

シミュレーション解析による トンネル変状メカニズムに関する一考察

Study on damage mechanism of tunnel concrete lining using numerical simulation

箱石安彦¹・真下英人²・石村利明³

Yasuhiko Hakoishi, Hideto Mashimo and Toshiaki Ishimura

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所（〒305-8516茨城県つくば市南原1番地6）

E-mail:yhakoisi@pwri.go.jp

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所（〒305-8516茨城県つくば市南原1番地6）

³正会員 独立行政法人土木研究所（〒305-8516茨城県つくば市南原1番地6）

In this paper, the numerical simulation for the real case of damage occurred in tunnel lining was done for an approach to find the loading condition caused the damage and then based on the results a couple of notes regarding the mechanism of damage occurred in the case are discussed. Here, the real case is that compressive failure occurred at the edge of invert concrete lining and the simulation method is the two-dimensional FEM which is designed for the analysis of the concrete structure and can simulate their nonlinear behavior such as the process of crack formation.

Key Words : tunnel, lining, invert, damage, numerical simulation

1. はじめに

トンネル変状には変状の種類やその状態・程度が様々ある。本文は、トンネル変状事例として、インバート端部が圧縮破壊した事例について、その変状シミュレーション解析を行い、変状メカニズムとして、トンネル覆工がどのような作用荷重を受けて変状が発生したかについて、考察を行ってみたものである。

2. 対象トンネル変状

(1) 変状

対象トンネルは一般国道トンネル（延長 1013m：矢板工法・上半先進半断面工法）で、変状の発生した区間は坑口から 409m～451m に位置する約 42m 間である。当該箇所は、完成後の約 10 年経過した頃より歩道部と片側路面の隆起が発生しだし、その隆起量は最も大きい箇所では設計値に対して約 200mm が計測され、変位速度も大きい箇所では約 13mm/日であった。その翌年、累計隆起量は約 240～260mm となり、変位速度は約 3mm/日と低下の傾向を示し

た。路盤材を撤去して当該箇所の覆工を観察したところ、インバートコンクリート端部と側壁コンクリート脚部の接合箇所が破壊し、インバート端部が鉛直上方向に約 240～260mm 変位していた。当該部では、側壁コンクリート打設時に側壁部からインバート側の躯体部の数十 cm（あご部）を一体で施工しているが、あご部からインバートコンクリート部にかけて連続して発生した破断面があり、その破断面は部材を斜めに貫通し、コンクリート部材は二分割されている。この破断面は圧縮破壊時に発生するせん断破断面と思われる。また、インバートコンクリート部では、インバート中央付近でトンネル軸方向に背面地山部まで貫通した1条のひび割れが見られた。覆工・舗装のひび割れ観察図および変状概要図を、それぞれ図-1 および図-2 に示す。

また、変状区間のトンネル内空幅の測定結果では、アーチコンクリート（補強鉄筋入）と側壁コンクリートの打継ぎ高さ位置での水平内空変位が最大 376mm（内空縮小）あった。ただし、天端での圧さやアーチと側壁のコンクリート打継ぎ目高さ位置でのズレ等は観察記録に無いことから、そのような変状は無かったと推定される。また、当該区間では天

端での覆工背面空洞は見られず、覆工厚は設計厚が確保されていた。

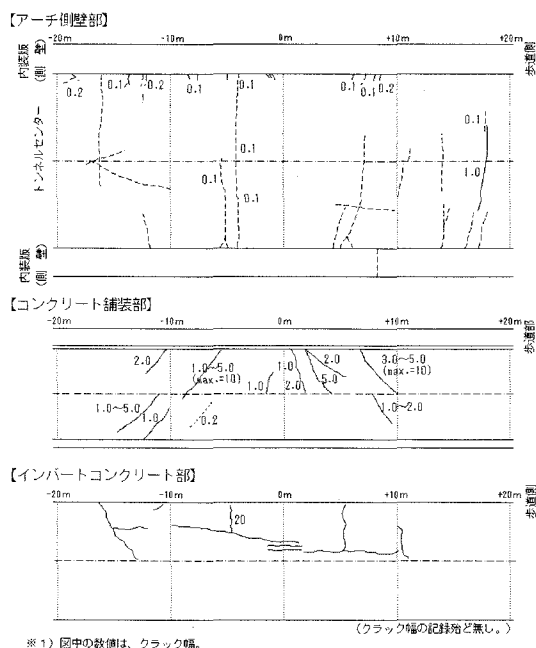


図-1 覆工・舗装のひび割れ観察図（展開図）

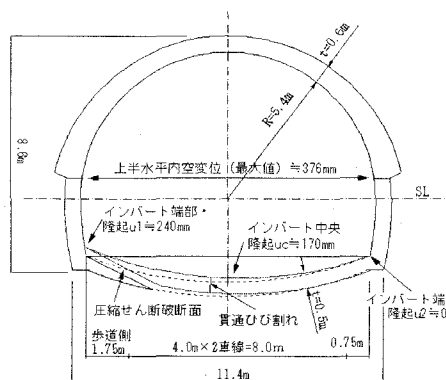


図-2 変状概要図

なお、当該部では対策工として、厚さを 10cm 増した 60cm で曲率半径を若干小さく変更したインバートコンクリートの打替え（RC）が実施された。また、打替え前には、左右側壁部に補強ロックボルト、排水ボーリングが施工された。

(2) 地形・地質

変状が発生した区間の土被りは約 120m で、周辺の地質は、新第三紀の泥岩、凝灰岩～凝灰角礫岩が主体である（図-3）。周辺地山の強度等を、以下に示す。

- ・凝灰岩：一軸圧縮強 $q_u=0.18\sim0.84\text{MN/m}^2$ 、変形係数 $18\sim242\text{MN/m}^2$ 、モルタル含有量 $0.7\sim3.7\%$
- ・泥岩：一軸圧縮強度 1.16MN/m^2 、モルタル含有量 10.6%

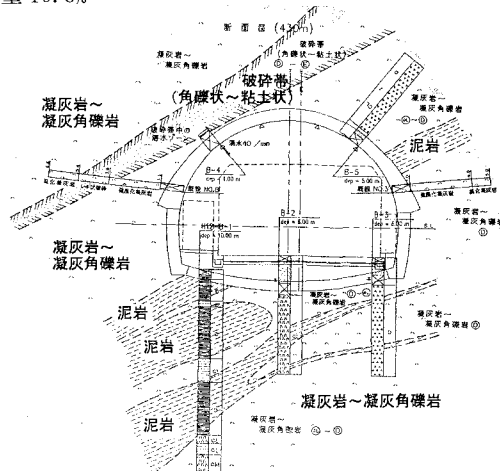


図-3 トンネル周辺の地質分布図

3. シミュレーション解析

(1) 解析手法

解析は、覆工コンクリートを有限要素で、周辺地盤をバネ要素でモデル化し、この有限要素－バネ系構造に、想定した荷重モードで荷重をステップ荷重により単調増加させ、覆工コンクリートに着目した変状（ひび割れなど）が発生した解析ステップ時の荷重値を、変状発生時の推定荷重値と考えた。本検討は、解析ケースを荷重条件によって設定し、その各々の解析ケースを後述する解析手法によって計算し、着目事象と同じような解析事象が再現できる解析ケースを見つけ出す作業である。

解析コードには鉄筋コンクリートの静的非線形解析プログラム（ATENA-2D）を用い、コンクリートのひび割れなどの非線形現象をモデル化した。解析は平面ひずみ状態の二次元解析とした。

(2) 解析で着目する変状の設定

解析で再現を試みる変状は、インバート端部の圧縮破壊として圧縮を受ける方向と平行な方向へ割裂ひび割れが発生する挙動を設定する。本解析コードは、圧縮破壊時の挙動として、斜め状のせん断破断面はシミュレートできないが、割裂ひび割れを発生させるアプローチ方法で対応できる。また、同時に再現する他の挙動として、アーチコンクリートおよび側壁コンクリートでトンネル軸方向のひび割れが発生しないこと、アーチと側壁のコンクリート打継

ぎ目位置での開口やズレの発生が無いことも再現の目標事象に加えた。

実際のインバート部の変状観察では、インバート端部での圧縮せん断破断面の他に、インバート中央付近でトンネル軸方向に1条の貫通ひび割れが見られたが、これらの発生履歴は不明である。本解析では、インバート端部の圧縮破壊を、先に生じた破壊として、再現の対象とした。

(3) 解析構造モデル

解析構造モデルを、図-4に示す。

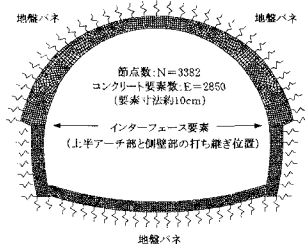


図-4 解析構造モデル

(4) 材料モデルと解析用物性値

a) コンクリート要素

コンクリート要素の材料モデルは、引張側においては古典的な異方性分散ひび割れモデルに基づき、圧縮においては関連流れ則に基づき、その破壊曲面はMenetrey-William破壊曲面¹⁾（曲面形状を示すパラメータ $e=0.52$ ）によるものとした。分散ひび割れモデルには回転ひび割れモデルを用い、引張軟化曲線にはHordijkの指数型を用いている（図-5）。また、圧縮側での弾性限界点(f'_{co})以降の硬化域での応力はひずみに基づき、圧縮強度(f'_c)以降の軟化域は（引張軟化と同様に）変位に依存させ直線でモデル化している（図-6）。なお、引張応力-ひび割れ開口変位(w)関係および圧縮応力-塑性変位の関係を各々の応力-ひずみ関係に変換する際には、変位を、各々、ひび割れ方向に投影した要素寸法(L_t)および最小主応力の方向へ投影した要素寸法(L_c)で除してひずみとしている。

$$\sigma/ft = \{1 + (c_1 \cdot w/w_e)^3\} \exp(-c_2 \cdot w/w_e) - w/w_e (1 + c_1^3) \exp(-c_2),$$

$$c_1=3, c_2=8.93, w_e=5.14 \cdot Gf/ft \text{ : Hordijkの実験式 (1991)}$$

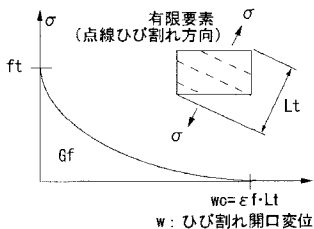


図-5 引張軟化曲線

$$\text{曲線部: } \sigma = f'_{co} + (f'_c - f'_{co}) \sqrt{1 - ((\epsilon_{cp} - \epsilon_p) / \epsilon_{cp})^2}$$

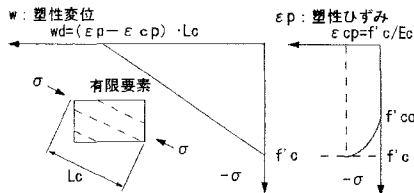


図-6 圧縮側の硬化・軟化則

表-1に、アーチ、側壁およびインバートのコンクリート要素の解析用物性値を示す。

表-1 コンクリート要素の解析用物性値

単位体積重量	γ	kN/m ³	23
一軸圧縮強度	f'_c	N/mm ²	-18
引張強度(※1)	f_t	N/mm ²	1.6
弾性係数	E_c	kN/mm ²	22
ポアソン比	ν	—	0.2
破壊エネルギー(※2)	G_f	N/m	90
圧縮側の非線形挙動開始時の応力(※3)	f'_{co}	N/mm ²	-12
応力 f'_c での塑性ひずみ(※4)	ϵ_{cp}	—	-818×10^{-6}
圧縮側の限界塑性変位	w_d	mm	-0.5

※1) $f_t = 0.23 \cdot f'_c{}^{2/3}$ で仮定。

※2) $G_f = 10 \cdot (d_{max})^{1/3} \cdot f'_c{}^{1/3}$ で仮定。 d_{max} [mm]、 f'_c [N/mm²]。

(土木学会コンクリート標準示方書)

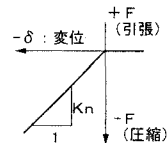
粗骨材の最大寸法: d_{max} [mm]=40。

※3) $f'_{co} = 2 \cdot f'_c/3$ で仮定。

※4) $\epsilon_{cp} = f'_c/E_c$ で仮定。

b) 地盤バネ要素

覆工背面に取り付ける地盤バネ要素は、約0.5m間隔で部材法線方向の節点バネとして配置し、圧縮にのみ線形抵抗するバネ特性とした（図-7）。



地盤バネ値は、弾性係数が100MN/m²相当の地山として設定した。解析用物性値を、表-2に示す。なお、部材接線方向のせん断バネは考慮していない。

表-2 地盤バネ要素の解析用物性値

	地盤反力係数 (※1, ※2, ※3) k (kN/m ³)	バネ値 (※4) K_n (kN/m)	備考 (※2)
全周	96×10^3	$約48 \times 10^3$	$E=100\text{MN/m}^2$ 相当

※1) $k = \alpha \cdot E/0.3 \cdot (B/0.3)^{3/4}$, k (kN/m³), E (kN/m²), B (m)。

道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、地盤反力係数より。

※2) E は地山の変形係数で、孔内載荷試験値とした。 $\alpha=4$ 。

※3) 載荷幅 $B=\sqrt{(D \cdot L)}=10$ (m)とした。 D : トンネル代表径、 L : トンネル軸方向載荷長さ。 $D=10$ m, $L=10$ mとした。

※4) $K_n = k \cdot \Delta$ 。 Δ : 単位奥行1.0m×分担幅約0.5m=0.5m²。

c) インターフェース要素

アーチと側壁とのコンクリート打ち継ぎ目部は、インターフェース要素を取り付け、接触モデルで考えた。インターフェース要素は、テンションカットオフのMohr-Coulomb破壊曲面に基づいた材料モデルとした（図-8）。要素応力が破壊曲面を超えた後は、破壊曲面は粘着力が零となる残余曲面に崩れるとし

た。インターフェース要素の解析用物性値を、表-3に示す。表-3における K_{nn} , K_{nn}^{MIN} , K_{tt} , K_{tt}^{MIN} の値は、数値計算の収束性に考慮した経験値として、 K_{nn} (または K_{tt}) = $10 \cdot E_c \cdot t/d$, K_{nn}^{MIN} (または K_{tt}^{MIN}) = $0.001 \cdot K_{nn}$ (または K_{tt})とした。ここで、 E_c はコンクリート要素の弾性係数、 t は軸方向厚さ(=1m)、 d は隣接する要素の代表寸法である。

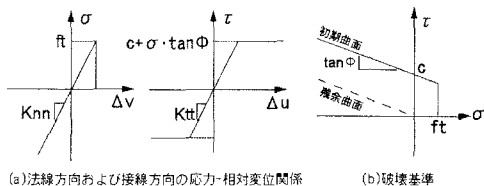


図-8 インターフェース要素の材料特性モデル

表-3 インターフェース要素の解析用物性値

接触面の法線方向のバネ係数	破壊前	K_{nn}	MN/m^3	2.2×10^5
	破壊後	K_{nn}^{MIN}	MN/m^3	2.2×10^3
接触面の接線方向のバネ係数	破壊前	K_{tt}	MN/m^3	2.2×10^5
	破壊後	K_{tt}^{MIN}	MN/m^3	2.2×10^3
引張強度	破壊前	f_t	N/mm^2	1×10^{-4}
粘着力	破壊前	c	N/mm^2	0.1
摩擦係数	破壊前	$\tan \phi$	—	0.1

なお、側壁のあご部とインバートコンクリート部の打継目、インターフェース要素は用いず、一体と仮定した。

(5) 解析ケースと解析結果および考察

荷重ケースは、以下の6ケースを設定した。

- case. 1: 左側の側壁部とインバートの結合部付近に局所的に作用する、泥岩部から層方向に沿った等分布荷重
- case. 2: インバート底面の全面に作用する、鉛直上向きの等分布荷重
- case. 3: アーチ、側壁の全面に作用する、水平方向(内空縮小方向)の等分布荷重
- case. 4: アーチ、側壁、インバートの全面に作用する、内空縮小方向の等分布荷重
- case. 5: case. 4における側壁に作用する水平方向の荷重を、インバート結合部のみに集中して作用させるように変更した荷重
- case. 6: case. 5における荷重から、アーチ、インバートに作用する鉛直方向の荷重を除いた荷重

各ケースの荷重図および解析結果を、表-4～表-5に示す。なお、各荷重を作用させる前に、自重(step. 0)および坑内路盤荷重(step. 1)を作用させた(図-9)。また、case. 5、case. 6における水平方向荷重は、表-5に示すように、アーチ部は水平の等分布荷重(p_x)が作用し、側壁部はインバートと結合

する箇所だけに等分布荷重($\alpha \cdot p_x$)が作用する荷重ケースを設定し $\alpha = 25$ とした。 α の設定に際しては、 α の値を変えて幾ケースか実施してみた結果、インターフェース要素で開口やズレが発生せず、インバート端部での割裂ひび割れが発生する直前まで計算可能である α 値を作用した。 $\alpha < 25$ のケース群では、インターフェース要素部で縁が切れて構造不安定になり、インバート端部での割裂ひび割れの発生は再現できなかった。

(step. 0) 自重計算
(step. 1) 坑内路盤荷重作用時計算

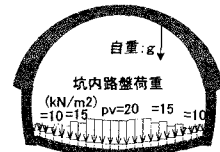


図-9 自重および坑内路盤荷重の荷重図

表-4 荷重ケース群と破壊形態(解析結果)

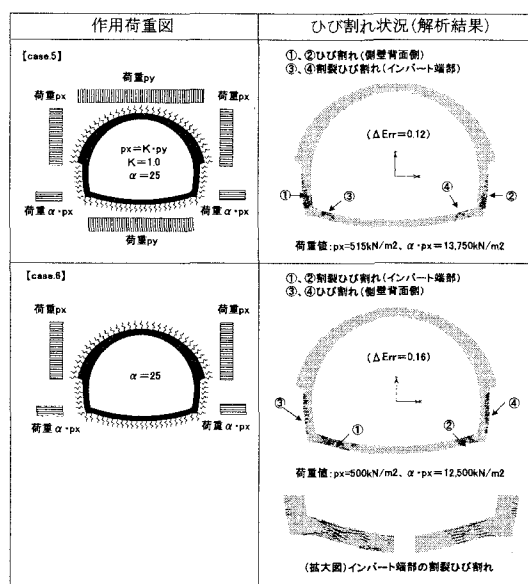
[case. 1～case. 4]

作用荷重図	ひび割れ状況(解析結果)
[case. 1] 荷重p_o	①ひび割れ(インバートの上面側) ②開口およびズレ(側壁上部の背面側) ③開口およびズレ(側壁上部の内面側) 荷重値120kN/m2
[case. 2] 荷重p_y	①、②、ひび割れ(インバート端部の底面側) ③、④、ひび割れ(側壁下部の背面側) ⑤、ひび割れ(インバート中央の上面側) 荷重値50kN/m2
[case. 3] 荷重p_x	①、②、開口およびズレ(側壁頭部) ※ひび割れ発生無し。 荷重値35kN/m2
[case. 4] 荷重p_x, 荷重p_y, $p_x = K \cdot p_y$, $K = 1.0$	①、②、ひび割れ(インバート端部の底面側) ③、④、ひび割れ(側壁下部の背面側) 荷重値50kN/m2

(備考) ひび割れ状況図はひび割れ幅0.01mm以上のひび割れを表示し、変形図(変形倍率300倍)に重ね書きした。また、ひび割れ状況図および荷重値は、計算が収束判定値(不平衡力0.01以下等)を満足した最終解析ステップ時の結果を示す。

表-5 荷重ケース群と破壊形態（解析結果）

[case. 5～case. 6]



(備考)ひび割れ状況図は、ひび割れ幅0.01mm以上のひび割れだけを表示した。
 ΔErr : 計算時の不平衡力の内力に対する比(計算の収束判定項目に用いる一項目)

解析の結果、表-4より、case. 1～case. 4では、インバートと側壁が結合する隅角部またはその付近でインバート部材軸と法線方向のひび割れが顕著になり計算誤差が計算ステップ毎に収束判定値（不平衡力誤差0.01以下）を満足せずに大きくなっていく状況となるか、またはアーチと側壁の継ぎ目をモデル化したインターフェース要素が切れて構造不安定になり、いずれのケースでも再現目標としたインバート端部での部材軸方向の割裂ひび割れの発生は再現できなかった。

これに対して、case. 5およびcase. 6では、表-5に示すように、ある荷重値を境にして計算誤差が収束判定値を満足せずインバート端部での割裂ひび割れが発生した。これは、実変状であるインバート端部の圧縮破壊に相当すると考えられる。これらのケースでは、他部位の内空側でのひび割れの発生は無く、アーチ部と側壁部での打継ぎ目（インターフェース要素）でのズレや開口も無い結果で、これらも実変状にほぼ合う結果となった。ただし、インバート端部が圧縮破壊した時点の作用荷重の大きさは、側壁部のインバート深度位置付近では12,500kN/m²（case. 6）～13,750kN/m²（case. 5）、上半部では500kN/m²（case. 6）～550kN/m²（case. 5）となり、全土被り相当荷重（ $P=\gamma H=25\text{kN/m}^3 \times 120\text{m}=3,000\text{kN/m}^2$ 。 γ : 地山の単位体積重量（仮定値）。）を超える値となった。また、case. 5とcase. 6がほぼ同じ結果であったことから、インバー

ト端部の圧縮破壊は、水平荷重によるもので鉛直荷重による影響は小さいと考えられる。

case. 5およびcase. 6の解析結果が実変状と異なる挙動としては、インバート端部での圧縮破壊は左右の2箇所であったことと左右側壁背面のひび割れ発生が挙げられる。前者は、構造や荷重の条件が左右対称であったとしても実際の破壊時には左右いずれかの箇所で破壊するためと考えられる。後者は、実変状では確認できなかった箇所であり、解析結果の妥当性は判断できなかった。側壁背面のひび割れは、case. 5ではインバート端部の圧縮破壊に先行して現れ、case. 6ではインバート端部の圧縮破壊発生時と同じ解析ステップで発生した。

4. あとがき

インバート端部の圧縮破壊を起こすメカニズムについて、今回の解析検討からは、側壁のインバート深度付近に水平方向の荷重が集中して作用したことで圧縮破壊が生じた可能性が高いことが明らかとなったが、荷重の大きさとしては全土被り相当荷重を大きく超え、現実的には考え難い値となった。今後、荷重条件の他に地盤バネ等の境界条件等も含めて、更なる検討を加えていく予定である。

参考文献

- 1) Ph. Menetrey and K.J. William, " Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization," ACI Structural Journal, V.92, No.3, May-June 1995, pp. 331-318