

背面に空洞のあるシールドトンネルの安定性

小山 幸則¹・粥川 幸司²・菅 茜様³

¹フェロー会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: koyama.yukinori.3c@kyoto-u.ac.jp

²正会員 株式会社 地域地盤環境研究所 東京事務所(〒113-0034 東京都文京区湯島一丁目8-4)

E-mail:kayukawa@geor.co.jp

³株式会社 地域地盤環境研究所 東京事務所(〒113-0034 東京都文京区湯島一丁目8-4)

初期に施工されたシールドトンネルは、セグメント継手のシール材の不備、排水ピットや排水管等の設備との取り付けの不備などの影響で、トンネル坑内に周辺地盤から漏水とともに土砂を引き込む場合がある。この現象が長期にわたって継続すると、トンネル背面には地盤の緩みや空洞を生じることになる。しかしながら、トンネル背面の状況を把握することは極めて難しく、どのような状況にあるか不明である。

このような状況にあるトンネル覆工に関し、ここでは常時、地震時の状態を想定し、特にトンネル周方向に関して解析的に安定性の検討を行うこととした。なお、地震時の解析では応答震度法を用いることとした。

Key Words : shield tunnel, tunnel with void, finite element analysis, non-linear stiffness of bending moment, response seismic coefficient method

1. はじめに

初期に施工されたシールドトンネルは、セグメント継手のシール材の不備、排水ピットや排水管等の設備との取り付けの不備などの影響で、トンネル坑内に周辺地盤から漏水とともに土砂を引き込む場合がある。また、山岳トンネルにおいても、しばしば中央集水路付近に噴砂跡が見られる場合がある。一般にトンネル坑内への噴砂が発生した場合、それは、平衡した応力状態にあった地山ならびにその土粒子が噴砂にともなって移動し、その結果地山の密度低下や剛性低下が発生することになると考えられる。これは、地山の緩みと呼ばれ、それまでトンネルを支持してきた地山の状態が変化することで、トンネル覆工に様々な不具合が発生することが懸念される。しかしながら、トンネル背面の状況を把握することは極めて難しく、どのような状況にあるか不明である。

このような状況のもと、筆者らはトンネルの背面空洞等の発生状況を音響トモグラフィを用いた室内実験により可視化し、状況によってはトンネル背面の状態を定性的に把握できる可能性があることを示した¹⁾。

そこで、本研究ではその次の段階として、シールドトンネルをとりあげ、トンネル背面に噴砂等により空洞が発生した場合のトンネル覆工の安定性について、解析により検討することとした。検討では、特にトンネル周方

に向に着目し、常時、地震時について行うこととした。

2. 検討手順

(1) 検討の基本手順

本検討の基本的な手順を図-1に示す。

ここでは、単線鉄道シールドトンネルを想定した。トンネル覆工の仕様について、所定の地盤、土被りの条件下で、剛性一様リング(曲げ剛性有効率 $\kappa=1.0$)にてセグメントを試設計し、その主断面を設定した。

次の段階として、常時の覆工の安定性に関し、トンネル横断方向に関する二次元平面ひずみ有限要素解析により、トンネル覆工の発生断面力の算定ならびに応力度の照査を行った。なお、この有限要素解析は有効応力場とし、覆工にのみ水圧も作用させた。

最終段階として、地震時の覆工の安定性に関し、常時の断面力に地盤の地震応答解析で算出した加速度を用い、応答震度法により求めた断面力を重ね合わせて応力度の評価を行った。

(2) 応答震度法に用いる応答震度の選定

一般に、地下構造物の地震時の検討では応答変位法を用いる場合が多い。これは、たとえば矩形地下構造物の

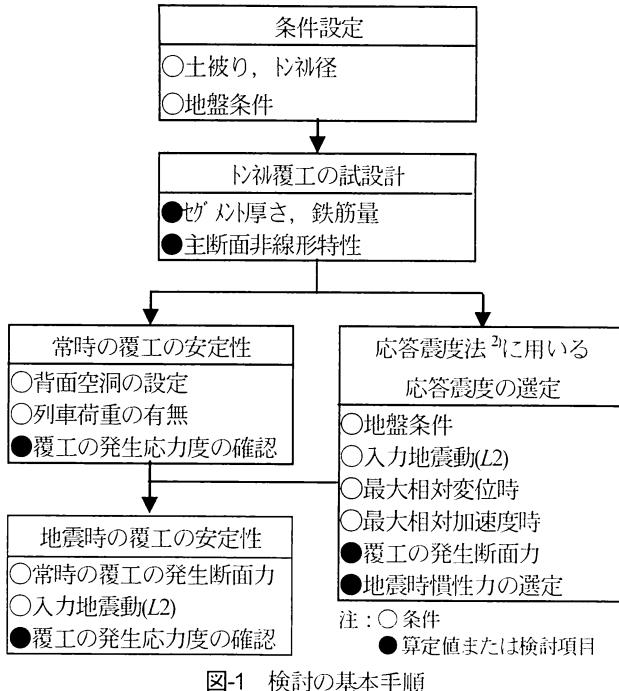


図-1 検討の基本手順

場合、上床版位置と下床版位置での地盤変位の相対値が最も大きい時点の地盤からの力と、上床版面せん断力が作用した場合に、構造物の応答が最も大きくなるとされている。この場合、一般に地盤は地盤ばねでモデル化されるので、地盤そのものの応力状態は評価されない。一方、応答震度法では構造物の上端と下端で相対変位または相対加速度が最大となる時刻の地盤の加速度を求め、これに質量を乗じて地震時慣性力として構造物の地震時の状態（最大応答）を算出することとなる。文献2)では矩形地下構造物においてこの時刻を相対変位最大時としている。しかしながら、シールドトンネルのような円形の中構造物の場合、クラウン部とインバート部において変位あるいは加速度のいずれの相対値が最大の時に最大応答となるのか、明確になっていない。

そこで、全応力場にて相対変位最大時および相対加速度最大時におけるトンネルのクラウン部とインバート部の相対加速度ならびにこの時のトンネル覆工の発生断面力を比較し、これが大きくなる時刻を選定して検討することとした。

3. 解析条件の設定

(1) トンネル覆工の条件設定

a) トンネル覆工の幾何学条件、材料条件

トンネル覆工は、鉄道単線シールドトンネルとして最も標準的と思われる次の仕様を想定した。

トンネル土被り：1.0D, 1.5D, 2.0D(D: トンネル外径)

トンネル覆工：鉄筋コンクリート製平板形セグメント

- 外径7000mm程度

表-1 トンネル覆工材料の物性³⁾

材料	ヤング係数		泊川比 レ
	E_c	kN/mm ²	
		—	
コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}=42\text{N/mm}^2$	36	0.2
鉄筋	SD345	200	—

表-2 トンネル覆工材料の応力度³⁾

材料	応力度			
	許容 曲げ圧縮	許容せん断	許容引張	降伏
				N/mm^2
コンクリート	常時	16	0.71	—
	地震時	28		
鉄筋	常時	—	200	345
	地震時	—		

表-3 地盤物性

土被り ⁴⁾	変形係数 ⁴⁾ E kN/m ²	泊川比 ⁵⁾ c kN/m ²	粘着力 ϕ	内部摩擦角 ⁶⁾ 度		静止土圧係数 ⁵⁾ K_0
				常時	地震時	
				0	0	
1.0D	37500	0.30	0	34.2	31.5	0.44
		0.31		33.2	31.5	0.45
		0.32		32.6	31.5	0.46

*1 : Dはトンネル外径

使用材料

・コンクリート：設計基準強度 $f_{ck}=42\text{N/mm}^2$

・鉄筋：SD345

なお、ここではセグメント継手は考慮せず、FEM解析では剛性一様リングとして取り扱うこととした。トンネル覆工材料の物性、許容応力度を表-1,2に示す。なお、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の引張応力度について地震時は割増しを考慮した。

b) 地盤条件

地盤は、N値が15程度の均一な砂層を想定し、地下水位を地表面と設定した。地盤の材料物性を表-3に示す。

応答震度法に用いる地盤の力学特性は、独立行政法人土木研究所で行われた実験により求められた「土研の式」から沖積砂質土に関する式を適用した⁷⁾。これを図-2に示す。一方、その非線形力学特性をモデル化する方法には、修正Ramberg-Osgoodモデル⁸⁾を用いた。また、減衰にはRayleigh減衰⁹⁾を用いた。

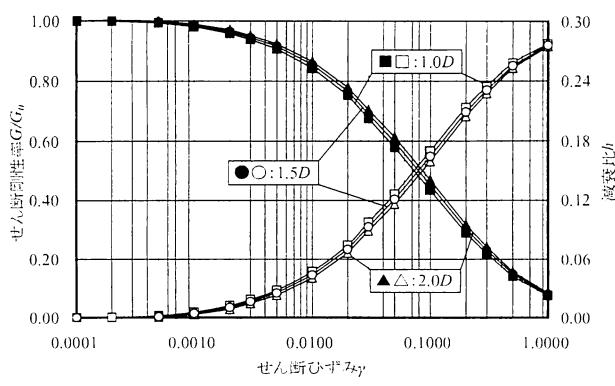


図-2 地盤の非線形特性

表-4 自重

項目	自重 ¹⁰⁾	単位体積重量 ¹¹⁾	
		飽和	水中
		γ	γ_{sd}
kN/m^3			
トネル覆工	26.0	—	—
地盤	—	18	8

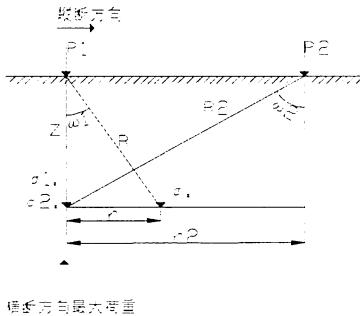


図-3 列車荷重の算出

(3) 荷重

a) 静的荷重

解析には、静的な荷重として自重、地表面上載荷重、列車走行時には列車荷重を想定した。自重を表-4に示す。

上載荷重は、 $p_f=10kN/m^2$ ¹²⁾とした。トンネル覆工の内部荷重には列車荷重を考慮し、標準列車荷重をM-18荷重¹³⁾として、これをBoussinesqの式¹⁴⁾(1a)を用いて図-3の要領で横断方向に換算して用いた。

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi r^5} = \frac{3P}{2\pi r^2} \cos^5 \omega \quad (1a)$$

ここに、 σ_z : 深さ z における鉛直応力(kN/m^2)

P : 地表面集中荷重($180kN$)

z : 深さ(インバート厚さ $1.036m$)

ω : 角度(図-3より $\omega_1=0$, $\omega_2=\tan^{-1}(1.036/2.1)$)

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3 \times 180}{2\pi \times 1.036^2} \cos^5(0) + \frac{3 \times 180}{2\pi \times 1.36^2} \cos^5(\tan^{-1}(\frac{1.036}{2.1})) \\ &= 80.07 + 1.36 \\ &= 81.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

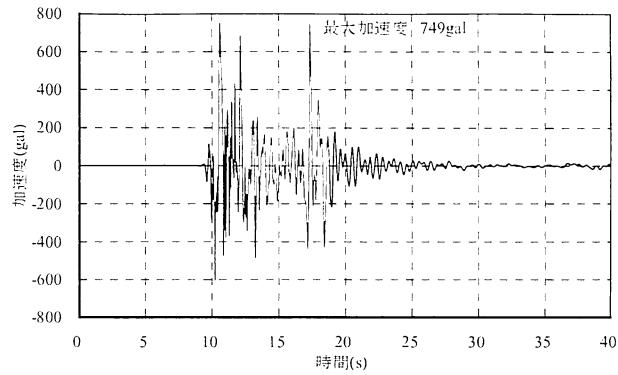


図-4 基盤地震動波形(スペクトルII適合波)¹⁵⁾

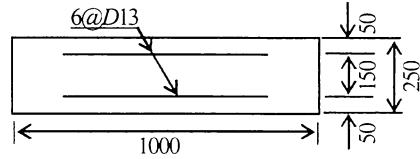


図-5 トンネル覆工の断面(単位: mm)

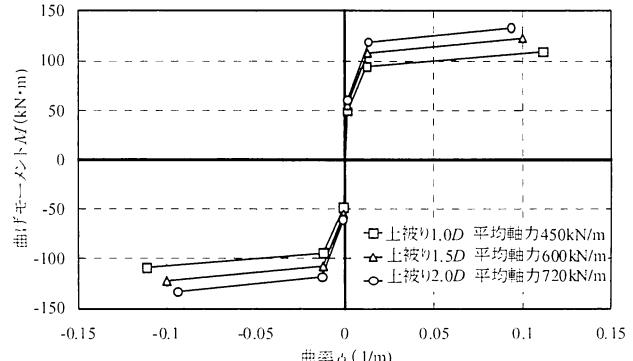


図-6 トンネル覆工の曲げ剛性の非線形特性

b) 入力地震波形と地震荷重

本解析に用いる入力地震動は、文献15)に提示されている基盤地震動波形(スペクトルII適合波)を用いた。図-4にL2の基盤地震動波形を示す。

4. 有限要素モデルと解析ケース

(1) 有限要素モデル

a) トンネル覆工の断面性能

2. で示した静的条件の下にトンネル覆工を試設計し、継手の影響を考慮しない場合のセグメントの主断面を図-5のとおりとした。また、各々の土被りの状態における曲げ剛性の非線形特性を図-6のとおりとした。

b) 有限要素分割と境界条件

図-7に、二次元平面ひずみ有限要素解析の要素分割を示す。トンネルを梁要素、地盤を平面ひずみ要素でモデル化している。解析領域については、一般に常時の解析は静的解析となるので、トンネル側方には概ねトンネル下端深度の1倍以上とする場合が多い。本検討では常時

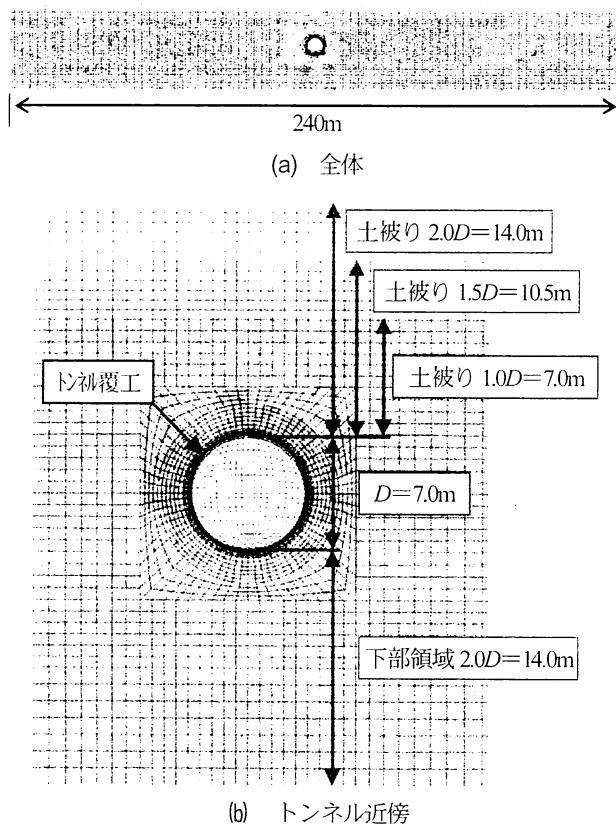


図-7 有限要素解析の要素分割

と地震時の状態を重ね合わせて評価するので、それぞれの境界条件が異なることになる。このため、トンネルの側方の領域が少ないとトンネル近傍の状態が側方の境界の影響を受ける可能性がある。そこで、本検討ではこのような影響ができるだけ出ないよう、トンネル側方にトンネル下端深度の10倍程度の領域を設けることとした。表-5に各解析での境界条件を示す。

(2) 解析の手順

常時の解析では、地盤は水中単位体積重量を用いて初期応力解析を行う有効応力場とし、トンネル覆工には別途水圧を作成させ、その応力状態を表現することとした。解析の具体的な手順は次のとおりである。

STEP0：初期応力解析

（水中単位体積重量による自重、上載荷重作用）

STEP1：トンネル掘削(10%応力解放)

STEP2：トンネル覆工設置(自重作用、残応力解放)

STEP3：トンネル覆工への水圧作用(静水圧)

STEP4：背面空洞形成

（空洞要素の除去(有効応力の解放)）

STEP5：列車荷重載荷

STEP6：地震荷重載荷(地盤の地震時慣性力作用)

これによれば、STEP4においてトンネル覆工に作用していた地盤の有効応力のみが除去され、水圧のみ常時作用している状態を表現することとなる。

表-5 各解析の境界条件

解析の種類	境界	
	側方	底面
動的解析	粘性境界	粘性境界
応答震度法	常時	鉛直ローラー
	地震時	水平ローラー
		固定

表-6 背面空洞による解析ケース

CASE0 (背面空洞なし)	CASE1	CASE2
CASE3	CASE4	CASE5
背面空洞の厚さ：250mm(全ケース共通)		

地震時では、STEP5の状態に引き続き地盤の応答震度に地盤材料の質量を乗じた地震時慣性力を作用させることとした。

(3) 解析ケース

a) 常時の解析ケース

常時の解析(STEP0～5)として、土被り3ケースとともに、表-6に示した背面空洞の範囲を考えることとした。

b) 地震時の解析ケース

地震時の解析(STEP6)として、後述する常時の解析結果より、土被りが1.0Dの場合と2.0Dの場合について背面空洞CASE0～CASE5のトンネルの応答を解析することとした。

5. 解析結果と考察

(1) 応答震度法における応答震度の選定

a) 検討の内容

2. (2)で示したように、シールドトンネルの地震時の検討は、地盤急変部等の特殊な条件下で行われる場合はあるものの、一般にはトンネルは地盤と一体となって挙

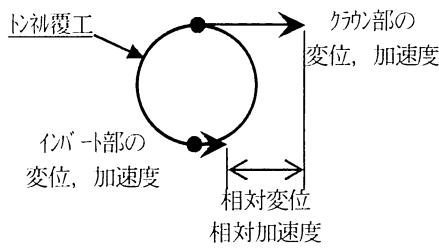


図-8 相対変位、相対加速度の算出

表-7 加速度相対値、水平変位相対値の比較

項目	土被り	相対変位 最大時		相対加速度 最大時	
		相対値	発生時刻(s)	相対値	発生時刻(s)
加速度 (m/s ²)	1.0D	1.22	2.158	3.02	1.626
	2.0D	1.06	2.216	3.22	8.410
変位 (mm)	1.0D	40.7	—	20.3	—
	2.0D	54.7	—	22.0	—

動すると考えられることから、あまり実施されていない。また、実施されたとしても応答変位法が用いられ、応答震度法が用いられるることは少ない。そのため、円形のトンネル覆工の最大応答を求める解析において、どの時間帯の地盤加速度を用いれば安全側の検討になるのか、について、土被り1.0Dと2.0Dの場合について比較検討を行うこととした。なお、解析は図-7に示した有限要素を用い、全応力場にて図-4の地震動を与えることで行った。

b) 検討結果

図-8に示すように、トンネルのクラウン部とインバート部の水平方向の変位、加速度から相対値を算出し、それぞれが最大となる時刻を選出した。その結果を表-7に示す。また、当該時刻における相対変位量も表の下段に示す。

まず加速度の相対値を見ると、相対変位最大時は1.06～1.22m/s²であるのに対して、相対加速度最大時は3.02～3.22m/s²で後者の方が大きい。一方、その時の水平変位の相対値は前者が40.7～54.7mmであるのに対して後者が20.3～22.0mmと前者の方が大きくなっている。加速度の相対値の場合と逆の傾向にあると言える。

次に、相対変位最大時と相対加速度最大時の地震慣性力を作用させた場合のトンネル覆工の断面力の増分を算出し、その結果を表-8に示した。増分断面力も水平方向変位の相対値の場合と同様に、土被りがいずれの場合でも相対変位最大時の方が30%程度大きくなっている。このことから、トンネル覆工に発生する地震時増分断面力は、相対加速度が最大となる時刻よりも、相対変位が最大となる時刻の方が大きいと言える。すなわち、応答変位法の場合と同様に、円形のシールドトンネルの場合で

表-8 トンネル覆工の地震時増分断面力の比較

土被り	項目 (単位幅あたり)	相対 変位 最大時	相対 加速度 最大時	差分 %
1.0D	曲げモーメント kN·m	143.0	110.6	29%
	軸力 kN	267.3	201.8	32%
	せん断力 kN	90.1	68.1	32%
2.0D	曲げモーメント kN·m	168.5	129.3	30%
	軸力 kN	303.4	226.5	32%
	せん断力 kN	102.0	76.7	33%

*1：相対変位最大時/相対加速度最大時より算出

もクラウン部とインバート部の相対変位が最大となる時刻を選定し、その時点の地盤の加速度を用いて地震時慣性力を算出するのがトンネル覆工に対して安全側の検討になると思われる。

また、相対変位最大時において土被りで比較すると、加速度の相対値は土被りが1.0Dの場合の方が1.22m/s²で2.0Dの場合の1.06 m/s²よりも大きく、土被りが小さい方が地震時慣性力が大きい状態となっている。しかしながら、水平変位の相対値では土被り1.0Dの場合の40.7mmよりも2.0Dの場合の54.7mmの方が大きく、さらに表-8に示したとおり、増分断面力も土被り2.0Dの場合の方が大きい結果となった。

一般に、シールドトンネルは土被りが大きくなればなるほど、または地盤が硬質であればあるほど、地震時にも安定であると考えられている。前述した結果は、これと異なるものとなった。その理由は、土被りが比較的浅い範囲においては、それが大きければ応答変位法でも用いられるトンネルへの周面せん断力も大きくなると想定されることから、地盤が比較的軟質であり、かつ、土被りが浅い範囲では、地盤の地震時特性によっては、土被りが大きい方が変位が大きくなる場合もあり得るためであると考えられる。

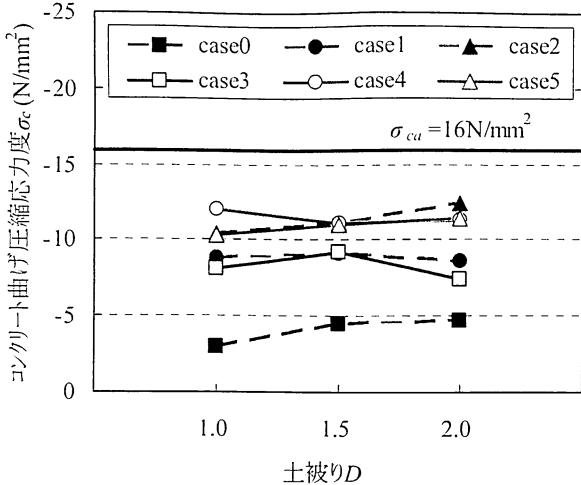
(2) 背面空洞の大きさによるトンネル覆工の安定性

次に、トンネル覆工の背面空洞の相違による安定性について検討する。

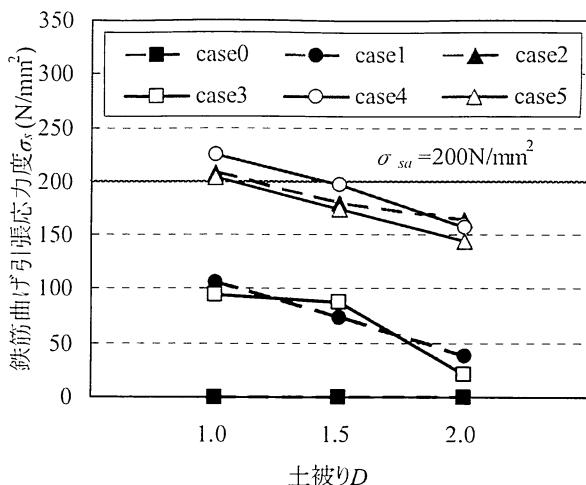
a) 常時のトンネル覆工の安定性

常時の解析の結果、列車荷重なしの場合(STEP4)では地盤強さ、土被りの条件にかかわらず、断面力が最大となるのは表-6に示した空洞範囲がインバートからスプリングラインにかけてのCASE3の場合であった。しかし、トンネル覆工の応力度を照査した結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度、せん断応力度ならびに鉄筋の引張応力度ともに許容応力度以内となつた。

次に、列車荷重ありの場合(STEP5)で、背面空洞が

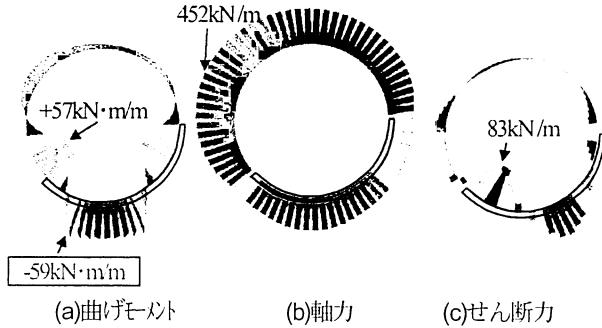


(a)コンクリート圧縮応力度



(b)鉄筋引張応力度

図-9 コンクリート、鉄筋の発生応力度(列車荷重あり)

図-10 CASE4 常時断面力分布
(土被り1.0D, 列車荷重あり □: 許容応力度超過)

CASE0～5の場合のコンクリート曲げ圧縮応力度の最大値と、鉄筋曲げ引張応力度の最大値を図-9に示した。なお、図の横軸は土被りである。また、代表としてCASE4の場合の断面力分布を図-10に示す。

列車荷重ありの場合ではCASE4, CASE2, CASE5の順で断面力ならびに応力度(図-9(b) 鉄筋引張応力度)が大きい結果であった。

背面空洞の範囲は、CASE5の方が大きいものの、CASE4やCASE2の断面力や応力度が大きくなったのは、背面空洞がトンネルの左右で対照でないことと、トンネル覆工にとっての空洞の有無の境界がトンネル下方45°の位置にあることが共通の要因として挙げられる。

トンネル覆工の応力度については、図-9(b)より土被りが1.0Dの場合に鉄筋の引張応力度が許容応力度を超過することとなった。これは、土被りが小さく水圧も小さくなるので、トンネル覆工に発生する軸力が小さくなることと、周辺地盤が比較的軟質なのでトンネル覆工がより変形しやすくなることにより、曲げが卓越したことによると思われる。なお、この場合、鉄筋の引張応力度は許容応力度を超えたものの降伏には至らなかった。また、コンクリートのせん断に関しては、いずれの場合も許容応力度以内であった。

以上より、常時においては背面空洞がある場合、局所

的にトンネル覆工の発生応力度が許容応力度を超過する場合はあるものの、地盤の条件によっては破壊までは至らないものと思われる。

b) 地震時のトンネル覆工の安定性

次に地震時について検討する。図-11, 12に、4.(1)で行ったトンネルクラウン部とインバート部の相対変位が最大となる時刻の地盤のせん断ひずみ分布と加速度分布を示す。せん断ひずみについて、トンネルインバート部で0.93～0.96%と土被りによらず近い値であるが、クラウン部では土被り1.0Dの場合が0.27%であるのに対して、土被り2.0Dの場合は0.57%と2倍程度になっており、土被りが大きいとせん断ひずみも大きくなると言える。また、図-2で示した地盤のせん断剛性率で見ると、トンネルクラウン部近傍の地盤のせん断剛性が土被りが2.0Dの場合では1.0Dの場合の半分程度に低下していると考えられる。せん断剛性が小さく減衰も大きくなると、加速度も小さくなるものと考えられる。

この加速度に地盤の質量を乗じて得られる地震時慣性力を地震時の検討に用いた。なお、検討は土被りが1.0Dと2.0Dの場合で、表-6に示した背面空洞の状態で行うこととした。

まず、列車荷重なしの場合、土被りが1.0Dの場合ではトンネル覆工の発生応力度は地震時の許容応力度以内であった。一方で、土被りが2.0Dの場合では背面空洞がCASE2の場合でのみ、コンクリートのせん断応力度が0.73 N/mm²となり許容応力度を超過した。この時のトンネル覆工の断面力分布を図-13に示すが、せん断力が大きくなったのはスプリングラインの位置であった。なお、この時の曲げ、軸力によるコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度は許容応力度以内であった。

次に、列車荷重ありの場合では、土被りが1.0DでCASE2の場合に正曲げ位置で鉄筋の引張応力度が降伏応力度を超過した。この時の断面力分布を図-14に示すが、

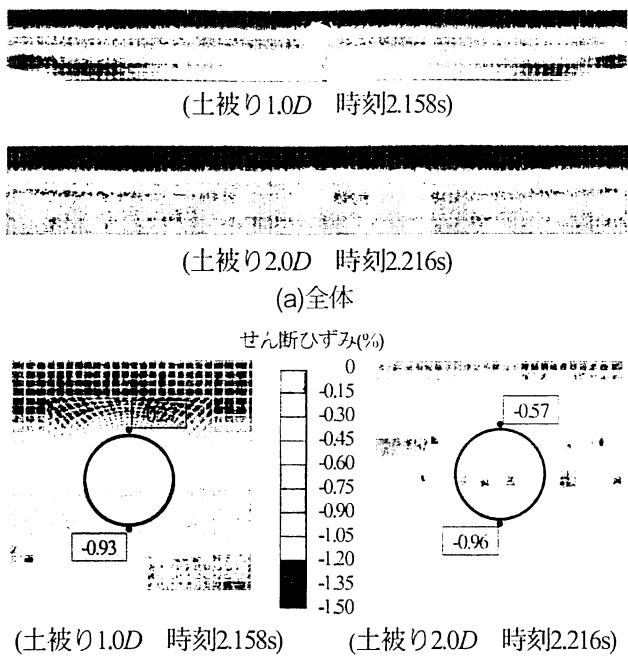


図-11 地震時せん断ひずみ分布

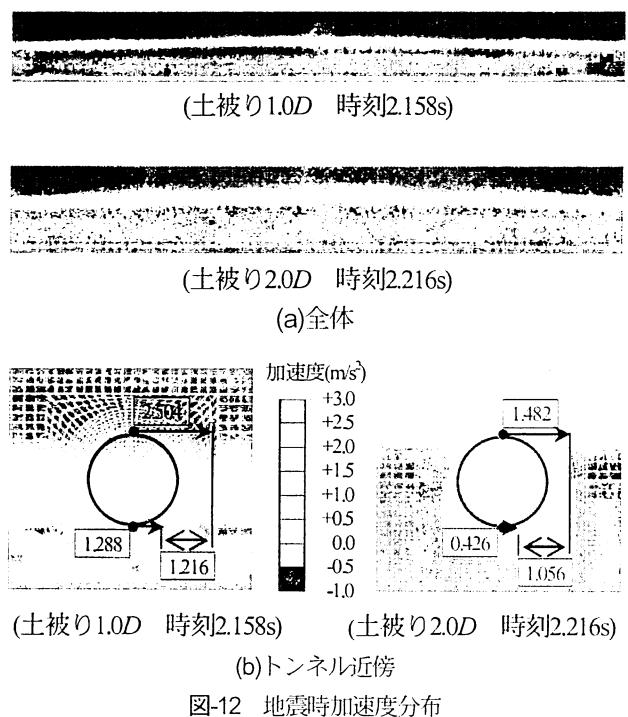


図-12 地震時加速度分布

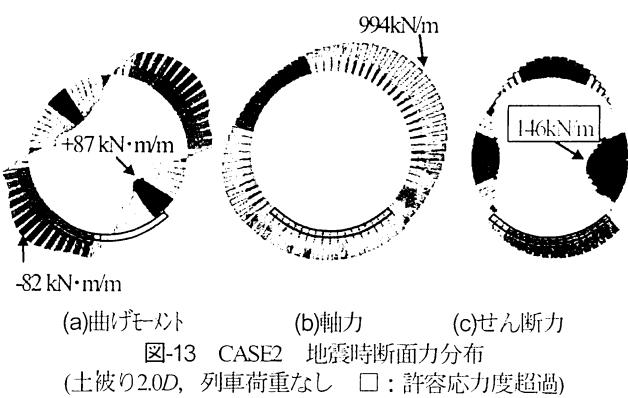


図-13 CASE2 地震時断面力分布
(土被り2.0D, 列車荷重なし □: 許容応力度超過)

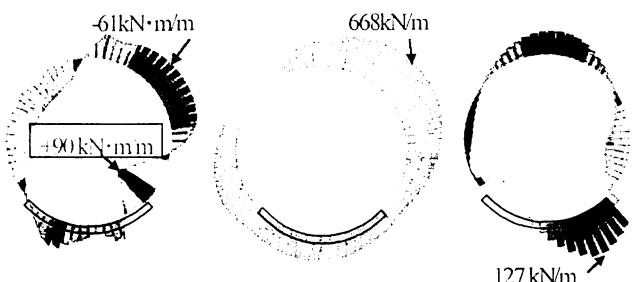


図-14 CASE2 地震時断面力分布
(土被り1.0D, 列車荷重あり □: 許容応力度超過)

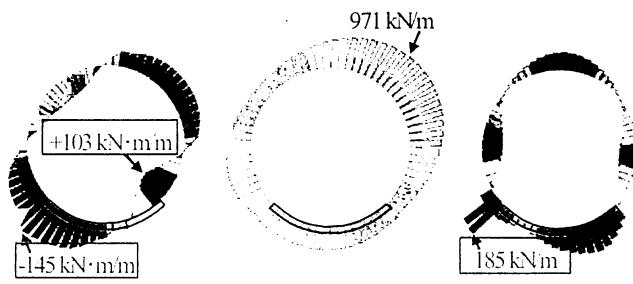


図-15 CASE2 地震時断面力分布
(土被り2.0D, 列車荷重あり □: 訸容応力度超過)

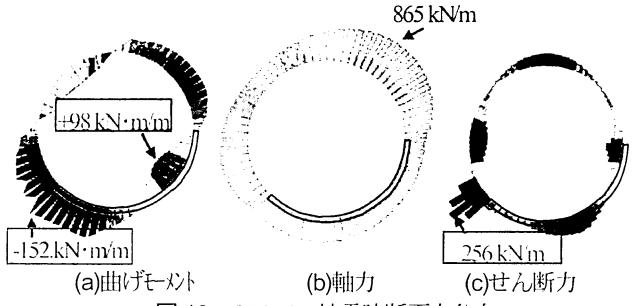


図-16 CASE4 地震時断面力分布
(土被り2.0D, 列車荷重あり □: 訸容応力度超過)

当該の位置はトンネル下方 45° の位置であった。一方、土被りが2.0Dの場合では、CASE2とCASE4の場合でいずれも正負曲げでの鉄筋の引張応力度ならびにコンクリートのせん断応力度が許容応力度を超過した。特にCASE4では、負曲げ位置でコンクリートの圧縮応力度も許容応力度を超過した。この時のそれぞれの断面力分布を図-15, 16に示す。いずれも、トンネル下方 45° の位置で発生した。なお、これ以外の背面空洞の場合では許容応力度を上回る場合はなかった。

これらのことより、a)で示した常時の場合と同様に地震時の場合でも、背面空洞の範囲の大きさよりもCASE2ならびにCASE4のようなトンネルの斜め下方位置に背面空洞の有無の境界がある場合にトンネル覆工にとって最も厳しい状態になることがわかった。これは、地震時には水平方向に地盤が挙動することでトンネル全体が水平方向にせん断されることとなり、その結果、特に下方斜め位置で正負曲げが卓越することに加えて、さらにトンネル覆工にとって地盤の支持の有無の境界であり断面力が急変することによるものと思われる。

c) 検討のまとめ

本検討のまとめを以下に示す。

- ・応答震度法の適用ならびにその際の応答震度の選定の時点は、トンネルのクラウン部とインバート部に関する相対変位が最大となる時刻が、地震時の増分断面力が最大となるので、その時刻を選定するが必要である。
- ・常時において、列車荷重なしの場合では、表-6に示した背面空洞のいずれの場合もトンネル覆工の発生応力度は許容応力度以内であった。
- ・常時の列車荷重ありの場合では、背面空洞がCASE4の場合のみ、負曲げ位置で鉄筋の引張応力度が許容応力度を超過した。ただし、コンクリートのせん断に関しては、いずれの場合も許容応力度以内であった。
- ・地震時においては、列車荷重なしの場合ではCASE2で正曲げ位置で鉄筋の引張応力度が許容応力度を超過した。
- ・地震時の列車荷重ありの場合では、CASE2, 4で正負曲げいずれの位置でも鉄筋の引張応力度が許容応力度を超過し、特にCASE4ではコンクリートの曲げ圧縮応力度も許容応力度を超過した。
- ・これらの結果より、背面空洞の範囲の大きさよりも、トンネルの斜め下方に背面空洞の有無の境界がある場合、すなわち地盤の支持の有無の境界がある場合にトンネル覆工にとって最も厳しい状態になることがわかった。

6. おわりに

本研究では、初期に施工されたシールドトンネルにおいてしばしば見られるトンネル坑内への噴砂の現象に着目し、それがトンネル覆工の安定性に与える影響を把握するため、数値解析によりその挙動や傾向の把握を試みた。その結果、トンネル背面に空洞が発生した場合、想定した背面空洞の範囲では、概ねトンネル覆工部材の発生応力度は許容応力度以内であるものの、一部の場合で

は許容応力度や地震時には降伏応力度を超過する場合があることを示した。また、その際の背面空洞は、その大きさではなく、空洞と地山の境界位置がトンネルの斜め下方にある場合に厳しい状態になることがわかった。しかしながら、解析では背面空洞の有無を表現したが、その際の地盤挙動については評価するまでには至らず、この点については今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 小山幸則、粥川幸司、山内淑人、菅薗様、柳原淳一：音響トモグラフィによる噴砂に伴うトンネル周辺地山の緩み領域の可視化、土木学会第65回年次学術講演会講演概要集、No.III-420, pp.839-840, 2010.
- 2) 片山幾夫、足立正信、嶋田穂、都築富雄、瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案、土木学会、年次学術講演会講演概要集第1部, pp.737-738, 1985.
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, pp.67-77, 2002.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, p.89, 2000.
- 5) シールドトンネルの新技術研究会：シールドトンネルの新技術、土木工学社, p.264, 1995.
- 6) 文献4), p.85
- 7) 吉田望：地盤の地震応答解析、鹿島出版会, p.98, 2010.
- 8) 土木学会：トンネルライブラリー第9号開削トンネルの耐震設計, p56, 1998.
- 9) 文献7), p.202
- 10) 文献3), p.57
- 11) 文献4), p.87
- 12) 土木学会：トンネルライブラリー第23号セグメントの設計, p.25, 2010.
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限, p.24, 2006.
- 14) 山口柏樹：土質力学、技報堂, p.332, 1993.
- 15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.37-38, 1999.

STABILITY OF SHIELD TUNNEL WITH VOID BETWEEN THE LINING AND SURROUNDING SOIL

Yukinori KOYAMA, Koji KAYUKAWA and KAN SHIMON

Poor quality of seal material used for segment joints, poor installation of drainage pits and drainage pipes can cause the leakage of underground water with surrounding soil into a tunnel. This continuous leakage will cause the void and soil loosening between the lining and surrounding soil in the long term. However, the investigation methods for grasping the void and soil conditions behind a tunnel are difficult and costly. Therefore the stability of the tunnel with void is unclear. In this paper, the stability against static and seismic loads of the shield tunnel with void between the lining and surrounding soil are analyzed by finite element method. The response seismic coefficient method is used for seismic analysis.