古第三紀	泥岩, 玄武岩	7	4	19	2
合計				760	387	134	107

表-2 当初と実績との支保パターンと盤ぶくれの関係

盤ぶくれ発生 あり			盤ぶくれ発生 なし		
支保パターン を重く変更 211件	IV _N →II _N	1	支保パターン を重く変更 225件	IV _N →II _N	6
	III _N →II _N	6		III _N →II _N	22
	—	—		IV _N →I _N	6
	III _N →I _N	16		III _N →I _N	12
	II _N →I _N	6		II _N →I _N	25
	—	—		IV _N →I _S	4
	II _N →I _S	2		II _N →I _S	22
	I _N →I _S	75		I _N →I _S	19
	I _N →I _L	3		I _N →I _L	15
	IV _N →特S	5		IV _N →特S	13
	II _N →特S	26		II _N →特S	23
	I _N →特S	47		I _N →特S	19
	I _S →特S	15		I _S →特S	25
	I _L →特S	9		I _L →特S	14
変更なし (同等含む) 152件	—	—	変更なし (同等含む) 92件	II _N →II _N	16
	I _N →I _N	136		I _N →I _N	51
	I _S →I _S	7		I _S →I _S	9
	I _L →I _S	8		I _L →I _S	13
	特L→特S	1		—	—
支保パターン を軽く変更 24件	—	—	支保パターン を軽く変更 56件	特S→特S	3
	I _N →II _N	10		I _N →II _N	11
	I _L →I _N	12		I _L →I _N	20
	—	—		I _S →I _N	14
	—	—		特L→I _N	2
	特S→I _N	1		特S→I _N	8
	特L→I _S	1		特L→I _S	1
小計 387			小計 373		

図-1 支保パターン変更と盤ぶくれ発生の有無

(2) 支保パターンに関する分析

支保パターンは掘削時の切羽観察や A 計測の結果を基に判断されるため、掘削時に地山が想定よりも悪い場合には支保パターンが重くなるのが一般的である。施工データの中で、当初→実績の支保パターンの差異に注目して、完成後の盤ぶくれが発生したもの、発生しなかったものをそれぞれについて整理した (表-2, 図-1)。

当初設計から支保を重く変更した割合は、盤ぶくれあり、なしで同程度であった。特 S に変更しかつ盤ぶくれ

表-3 標準支保パターン

支保部材		I _{NP}	I _{SP}
ロックボルト	配置	アーチ, 側壁	アーチ, 側壁
	長さ×本数	3m×14本	3m×8本 4m×12本*
	縦断間隔	1.0m	1.0m
吹付コンクリート厚	アーチ, 側壁	15cm(最小)	15cm(最小)
	インバート	—	15cm(最小)
鋼製支保工 種類		(125H)**	150H

** 4mのロックボルトはSL付近に配置する。

** 鋼製支保工を用いる場合には, ( ) 内の種類とする。

図-2 盤ぶくれ発生の有無と施工時の A 計測結果

なしのケースの中には半径の小さな一次インバートおよび本インバートを施工しているものも多く、完成後の盤ぶくれも抑えられたことが考えられる。一方で、支保を重く変更しても盤ぶくれが発生しているケース、軽く変更して盤ぶくれが発生しているケースも多くみられ、切羽の性状や A 計測のデータをもとに完成後の盤ぶくれを予想することの困難さを示唆していると思われる。

とくに I_Nから I_Sパターンに変更して完成後に盤ぶくれが発生した断面が 75 件 (表-2) と目立つ。表-3 に I_Nと I_Sの支保パターンを示す。I_{NP}と I_{SP}で上下半部の構造は大きく変わるが、底盤部の構造を変更しなかったことが一因と考えられる。

(3) 天端沈下量と内空変位量に関する分析

A 計測の最終天端沈下量および最終水平内空変位量の記録が残っている、盤ぶくれ発生あり 315 件、盤ぶくれ発生なし 312 件を対象に分析する。横軸を最終天端沈下量、縦軸を最終水平内空変位量とし、盤ぶくれの有無でプロットマークを変えたグラフを図-2 に示す。

建設時の内空変位が小さくても完成後に盤ぶくれの発生した事例が多くあることが確認できる。文献 5) では、道路トンネルで同様のデータ分析をした結果、天端沈下

図-3 浸水崩壊度と盤ぶくれの有無

図-6 湧水量 (切羽評価) と盤ぶくれの有無

図-4 地山強度比と盤ぶくれの有無

図-7 水による劣化 (切羽評価) と盤ぶくれの有無

図-5 浸水崩壊度, 地山強度比と盤ぶくれの有無

量に比べて内空変位量大きい場合に盤ぶくれの危険性が高いという傾向が示されているが、今回の分析結果ではそのような傾向はみられなかった。また、Jトンネルa工区での内空変位、天端沈下ともに50mm前後で、完成後に盤ぶくれが発生した145データを除いた場合でも明瞭な関係はみられない(線形近似 $y=2.16x$)。今回の分析からは内空変位/天端沈下比と完成後の盤ぶくれとの相関は小さいと考えられる。

(4) 地山の物性値に関する分析

図-3に浸水崩壊度と盤ぶくれの有無の関係を示す(スレーキング指数0, 1を浸水崩壊度A, 4をDと換算)。浸水崩壊度Dの割合は、盤ぶくれありの場合は全体の70%以上であったものの、盤ぶくれなしの場合は20%以下であった。実際に盤ぶくれが発生した堆積岩類の地山中のトンネルに限って整理した結果であるにも関

わらず、盤ぶくれの有無で明瞭に差がみられたといえる。なお、文献5)の道路トンネルの事例分析では、完成後の盤ぶくれが発生した断面の80%がD、7%がCとの結果が示されている。

図-4に地山強度比と盤ぶくれの有無の関係を示す。盤ぶくれありの場合は、50%以上が地山強度比 ≤ 2 (一般的に膨張性ありと判定される範囲⁶⁾)にあり、盤ぶくれなしの場合より地山強度比がやや低い傾向がみられる。

図-5に浸水崩壊度と地山強度比および盤ぶくれの有無との関係を示す。完成後に盤ぶくれが発生した事例のほとんどが、浸水崩壊度:Dまたは地山強度比 ≤ 4 の範囲に集中して分布する傾向が明らかとなった。

(5) 切羽での施工状況に関する分析

図-6に掘削時の切羽湧水量と盤ぶくれの有無との関係、図-7に切羽の水による劣化と盤ぶくれの有無との関係を示す。盤ぶくれありの場合は、盤ぶくれなしの場合と比較して、切羽湧水量が少なく、水による劣化もあまりないという、一般的に予想される傾向とは反対の結果になった。一方で、前述のように盤ぶくれありの約90%が浸水崩壊度CまたはDとの結果(図-3)であった。地山の浸水崩壊度はCまたはDであったが、掘削時には水がないことから問題が顕在化せず、完成後の地山への水の供給で徐々に地山の強度低下が発生し、盤ぶくれにいたった可能性が想定される。今回の結果は完成後の変状を施工時に予測する困難さを示唆したものかもしれない。

(6)まとめ

完成後に盤ぶくれが発生した新幹線トンネルの施工データを検討した結果、完成後に盤ぶくれが発生した事例のほとんどが浸水崩壊度：D または地山強度比 ≤ 4 の範囲に分布すること、盤ぶくれには地山の性状と施工後の環境変化による地山の強度低下が影響した可能性があることが確認できた。

3. 模型実験

前章での分析の結果、水により劣化しやすく、地山強度比の小さい地山で盤ぶくれが多発することが確認されたことから、完成後の盤ぶくれ発生はインバート下の地山の吸水による強度低下がその一因と仮定した。そこで、実際に盤ぶくれが発生したトンネルの底盤部付近より岩石試料を採集し、水により強度低下させて盤ぶくれを発生させる模型実験を実施した。また、模型実験の再現解析により、盤ぶくれ発生メカニズムの検証も行った。

(1)実験概要

実験には図-8 に示す載荷模型実験装置¹³⁾を使用した。

図-9 に土槽とトンネル模型の寸法を示す。トンネル模型は新幹線トンネルの 1/50 スケールのモルタル製で、圧縮強さは約 26MPa である。覆工、インバートをそれぞれ別々に作製し、覆工とインバートの接合部は剛結しないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との 3mm 程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂により充填した。また、インバート下地山において側方応力卓越という実際のトンネル掘削後の応力状態を表現するために、水平方向に荷重を作用させた。なお、模擬地山には低強度モルタルを用いた。その物性値を表-4 に示す。

今回は、実際の切羽から採取した泥岩をトンネル模型のインバート下に配置し、模型外から水を与えて吸水させ、強度を低下させる実験を行った。実験では片側側方より地盤変位を作用させ所定の荷重強度としたのち、その荷重強度を保持して、底盤部に注水しながら、概ね 74 時間にわたり、底盤の変形破壊挙動を観察することとした。実験の手順を以下に示す。

- ①作製した模型をトンネル延長方向を鉛直方向として土槽中央に設置し（図-8、図-9）、模擬地山として低強度モルタルをトンネル模型の周囲に打設する。その際に、インバート底面とそれと向かい合う土槽側面に土圧計をそれぞれ設置する。
- ②アクリル製排水パイプをインバート下土槽底部に取り付け、乾燥炉にて絶乾状態とした泥岩を敷設する。泥岩で作成する地山は表-5 を目標配合とし、事前にふ

図-8 実験装置模式図

図-9 土槽、トンネル模型の寸法

表-4 低強度モルタルの物性値

試験項目	試験結果
一軸圧縮強さ (MPa)	0.36~0.55 (平均 0.45)
弾性係数 (MPa)	31.6~63.8 (平均 43.4)

表-5 泥岩で作成する地山の目標配合

	粒径(mm)	重量割合(%)
6号ケイ砂	0.07~0.6	40
極小	1.7~5	15
小	5~9.5	7.5
中小	9.5~16	15
中大	16~19	15
大	19~26	7.5

るい分けを行い、空隙を極力小さくすることを目的に 6号珪砂を空隙に敷き詰める。

- ③実験は低強度モルタル打設 7日後に実施する。土槽の左側面に対し、載荷板変位を変位制御（0.2 mm/分）により右方に載荷し、所定の平均荷重強度（約 600 kPa）を与える。
- ④荷重を保持したまま、24時間後、48時間後、72時間後に泥岩に 3回注水を行って、インバート底面の鉛直変位、インバート底面への作用土圧を計測し、目視によりトンネルの変形破壊挙動を確認する。

なお、覆工側壁部の背面側には 10mm厚の EPS を貼り付けている。EPS は外圧に対して変位を許容することで覆工に作用する応力を軽減する役割を果たすが、実験に先立って実施した予備解析においては、掘削完了後

表-6 実験ケース

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
	A トンネル①	B トンネル	A トンネル②
時代区分, 土質	古第三紀 泥岩	新第三紀 泥岩	古第三紀 泥岩
土被り	約 70m	約 40m	約 100m
内空水平変位 (掘削完了時点)	約 100mm	約 300mm	約 200mm
単位体積重量(kN/m ³)	20~24	18~20	24
スレーキング試験	2~4	3	3~4
スラット含有量(%)	19~45	21~24	—
CEC(meq/100g)	18~35	21~24	—
吸水膨 張試験	膨張圧(kPa)	膨張量(%)	
	14~75	93~172	0~65
	0.3~4.9	0.9~2.7	0~1.5
一軸圧縮強さ(MPa)	0.07~11.4	0.97~3.7	測定不能~ 3.7
三軸(UU)試験(kPa)	0.04~4.9	1.5~1.9	測定不能~ 2.5
地山強度比	0.04~7.4	13~4.9	測定不能~ 1.5

写真-1 泥岩の浸水試験状況

のインバート下の応力状態が、EPS の存在によって水平応力卓越となり、実際にトンネルを掘削した場合のインバート下の応力状態に近くなることが分かっている。そのため、今回の模型実験においてもこの状況を再現するために、EPS を設置した。

岩石試料は表-6 に示す古第三紀と新第三紀の泥岩で、トンネル掘削時点での水平内空変位が 100 mm 以上と大きな変位を生じた 2 トンネルで採取したものであり、ケース 1, 3 は同一トンネルの異なった切羽位置から物性の異なるものを採取した。これらの泥岩では浸水により顕著なスレーキング現象が確認できた (写真-1)。

(2) 実験結果

図-10 に変位、土圧の経時変化を示す。ここでの経過時間は 1 回目の注水時をゼロ時間として表記している。

(a) 載荷板変位と (b) インバート底面鉛直変位は、1 回目の注水 (ゼロ時間後) 直後に増加傾向を示し、2 回目の注水時 (24 時間後)、3 回目の注水時 (48 時間後) での

(a) 載荷板変位

(b) インバート底面鉛直変位

(c) インバート底面作用土圧

図-10 変位、作用土圧の経時変化

変化は顕著でない。(c) インバート作用土圧は初期載荷時に一時的に増加し、その後インバートの鉛直変位発生とともにゼロ付近まで減少し、1 回目の注水直後に急増した。ケース 1, 2 にはその後、顕著な変化はみられない。ケース 3 では 3 回目の注水時に若干の増加がみられるものの、1 回目の注水時と比べ変化は顕著でない。

写真-2 にケース 1 の実験終了後のトンネル模型の状況を示す。インバート内面に引張りびわれ、インバート背面には圧が確認できたことから、インバート部に内面引張 (正曲げ) が発生したことがわかる。

図-11 に実験前後の岩片の粒径加積曲線を示す。いずれのケースも実験後は曲線の左上へのシフト、すなわち岩片の細粒化は進行したが、浸水試料 (写真-1) のよう

写真-2 実験終了後の模型状況（ケース1）

図-11 岩片の粒径加積曲線

図-12 注水による各計測値の増分

に崩壊して土砂～細片化することはなかった。

図-12に注水1回目（24時間後）から注水2回目（48時間後）までの載荷板変位、インバート底面鉛直変位、土槽側面作用圧、インバート底面作用土圧のそれぞれの増分を示した。作用土圧の大小はあるが、すべてのケースで同様の傾向がみられ、注水により変位と土圧ともに増加したことが確認できた。

(3) 数値解析

インバート下への給水、地山破壊による隆起圧の作用に至るメカニズムを確認するために数値解析を実施した。解析モデル図を図-13に示す。解析には有限差分コードFLAC3Dを使用した。奥行き方向は1要素とし、平面ひずみ条件で解析した。地山、泥岩、トンネル模型はMohr-Coulombの降伏条件に従う弾完全塑性体として、E

図-13 解析モデル

表-7 入力物性値

項目	模擬地盤	トンネル模型	EPS
弾性係数 E (MPa)	40	15,000	1
ポアソン比 ν	0.24	0.2	0.05
せん断強度 c (MPa)	0.2	7.5	—
内部摩擦角 ϕ (°)	20	30	—
引張強度 (MPa)	0.1	2	—

図-14 せん断強度、内部摩擦角の推移

PSは弾性体としてモデル化した。

入力物性値を表-7に示す。著者らは、今回と同じ実験装置、模擬地山を使用した载荷実験を過去に実施し、その際に実験結果と解析結果をフィッティングすることで入力物性値を同定しており、今回もその値を使用した。解析は、以下の手順で行った。

- ① 载荷圧が 600kPa になるまで、左面に変位を 1 ステップあたり右方向に 0.2mm ずつ与える。
- ② 左下部の地盤要素の水平方向応力が 600kPa を超えた 39 ステップで、左面の境界条件を 600kPa の荷重を与えた状態とする。
- ③ 泥岩部の給水前のせん断強度を 0.2MPa と仮定し、0.02MPa まで徐々に低下させる。また内部摩擦角を $\phi=20^\circ$ と仮定し、 2° まで同様に低下させる（図-14）。

図-15にステップ毎に発生したインバートの隆起量、作用土圧を示す。インバートの隆起量は、泥岩のせん断強度、内部摩擦角の低下に伴い徐々に増加し、STEP100

図-15 インバート作用土圧，変位量

図-16 主応力の向き

図-17 せん断ひずみ

(せん断強度 $c=0.02\text{MPa}$ ，内部摩擦角 $\phi=2^\circ$) におけるインバート隆起量は 18mm ，インバートに作用する圧力は 300kPa となった。模型実験における注水時のインバート隆起量は， 4mm 程度であり，解析上の STEP80 程度の変位量となるため，STEP40（泥岩強度低下開始時），STEP80，STEP100 における主応力とひずみについて比較した（図-16，図-17）。泥岩の強度低下により，インバート下での主応力方向が徐々に鉛直方向が卓越し，せん断ひずみが増大するとともに盤ぶくれが確認された。模型実験においても同様の傾向が確認されていることから，インバート隆起は，泥岩のスレーキング発生等に起因する模擬地山の全体的な強度低下により，生じた可能性が考えられる。

(4) まとめ

トンネル施工後にインバート下部の地山に水が供給される状況を想定し，トンネルで採取した泥岩を使用した模型実験を実施した。また，併せて模型実験をシミュレートした数値解析により，盤ぶくれメカニズムについて検討を行った。

実験試料は，古～新第三紀の泥岩で，トンネル掘削時の内空変位が大きかった箇所にて採取，使用した。載荷圧をかけた状態での模擬地山への給水により，インバートへの作用土圧が増加し，隆起が発生した。実験後，トンネル模型を土槽より取り出し，インバートを確認したところ，内面には引張ひびわれ，背面には圧ざが確認された。また，泥岩試料の粒径加積曲線が左上にシフトし，岩片の細粒化が進行した。

数値解析では，インバート下の地山要素の強度を低下させることで模型実験をよく再現できたことから，インバート隆起は，泥岩の加水による細粒化（スレーキング）に起因する模擬地山の全体的な強度低下により，発生した可能性が考えられる。

以上，模型実験ならびに数値解析により，水により劣化しやすい地山中のトンネルで，インバート下の地山が含水し，地山の強度が低下，破壊することにより，インバートに作用する土圧が増加し，盤ぶくれする過程が発生メカニズムの一つとして成立することが確認できた。

4. 実トンネルの再現解析および完成後の変状予測解析

前章までに，底盤部の地山が吸水することによりにより強度が低下して盤ぶくれが生じる現象を実験と数値解析にて表現した。本章では，実トンネルを想定した数値解析により，施工時の変形の再現と，底盤部の強度低下による完成後の底盤変状の表現を行った。

(1) 解析条件

a) 解析モデル

解析は，施工時に大きな内空変位が計測され，一次インバートによる早期閉合等の対応により掘削を進めている新幹線トンネル（以下，A トンネルとする）を対象として行った。

今回解析対象とした範囲の A トンネルの地質は古第三紀の泥岩であり，岩石の浸水崩壊度試験の結果は概ね D と，水による劣化をしやすい地質である。施工時の内空変位は 110mm 程度と比較的大きな内空変位が確認されていた。A トンネルの再現解析を実施するにあたって，本研究では，トンネルの掘削から完成後の変状発生までを一貫して表現する手法¹⁹⁾を適用した。掘削は三次元逐

図-18 解析モデル図

次掘削により表現し、完成後の盤ぶくれ発生は、掘削後の地山の破壊接近度（緩み）に応じてせん断強度が低下するとしてモデル化した。これにより、掘削時の影響を考慮して完成後の変状を表現することが可能となる。

解析モデル図を図-18に示す。鉛直方向 60m、横断方向 40m、トンネル延長方向 90m をモデル化して掘削解析を実施した。対称性を考慮して半断面の解析とし、上面以外をローラー支持、上面には A トンネル変状箇所 の土被り 70.5m 相当となるよう残りの荷重を作用させた。

掘削解析は実際に合わせ、ベンチ長 5m で上下半について掘削と支保を 1m ごとに繰り返し、閉合距離 9m、閉合一施工長 3m として一次インバートを実施している。支保パターン、覆工構造は実際の設計図（鋼製支保工上下半一次インバート 150H、吹付け厚上下半一次インバート 150mm、ロックボルト上下半 14 本、一次インバート半径 8.98m、覆工巻厚 300mm、インバート巻厚 450mm）に合わせた。鋼製支保工は Beam 要素、ロックボルトは Cable 要素で表現した。

b) 入力物性値

解析に使用した地山およびコンクリートの物性値を表-8、表-9に示す。地山の一軸圧縮強度は実際に計測された内空変位を再現できる値を探索した結果、 $q_u=0.63$ MPa（地山強度比 0.45 相当）と設定した。他の物性値については、一軸圧縮強さと他の物性値の相関¹⁵⁾¹⁶⁾から決定した。地山は Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。

c) 完成後の盤ぶくれの表現方法

完成後の盤ぶくれは、地山のせん断強度 c の低下により表現する。

具体的な地山強度の低減手法としては、里ら¹⁷⁾の研究を参考に破壊接近度に応じて強度低下が発生するとした。破壊接近度 R は式(1)で示される、Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度とする。

表-8 解析入力物性値（地山）

項目		単位	物性値
土被り		m	70.5
一軸圧縮強さ	q_u	MPa	0.63
地山強度比	C_f	-	0.45
単位体積重量	γ	kN/m ³	20
弾性係数	E	MPa	529
ポアソン比	ν	-	0.385
せん断強度	c	MPa	0.19
内部摩擦角	ϕ	°	28.1
ダイレイタンシー角	ψ	°	10
側圧係数	K		1.2

表-9 解析入力物性値（覆工、インバート、吹付け）

項目		単位	物性値
一軸圧縮強さ	q_u	MPa	21
単位体積重量	γ	kN/m ³	23.5
弾性係数	E	MPa	20000
ポアソン比	ν	-	0.2
せん断強度	c	MPa	4.9
内部摩擦角	ϕ	°	40
ダイレイタンシー角	ψ	°	12
引張強さ	f_t	MPa	1.75

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \quad (1)$$

スレーキングやスウェリングといった岩の劣化の性質は、強度や空隙特性に深く関わっており、膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても岩石の強度や拘束圧が十分に大きい場合には発生しないことが知られている。トンネルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目が発達したり間隙比が増加した場合には、スレーキングやスウェリングの性質が発揮されやすくなると考えられる。すなわち、地山の応力状態が地山強度に対してある程度小さければスレーキングやスウェリングに伴う強度低下は発生しにくいと考えられる。以上のことから $R < R_{EL}$ であれば強度低下せず、 $R_{EL} \leq R \leq 1.0$ のときには、 R が大きいほど強度が大きく低下するモデルとした。すなわち R_{EL} は強度低下の有無に関わる破壊接近度の限界値であり、本解析では $R_{EL} = 0.6$ と設定した。

強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じてせん断強度 c を 50 の解析ステップに分けて徐々に低下させる手法とした。1～50 の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。解析ステップ n におけるある要素 m の強度低減率 $RR(n, m)$ は、式(2)のように定義した。

$$RR(n, m) = \frac{R(n, m) - R_{EL}}{1.0 - R_{EL}} \quad (R(n, m) - R_{EL} \geq 0) \quad (2)$$

$$RR(n, m) = 0 \quad (R(n, m) - R_{EL} < 0)$$

続いて、せん断強度 c の低下と時間 t の関係を仮定することで時間軸を導入する。すなわち、強度低下は全地

図-19 地山の強度と時間経過の関係（常にRR=1の場合）

図-20 解析ステップと天端沈下、内空変位、盤ぶくれの関係
(y=18m位置の値)

山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じてせん断強度 c を時間 t の関数として低下させる手法とした。今回、完成後の10年間で50ステップに分けて徐々に強度低下させるものとし、解析ステップ n として、 $0.2n=t$ (年) とした。 $n=1\sim50$ ($t=0.2\sim10$) の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。

せん断強度 $c(n, m)$ は式(3)のように設定した。

$$\begin{aligned} c(n, m) &= c_0 \cdot \exp(-a(n, m) \cdot t) \\ a(n, m) &= \lambda_c \cdot RR(n, m) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで λ_c は1年あたりの強度の低下割合を定める定数である。今回、他のトンネルの完成後の盤ぶくれについての変状の再現解析を実施し、 $\lambda_c=0.24$ と設定した。図-19に最も強度が低下することになる強度低減率 $RR=1$ の地山要素のせん断強度 c と時間 t の関係を示す。ここでは、完成後の10年間で0.190MPaから0.017MPaまで低下することになる。

(2) 解析結果

a) 施工時の検討

解析結果として、y=18m位置における、解析ステップと天端沈下、内空変位、盤ぶくれの関係を図-20に示す。ここで、内空変位は、相対切羽距離が1mとなった時点の変位量をゼロとして先行変位を除去している。なお、

図-21 完成後の経過年数と変位量の関係

実際のA計測データも相対切羽距離1mから計測を開始できている。また、解析ステップ（切羽進行）と内空変位の関係について、概ね再現できた。

b) 完成後の変状の予測解析

完成後の経過年数と変位量の関係を図-21に示す。これによると、完成後の内空変位を10年で3.6mm、盤ぶくれを10年で1mmと、きわめて小さいレベルに抑えることができると想定される。

5. 盤ぶくれ対策に関するパラメータ解析

4章では、実トンネル（Aトンネル）を想定した数値解析により、施工時の変形の再現と、底盤部の強度低下による完成後の底盤変状の表現を行うとともに、完成後に予測される変位量を算定した。本章では、パラメータ解析により、掘削時の一次インバートによる早期閉合や、インバート形状の変更等の対策が施工時および完成後の変状の抑制に与える効果を検討した。

(1) 解析条件

解析手法は、前節と同様である。完成後の経過年数とせん断強度低下の関係についても、前章のAトンネルと同様の地山劣化が発生した場合を想定して、 $\lambda_c=0.24$ と設定した。解析モデルも前章の図-18と同様である。

土被りは、膨張性地圧が作用するトンネルの平均的な土被りとして200mと設定した。地山の物性値を表-10に示す。これらは、地山等級I_S程度の内空変位量が生じるように一軸圧縮強さ2MPa（地山強度比0.5相当）とし、他の物性値については一軸圧縮強さとの相関^{15),16)}を参考にして決定した。

(2) 解析ケース

解析ケースを表-11に示す。上下半の支保パターンはI_{SP}（鋼製支保工上下半150H、吹付け厚150mm、ロックボルト上下半14本）とし、インバート形状と早期閉

図-22 各ケースのトンネル断面図

表-10 解析入力物性値 (地山)

項目		単位	物性値
土被り	h	m	200
想定一軸圧縮強さ	q_u	MPa	2.0
地山強度比	C_f		0.5
単位体積重量	g	kN/m ³	20
弾性係数	E	MPa	206
ポアソン比	ν	-	0.36
せん断強度	c	MPa	0.58
内部摩擦角	ϕ	°	31
ダイレイタンス角	ψ	°	10
側圧係数	K		1.0

表-11 解析ケース

No.	一次インバート			本インバート			早期閉合の有無
	閉合距離	吹付け厚	外面半径	閉合距離	巻厚	外面半径	
A		なし		変位収束後	450mm	13.70m	早期閉合なし
B		なし		10m	450mm	13.70m	本インバート早期閉合
C		なし		変位収束後	600mm	8.11m	早期閉合なし
D	10m	150mm	8.11m	変位収束後	450mm	7.96m	一次インバート早期閉合

合の有無とに着目して計4ケースを設定した。ケースA, Bは通常の新幹線トンネルのインバート形状とした。ケースC, Dはインバート半径を小さくしてインバート(一次も含む)厚を増加させた。また、ケースBは本インバートによる早期閉合、ケースDは一次インバートによる早期閉合を実施する条件とした。各ケースのトンネル断面を図-22に示す。

(3) 施工時の解析結果

前章と同様、 $y=18\text{m}$ 位置で解析結果を整理する。上半切羽位置と水平内空変位、底盤鉛直変位の関係を図-23に示す。ここで、水平内空変位は上半切羽到達時点の変位量をゼロとして先行変位を除去し、底盤鉛直変位はCLのコンクリートあるいは吹付け上面の鉛直変位につ

図-23 上半切羽位置と水平内空変位、底盤鉛直変位の関係

いて、インバート閉合時をゼロと表示した。

ケースAとケースBを比較すると、最終的な水平内空変位はケースAで94mmに対してケースBでは84mmであり、10mm抑制できている。一方でケースBでは施工時の時点で本インバートに12mmの隆起が発生してしまっている。ケースCではインバートを深く掘削することにより、最終水平内空変位としては102mm発生している。ケースDでは、一次インバートにより、水平内空変位は83mmに抑制されている。なお、一次インバートに17mmの隆起が発生しているが、本インバートは未施工のためダメージを被ることはない。

$y=18\text{m}$ 位置における施工完了時点での地山のせん断ひずみ分布(図-24)では、ケースB, Dのほうがせん断ひずみが小さく、早期閉合により掘削に伴う地山の「ゆるみ」を抑制することができているものとみられる。

(4) 完成後の解析結果

完成後の解析は、施工完了時のゆるみ発生領域の地山強度を低下させることにより盤ぶくれの発生を表現した。

図-24 施工完了時点の地山せん断ひずみ分布

* 施工時に発生したひずみは除き、完成後に発生したひずみのみを表示している。

図-26 完成 10 年後の地山せん断ひずみ増分

図-25 完成後の解析結果

図-27 施工時の内空変位と完成後の盤ぶくれ

完成後の経過年数と変位量の関係を図-25 に示す。

従来のインバート形状のケース A, B では時間経過に伴い変形が増加し、盤ぶくれが発生している。とくにケース B は施工時に 12mm の盤ぶくれが発生し、さらに完成後にも、ケース A と同程度の盤ぶくれが発生している。本インバートの早期施工は文献 18)でも完成後のインバート変状の可能性が指摘されており、今回の解析でもそれが確認できたと考えている。

一方で、インバート半径を小さくしインバート厚を増加したケース C, D では盤ぶくれはほとんど発生していない。

完成後 10 年経過時点の地山のせん断ひずみ増分の分布を図-26 に示す。時間の経過に伴いせん断ひずみが増加しているが、インバート半径を小さくしインバート厚

を増加させたケース C, D ではひずみの増加が小さく抑えられていることがわかる。

(5) まとめ

施工時の水平内空変位と、完成後 10 年間に生じた盤ぶくれの関係(図-27)をみると、早期閉合(ケース B, D)により施工時の内空変位が抑制され、インバート半径を小さくしインバート厚を増加する(ケース C, D)ことで完成後の長期的な盤ぶくれを大きく抑制できることがわかった。実際の施工では、施工時に許容できる変位量、一次インバートの有無およびインバート形状を組み合わせて考察し決定することで、長期的に安定で経済的なトンネルを構築できる可能性が示されたと考える。

6. おわりに

本論文では、事前調査や掘削時の状況から判断して完成後の盤ぶくれを防ぐ構造を選択できる設計法を示すための基礎的な研究として、盤ぶくれが発生した事例の分析、地山の強度低下による盤ぶくれに関する模型実験、実際のトンネルの再現解析および完成後の変状の予測解析、一次インバートによる早期閉合や、インバート形状の変更の効果に関するパラメータ解析を実施した。

今回得られた主な結果を以下にまとめる。

- ①完成後に盤ぶくれが発生した新幹線トンネルの、施工データを検討した結果、完成後に盤ぶくれが発生した事例は、浸水崩壊度：D または地山強度比 ≤ 4 の範囲に分布する。盤ぶくれには、地山の性状と施工後の環境変化による地山の強度低下が影響している可能性が考えられる。
- ②模型実験において、底盤下の地山に吸水させることによりインバートに作用する土圧が増大し、盤ぶくれが発生することが確認できた。水により劣化しやすい地山中のトンネルでは、インバート下の地山が含水し、地山の強度が低下、破壊することにより、インバートに作用する土圧が増加し、底盤部が隆起する過程が発生メカニズムの一つとして成り立つことを確認した。
- ③トンネル掘削時から完成後の変状発生までを一貫してモデル化する手法を適用し、トンネル掘削の再現解析および完成後の変状予測解析を実施し、インバート半径を小さくすることにより完成後の盤ぶくれを小さくできることを確認した。
- ④一次インバートによる早期閉合や、インバート形状に着目してパラメータ解析を実施した。早期閉合は施工時の内空変位を抑制できること、インバート半径を小さくすることにより完成後の盤ぶくれ抑制が可能なことを確認した。

本研究により、完成後の盤ぶくれが発生しやすい条件、その発生メカニズム、盤ぶくれを防止する施工法およびトンネル構造についていくつかの所見を得ることができ、従来困難であった盤ぶくれへの対応の方向性を見出すことができた。今後も引き続き施工データ等の蓄積とそれらの分析、トンネル構造や施工法の効果の検討を継続的に実施し、長期的に安定なトンネルの設計法や施工方法について改良を加えていく計画である。

謝辞：岩石試料のサンプリングに関しては、各受注者の方々に多大なるご協力をいただいた。また、模型実験の実施にあたっては株式会社テスの方々にご協力をいただいた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル，2007.
- 2) 鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，1998.
- 3) 渡邊康夫，藍郷一博，鈴木尊：供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策，トンネルと地下，Vol.38，No.9，pp.7-16，2007.
- 4) 佐久間智，菅原徳夫，多田誠，遠藤祐司：供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する一山形自動車道 盃山トンネル（上り線）一，トンネルと地下，Vol.40，No.12，pp.27-37，2009.
- 5) 丸山勝，中野清人，天野淨行，下村哲雄：61 日間連続車線規制によるインバート再構築工事一上信越自動車道 日暮山トンネル一，トンネルと地下，Vol.44，No.12，pp.17-28，2013.
- 6) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，2008.
- 7) 大嶋健二，城間博通，伊藤哲男，村地栄次，久保田龍郎：変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について，第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.329-334，2002.
- 8) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，中西祐介，塚田和彦，朝倉俊弘：地山の塑性化に伴う山岳トンネルの盤ぶくれ現象とその対策工に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.69，No.1，pp.54-72，2013.
- 9) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，朝倉俊弘：地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起に関する模型実験，材料学会学術講演会概要集，410，2013.
- 10) 奥井裕三，太田裕之，早川泰史，伊佐治晋：緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察，トンネル工学報告集第 20 巻，pp.85-92，2010.
- 11) 松長剛，熊坂博夫，小島芳之，朝倉俊弘：地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.799，pp.75-88，2005.
- 12) 井浦智実，外山真，高山藤博，北澤剛：側方からの押出しが顕著な泥岩地山を早期閉合で掘削，一九州新幹線西九州ルート一俵坂トンネル（西工区）一，トンネルと地下，Vol.45，No.3，pp.7-17，2014.
- 13) 野城一栄，小島芳之，深沢成年，朝倉俊弘，竹村次朗：地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.1045-1061，2009.
- 14) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，塚田和彦，朝倉俊弘：建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.69，No.2，pp.105-120，2013.
- 15) アイダノオメール，赤木知之，伊藤孝，川本眺万：スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について，土木学会論文集，No.448/III-19，pp.73-82，1992.
- 16) 蔣宇静，江崎哲郎，横田康行，禿秀和：地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析，第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.767-772，1994.
- 17) 里優，竹田直樹，亀村勝美：強度の時間依存性に着目した岩盤の解析，第 18 回土質工学研究発表会，pp.817-820，1983.
- 18) 土木学会：山岳トンネルのインバート設計・施工から維持管理まで一，2013.

(2015.5.18 受付)

BASIC STUDY ON THE FLOOR HEAVE AND ITS COUNTERMEASURES OF THE MOUNTAIN TUNNELS

Hiroaki KOBAYASHI, Tomomi IURA, Hikaru UENO,
Kazuyuki WATANABE, Keisuke SHIMAMOTO and Naoki ITO

Some mountain tunnels suffer from floor heave after completion, and some of them require counter-measures. This phenomenon occurs if there are no big deformation during construction, therefore, under existing circumstances, based on preliminary survey and condition of excavation, to predict the floor heave deformation after completion is difficult.

In this study, to help the improvement of the prediction accuracy, first, construction data of Shinkansen tunnels suffered from floor heave were analyzed, so that the concernment between deterioration of ground by water and floor heave was confirmed. Second, make the model ground using the rock of actual tunnel, and recreate the floor heave by adding the water to model ground. Finally, tunnel excavation and floor heave after construction are consistently modeled in the numerical analysis. As the result, the effect of early closure and invert shape for floor heave were confirmed.