

軟弱粘性土中のシールドトンネル内への漏水に伴う地盤の圧密に起因する付加荷重の算定

岡 滋晃¹・伊藤 喜広²・Wei LI³・Alireza AFSHANI⁴・
金子 俊輔⁵・斉藤 仁⁶・赤木 寛一⁷

¹正会員 東京電力ホールディングス(株)経営技術戦略研究所 (〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3)
E-mail: oka.shigeaki@tepeco.co.jp

²正会員 東電設計(株)土木本部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12-9F)
E-mail: itoh.yoshihiro@tepscoco.jp

³非会員 早稲田大学大学院修士課程 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)
E-mail: wei@fuji.waseda.jp

⁴正会員 早稲田大学講師 理工学術院 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)
E-mail: aafshani@aoni.waseda.jp

⁵正会員 東電設計(株)企画部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12-9F)
E-mail: jkaneko@tepscoco.jp

⁶正会員 東京電力ホールディングス(株)経営技術戦略研究所 (〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3)
E-mail: saito.jin@tepeco.co.jp

⁷フェロー会員 早稲田大学教授 理工学術院 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)
E-mail: akagi@waseda.jp

軟弱地盤中に建設されたトンネルでは、トンネル内への地下水の漏水に伴う周辺地盤の圧密によりトンネル上部の設計時の土圧に対して、付加荷重が発生することがある。したがって、補強対策の設計にあたっては付加荷重を確実に予測することが重要である。本論文では、三次元土水連成FEM解析を実施し、漏水に伴う周辺地盤の圧密とそれに起因する付加荷重の発生メカニズムを明らかにした。さらに、既往の二次元土水連成FEM解析を用いて算定した付加荷重との比較を行い、簡便な二次元土水連成FEM解析によって付加荷重を高精度で算定できることを確認した。

Key Words : shield tunnel, earth pressure, 3D FEM consolidation analysis, modified Cam-Clay

1. はじめに

東京電力パワーグリッド(株)の地中送電用トンネルは全延長で約420km存在する。このうち、とくに顕著な変状が顕在化した事例は、埼玉県下で軟弱粘性土地盤内に建設された1981年竣工のシールドトンネルである。このトンネルでは、写真-1に示すように、トンネルの天端にトンネル縦断方向のひび割れが発生している。この主たる原因は、トンネル内への地下水の漏水(以下、漏水と称す)に伴って、トンネル周辺の軟弱粘性土地盤が圧密し、覆工に作用する鉛直土圧が設計値を超過したことに起因している¹⁾²⁾³⁾。本論文では、この増加した荷重を付加荷重と称す。付加荷重により発生する断面力がトンネ



写真-1 トンネルの天端付近の状況⁴⁾

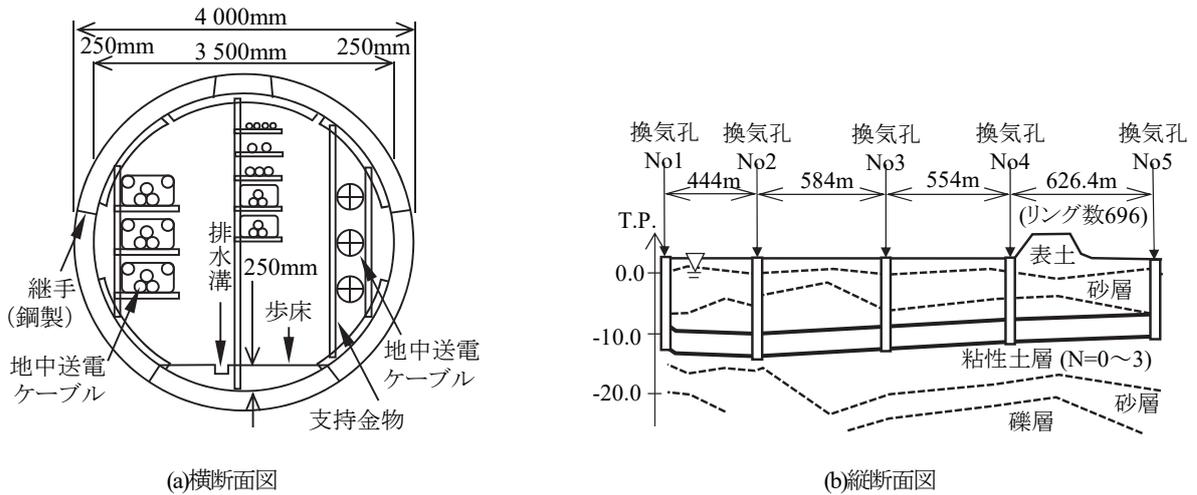


図-1 トンネルの横断面図と縦断面図

表-1 セグメント構造諸元

項目	諸元
トンネル内径	3500mm
セグメント幅	900mm
セグメント厚	250mm
セグメント分割数	6分割
主鉄筋	地山側 SS400平鋼(幅75mm×2mm)@2本 +SD295D13@4本
	内空側 SS400平鋼(幅75mm×6mm)@2本 +SD295D13@4本
主断面の有効高さ	215mm
配力鉄筋	SR235φ9@165mm
コンクリートの設計基準強度	45N/mm ²

ルの設計耐力を超過した場合、補強対策を検討することとなり、付加荷重の予測は補強対策を検討する上で重要な課題となる。以上より本研究では、三次元土水連成FEM解析(以下、三次元解析と称す)を用いて以下の2点を明らかにすることとした。

- a) 付加荷重の主要因である漏水が、トンネルの経年の変状が進行する中で、どのように増加するか。
- b) 漏水の増加に伴い、付加荷重がどのように変化し、収束するか。

さらに、三次元解析により算定した付加荷重を二次元土水連成FEM解析(以下、二次元解析と称す)により算定した付加荷重と比較することで、精度の高い付加荷重を算定可能な簡便な方法を提案した。

2. トンネルの構造および地質の概要

検討の対象としたトンネルは、1981年竣工の地中送電用シールドトンネルで、図-1(a)に示すように地中送電ケーブルを複数収容している。覆工は鉄筋コンクリート製セグメントで、その諸元は表-1に示すとおりである。継手の止水構造は、未加硫ブチルゴムを採用しているが、そのゴムの厚さなどは不明である。トンネルの縦断面図は図-1(b)に示すとおりで、N値0~3の軟弱粘性土中に建設されている。なお、今回の検討では、とくに顕著な漏水と変状が観察されている換気孔No.4から換気孔No.5のリング数696リング、全長626.4mの区間を対象とした。

3. 既往の研究の概要と問題点

有泉ら¹⁾は図-2(a)に示すように、図-1(b)に示した軟弱粘性土地盤中のトンネルを模擬したポーラスストーン製の模型トンネルを製作して遠心模型実験を行い、漏水がトンネル全周から生じるという条件により付加荷重を評価した。実験の結果、図-2(b)に示すとおり、設計鉛直土圧に対する付加荷重の比を変動荷重比と定義すると、トンネルの天端における変動荷重比は経年12年でほぼ収束し、その値は約1.3になることを示している。

金子ら²⁾は、この遠心模型実験を再現する二次元解析を実施し、解析の上でも変動荷重比が概ね1.3となることを確認している。

両者ともに、図-3に示すように、Marston and Anderson³⁾やSpangler⁴⁾の考え方に準じる形で、トンネルの側方地盤の圧密により発生する相対変位に伴って、側方地盤の鉛直面に発生するせん断力を、付加荷重の発生メカニズムの主たる要因と考察している。

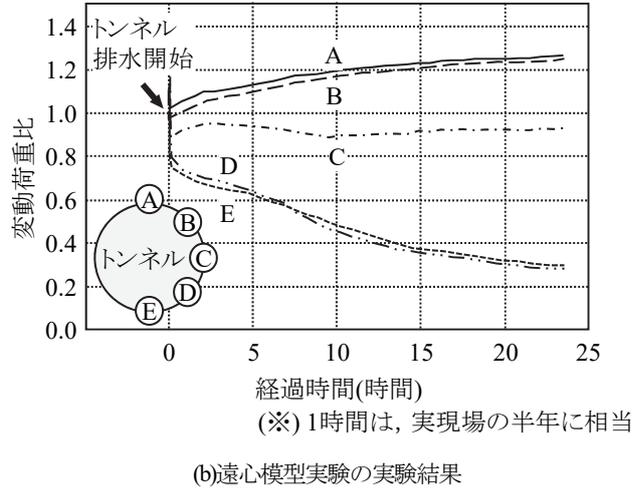
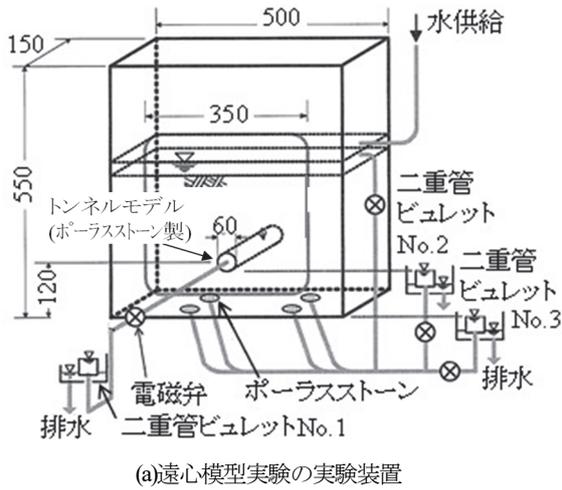


図-2 有泉りによる遠心模型実験

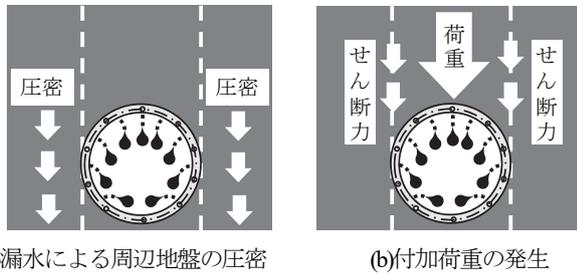
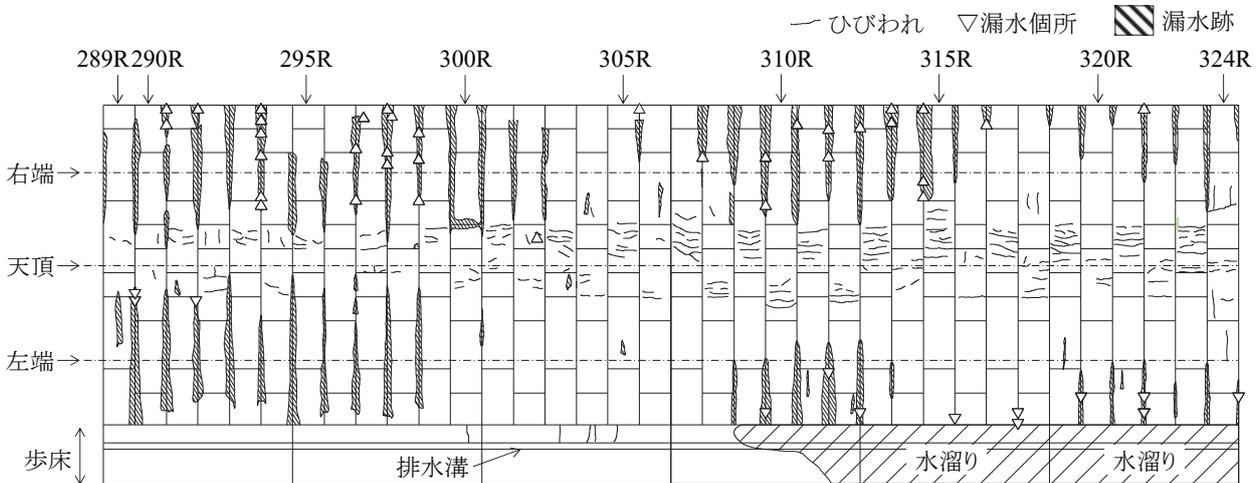
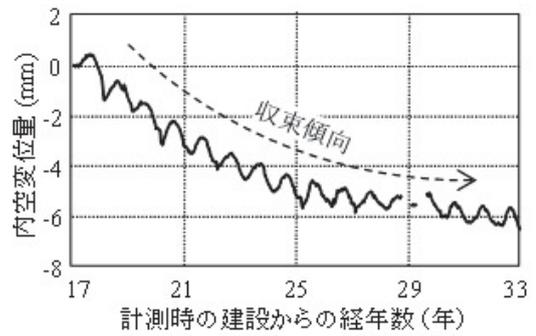


図-3 既往の知見による付加荷重の発生メカニズム



また、塩治ら⁴⁾は、変動荷重比1.3とは、トンネルの天端に生じるトンネル縦断方向のひび割れのうち、幅0.1mm以上のものの本数が10本生じる状態に相当すると考察している。したがって、図-2(b)で示した実験結果と合わせて考えると、トンネルには経年12年でトンネルの天端に10本のひび割れが生じていることとなる。

しかしながら、経年24年時点でひび割れ本数を調査した結果によると、トンネルの天端のひび割れ本数はリン

グNo.240～No.530区間の平均で24本であり、図-4に示すように、リングNo.311の内空変位も収束傾向にあることから、塩治らの考察にはあてはまらない。

図-5は、とくにトンネルの天端でのひび割れと漏水が著しいリングNo.289～No.324区間の経年24年時点での、ひび割れ、漏水箇所および漏水跡をスケッチした結果である。同図によると、トンネルの上半(以下、上半と称す)のリング継手からの漏水もあるが、主にトンネルの

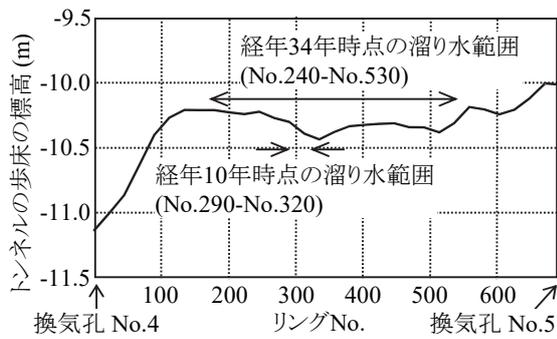


図-6 経年10年と経年34年での溜り水の範囲

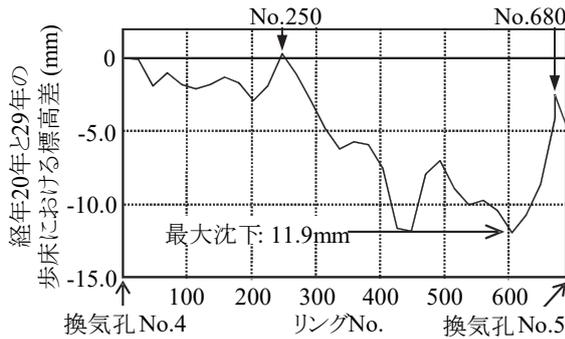


図-7 経年20年と経年29年での標高差

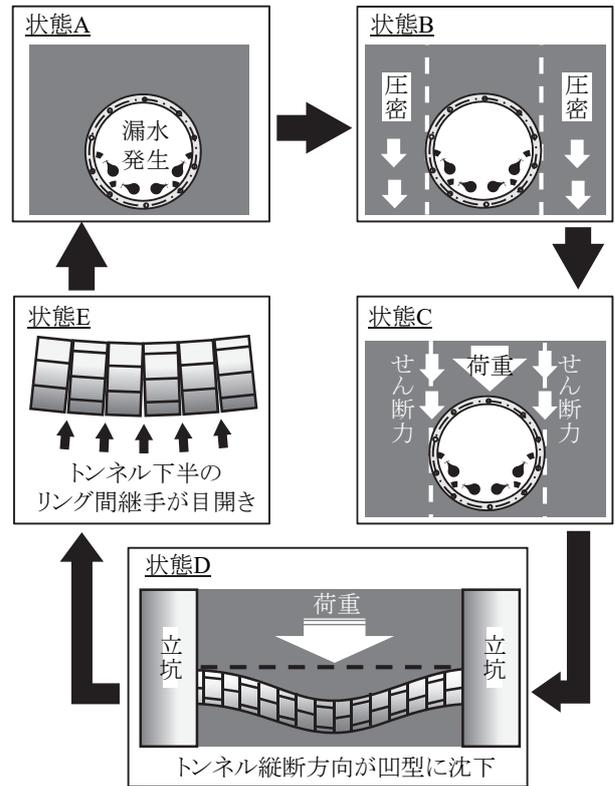


図-8 付加荷重の増加に関する想定メカニズム

下半(以下、下半と称す)のリング継手からの漏水が多く、トンネルの全周からの漏水は生じていないことがわかるが、これは有泉らの実験の仮定とも異なる。以上より、トンネルの全周からの漏水を仮定した既往の研究では、付加荷重を安全側に評価する可能性があるものと考えられることができる。つまり、漏水の量や範囲を特定することが重要な問題といえる。

4. 三次元解析による付加荷重の発生メカニズムの評価

(1) メカニズムの評価手順

まず、漏水の量や範囲の経年変化と、トンネルに発生した変状について、事実関係を整理した。つぎに、その事実をもとに付加荷重のメカニズムを想定した。さいごに、三次元解析により想定したメカニズムの妥当性を評価した。

(2) 漏水の変化とトンネルの変状の事実関係

a) 漏水の変化

図-6は、経年10年時点と経年34年時点で、漏水によって歩床上に発生した溜り水の範囲を比較したものである。図-6から、溜り水の範囲が経年により拡大したことがわかる。また、経年10年時点での漏水補修記録には、「漏水は設備引継後2-3年からはじまり1991年(経年10年)に補

修」と記録されている。以上より、トンネル竣工後、経年に伴って漏水は徐々に増加したと考えることができる。

b) トンネルの変状

経年20年時点と経年29年時点でトンネルの縦断方向のレベル測量を実施した結果を利用して、図-7に経年20年と経年29年の標高差を示す。同図から、トンネルはリングNo.400～No.600区間で最大11.9mm、凹形に沈下している。ただし、換気孔No.4～リングNo.250区間とリングNo.680～換気孔No.5区間では大きな沈下を生じていない。この理由は、トンネルが換気立坑により鉛直方向に固定支持された状態であるためと考えることができる。

(3) 付加荷重の発生メカニズムの想定

上記の事実を勘案し、付加荷重の発生メカニズムを図-8のように想定した。

状態Aは、原因は特定できないが竣工時からごくわずかの漏水が発生している状態である。状態Bは、その漏水によりトンネルの側方地盤が圧密される状態である。状態Cは、圧密に伴い、トンネル上部の地盤との境界面にせん断力が発生することで、トンネルに付加荷重が作用する状態である。状態Dは、状態Cの時点をトンネル縦断方向にみた場合で、立坑に両端を支持されたトンネルが凹型に沈下した状態である。状態Eは、その沈下に伴い、リング継手の下部の目開きが増加し、さらなる漏水が発生する状態である。以上の状態A～Eのサイクルを繰り返すことで、付加荷重が発生するものと想定した。

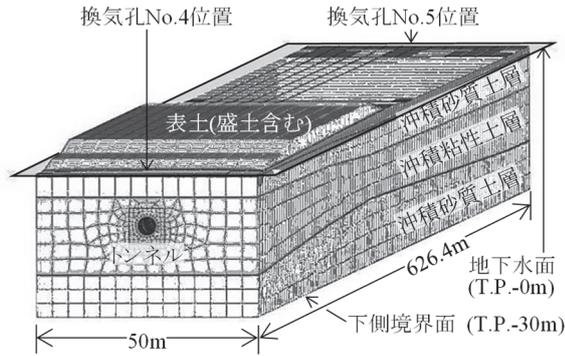


図-9 三次元解析の解析格子

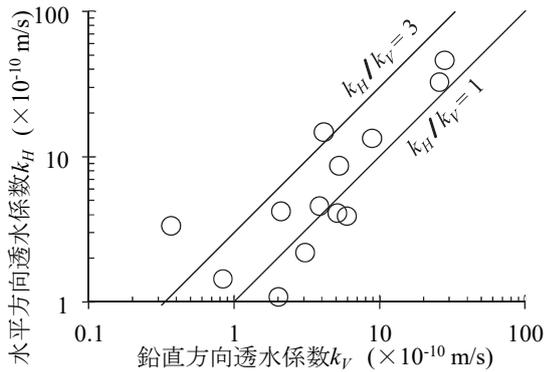


図-10 粘性土の異方透水性(文献¹⁾)を基に作成

以上の想定メカニズムのサイクルは、漏水に伴う側方地盤の圧密が収束することで終了すると考えることができる。そこで、この想定メカニズムを検証するため、三次元解析により付加荷重が収束するまでの状況を追跡した。

(4) 三次元解析による想定メカニズムの妥当性評価

a) 解析モデル

図-9に、解析モデルを換気孔No.4側から換気孔No.5方向に俯瞰した状態で示す。解析は、換気孔No.4から換気孔No.5の区間を対象として、地盤をソリッド要素、トンネルをシェルでモデル化した。三次元解析では地盤汎用解析システム“Midas GTS NX”⁸⁾を使用し、解析モデルは節点数157 280、トンネルのシェル要素数16 704、地盤の要素59 413の規模のモデルである。

表-2と表-3に、地盤の入力物性値を示す。いずれの物性値も現地ボーリング調査結果および室内土質試験結果に基づいており、トンネルが設置されている沖積粘性土層は圧密特性を適切に評価するため、修正Cam - Clayモデル⁹⁾を構成則として使用したが、それ以外の地層については計算の収束性を考慮して弾性体とした。ここで、沖積粘性土層の透水係数は、一般に水平方向が鉛直方向に比較して大きいことが知られている¹⁰⁾。たとえば、図-10に示すように、筒井ら¹¹⁾の知見によると、水平方向

表-2 トンネル位置の沖積粘性土層の地盤物性値

	単位	設定値	設定根拠
単位体積重量	kN/m ³	16.4	室内土質試験
非可逆比	-	0.924	各種圧密試験
限界応力比	-	1.410	三軸せん断試験
ダイレイタンスー係数	-	0.065	標準圧密試験
ポアソン比	-	0.317	K ₀ 圧密試験
鉛直方向透水係数	m/s	4.11×10 ⁹	標準圧密試験
水平方向透水係数	m/s	8.22×10 ⁹	鉛直方向透水係数の2倍
静止土圧係数	-	0.464	K ₀ 圧密試験
間隙比	-	1.353	室内土質試験

表-3 トンネル位置以外の地層の地盤物性値

	平均層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比 (-)	透水係数 (m/s)	間隙比 (-)
表土(盛土)	1.9	17.5	9 300	0.33	4.11×10 ⁹	1.105
上部沖積砂質土層	5.5	17.5	4 000	0.33	4.24×10 ⁵	1.105
下部沖積砂質土層	4.6	17.5	4 000	0.33	5.90×10 ⁶	1.105

表-4 トンネルの入力物性値

	単位	数値
単位体積重量	kN/m ³	24
等価曲げ剛性	kN·m ²	5.88×10 ⁷
ポアソン比	-	0.3

の鉛直方向に対する透水係数の比は概ね1~3であることが示されている。以上から、水平方向は平均的な値として鉛直方向の2倍とした。なお、沖積粘性土層以外の地層では水平方向と鉛直方向の透水係数は等しいものとした。

表-4に、トンネルの入力物性値を示す。トンネルは、リング継手における剛性低下を考慮した等価剛性のシェルモデルとし、トンネル縦断方向の等価曲げ剛性は下水道施設の耐震対策指針¹²⁾を参照し、式(1)を用いて算定した。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + \left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \cdot \sin \phi} \cdot (E_c I_s) \quad (1)$$

ここに、

(EI)_{eq} : 等価曲げ剛性(kN·m²)

E_c : セグメントの弾性係数(= 32×10⁹kN/m²)

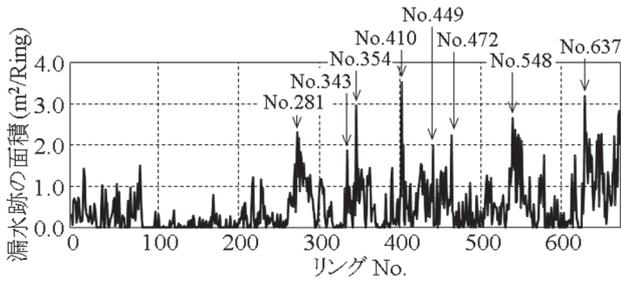
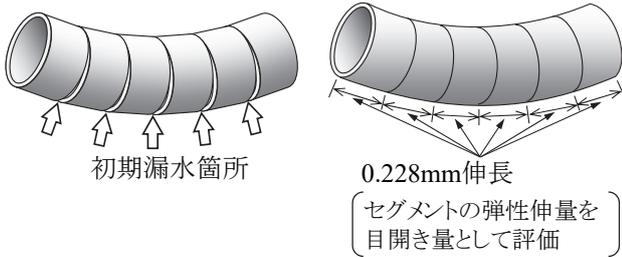


図-11 トンネルの漏水跡の面積の分布



(a)トンネルの初期漏水箇所 (b)漏水時の解析での表現

図-12 トンネルの漏水箇所

I_s : セグメントリングの断面二次モーメント(=5.2m⁴)
 ϕ : リング中心軸から中立軸までの角度 (= 29.14°)で、以下の式を満足する角度

$$\phi + \cot \phi = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c \times A'_s / B} \right)$$

ただし、

K_j : リング継手全体の軸剛性で、表-5に示す継手ボルトの諸元より $2.44 \times 10^7 \text{kN/m}$ と算定
 A'_s : セグメントの管軸方向断面積(=2.95m²)
 B : セグメントの幅(=0.9m)

なお、トンネル横断方向の曲げ剛性は、トンネル縦断方向の曲げ剛性と別な値を設定できないこと、および本論文における三次元解析は縦断形状に着目した解析であることから、式(1)で計算される値と同じ値を採用した。

トンネルの両端部における変位に関する境界条件は、トンネル縦断方向のレベル測量結果より、トンネル端部は換気孔で鉛直方向に支持固定されていると考えることができるため、トンネルの鉛直方向のみ固定とした。また、解析モデル全体の側面は、水平方向を固定、底面は全方向を固定とした。

解析モデルの側面の水理境界条件としては、モデル境界で非排水条件とし、トンネル境界で排水条件とした。

b) 解析における漏水のモデル化

漏水のモデル化は、つぎに示す3点を仮定した。

1点目は、図-8の状態Aに相当する初期の漏水箇所である。図-11に示すように、経年24年時点で観察された漏

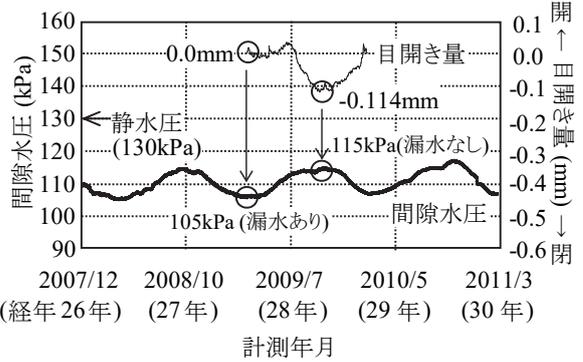


図-13 No.317近傍の間隙水圧および目開き量の計測結果

表-5 トンネルの継手の諸元

項目	単位	数値	
		セグメント継手	リング継手
継手ボルトの呼び径	—	M22	M22
継手ボルトの断面積	mm ²	380	380
ネジ切り部の有効断面積	mm ²	303	303
ボルトの本数	—	厚さ方向に2段/継手	16本/リング
継手ボルトの軸部の長さ	mm	15	15
平座金の枚数	枚	2	2
平座金の厚さ	mm	3	3
ナットの高さ	mm	18	18
ナットの有効率	%	60	60
継手板・ボルトの弾性係数	GPa	210	210

水跡の面積が大きな箇所が竣工時から下半で漏水しているものと仮定し、同図に示したリング番号の8つのリング継手付近を初期漏水箇所とした。ここで、図-12(a)に示すように、当該リングとその次のリングとの継手を中心とした6リングの間のリング継手位置を初期の漏水箇所とした。なお、換気孔No.5付近の漏水跡については、坑口からの漏水による漏水跡を多く認めたため、初期の漏水箇所ではないと考えた。

2点目は、漏水が開始すると判断するリング継手の目開き量に関する判断基準である。図-13は、リングNo.317近傍でトンネルより1.15m離れた土中における、経年26年から経年30年までの間隙水圧、および経年27年から経年29年にかけてのリング継手の目開き量の計測結果を示したものである。なお、リング継手の目開き量は絶対値ではなく初期値を0とした場合の相対値である。同図から、漏水の有無において間隙水圧は10kPaの差が

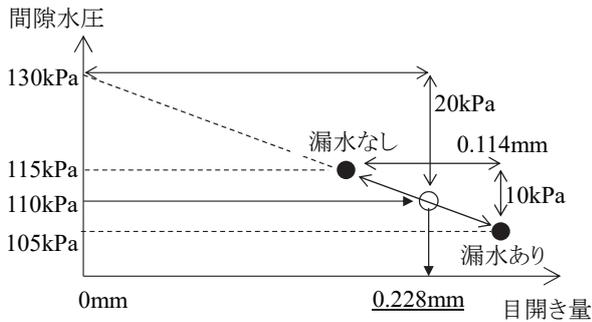


図-14 トンネルの漏水開始時の目開き量の推定

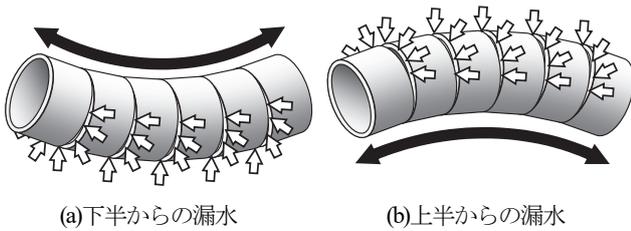


図-15 トンネルの漏水位置の設定

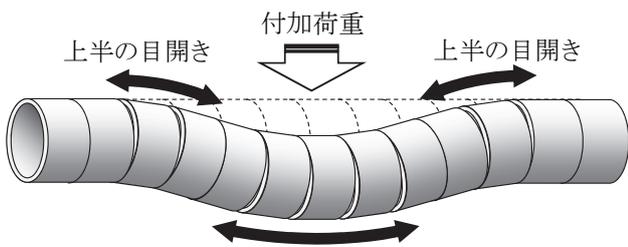


図-16 下半の漏水による付加荷重に伴う上半の目開きの発生

あり、目開き量は0.114mmの差があることがわかる。そこで、竣工時の静水圧130kPaに対する目開き量を0mmとするとともに、シーラ材の変形特性を弾性体と仮定し、これらの関係を図化すると、図-14に示すようになる。同図から、漏水が発生する間隙水圧を110kPaと仮定し、その際の日開き量を算出すると0.228mmとなる。これを漏水が開始する目開き量とした。なお、解析の上では、図-12(b)に示すように、下半の要素の伸びを目開き量に換算した。

3点目は、漏水が開始した際の漏水量である。漏水量は、リング継手の位置における間隙水圧として設定するため、漏水を開始した際には、自由排水面になるように大気圧に相当する0kPaまで低下するものと仮定した。つまり、解析において漏水量に制約は加えていない。なお、解析では、間隙水圧を全水頭として入力することから、自由排水面の場合は、トンネルの位置まで水頭を下げることで表現した。

また、図-15(a), (b)に示すように、下半に目開きが生じた場合と上半に目開きが生じた場合、それぞれの目開き位置を自由排水条件とした。ここで、上半でも漏水が

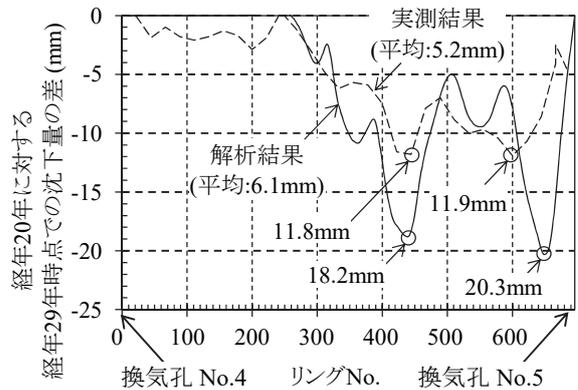


図-17 経年20年と29年における沈下量の差

発生する場合を考えた理由は、図-16に模式的に示すように、下半での漏水により凹型のトンネル変形が発生した場合、曲率変曲点をはさんで上半でも目開きが発生する可能性があると考えたからである。

なお、リング継手の目開き量の判断は、竣工時、経年7年、経年15年、経年20年、経年29年、経年36年、経年39年、経年49年の各時点とした。以上の解析条件に基づいて、経年49年までの付加荷重の発生状況を評価した。

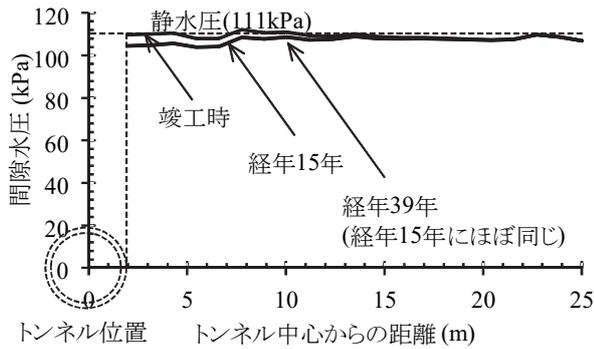
c) 解析結果

まず、トンネル全体の沈下の傾向を把握するため、トンネルの下端での縦断方向の沈下量の解析結果を確認した。図-17は、経年20年と経年29年でトンネルの縦断方向の沈下量の解析結果の差をとった結果である。図中には、比較のために図-7のレベル測量による標高差もあわせて示している。図-17に示すように、解析結果と実測結果では、おおむね傾向が一致しているが、個別のリング位置では絶対量に差が生じた。

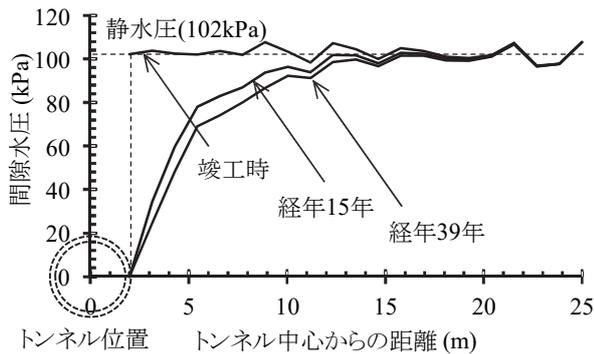
とくに、絶対量に大きな差が出た個所として、たとえば、リングNo.440付近では、実測値11.8mmに対して解析結果は18.2mmである。漏水のモデル化における仮定は、安全側の計算結果となるように設定している。このため、解析結果は計測値より大きく算定されているので、実務的には厳しい評価、すなわち安全側の結果を導いているといえる。また、換気孔No.5付近では、実測値11.9mmに対して解析結果が20.3mmと大きく、その発生位置のずれも大きい。この理由として、リングNo.637における漏水跡が、実際には換気孔No.5からの漏水によるものであり、初期漏水によるものではなかった可能性や、トンネル竣工時の到達防護による地盤改良による強度の増加が解析に反映されていない可能性などを考えることができる。

しかし、このような解析の仮定による出力結果の差を除けば、全体としての傾向は実測結果と解析結果で一致しており、定性的とはいえ、解析は実現象を十分に追跡できていると考えることができる。

つぎに、トンネル横断方向の間隙水圧分布による動水



(a) リングNo.329における横断方向の間隙水圧の分布



(b) リングNo.343における横断方向の間隙水圧の分布

図-18 トンネル横断方向での間隙水圧の分布の収束

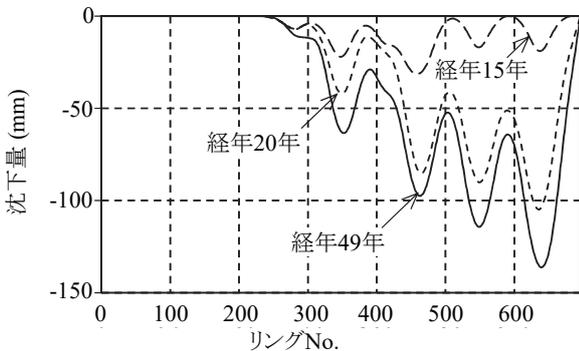
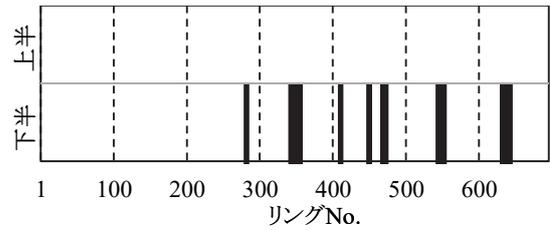


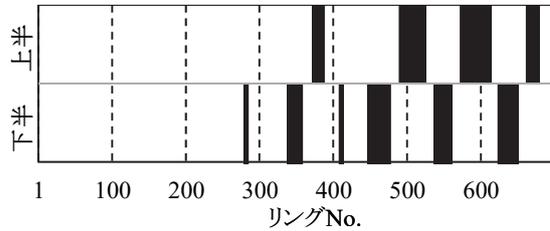
図-19 沈下の経時的変化の解析結果

勾配の経年的な変化を確認した。図-18に、上半と下半とも漏水が発生しなかったリングNo.329と、初期漏水個所と仮定したリングNo.343におけるトンネル側方の横断方向の間隙水圧の分布の変化を示す。リングNo.329では、トンネル側方で竣工時から-6kPaの減少となった後は、経年によらず一定の分布に収束していることがわかる。また、初期漏水個所であるリングNo.343では、初期漏水により0kPaまで減少した後は、トンネルに向かう定常的な地下水が存在することになる。以上より、漏水に伴う間隙水圧の分布の勾配が一定となるに従って、圧密は収束するとともに、付加荷重も収束すると考えることができる。

さいごに、付加荷重の収束に伴うトンネル下端での縦



(a) 経年15年時点で漏水位置と判定したリング継手



(b) 経年20年時点で漏水位置と判定したリング継手

図-20 解析の上で漏水位置と判定したリング継手

断方向の経年的な沈下の変化を確認した。図-19に竣工時から経年15年、20年および49年におけるトンネル下端の縦断面図を示す。トンネル竣工後、経年15年から経年20年に至るまで沈下が加速していることがわかる。この理由は、図-20で示すようにトンネル縦断方向に漏水の範囲が広がるためと考えることができる。一方、経年49年の沈下は、経年20年の沈下と大きく変わらず、沈下はほぼ収束している。この理由は、図-18(b)に示すように、経年15年以降、間隙水圧の分布の勾配に大きな差がないためと考えることができる。

以上のことから、付加荷重が発生するメカニズムは想定のおおりと考えることができる。

5. 二次元解析による簡便な変動荷重比の算定方法の提案

(1) 二次元解析の妥当性の確認手順

前章までの考察により、三次元解析結果は実現象を適切に表現していると考えられる。そこで、三次元解析で算出される変動荷重比を、トンネルに生じたひび割れ本数より求めた変動荷重比と比較することで、三次元解析結果から求めた変動荷重比の妥当性を評価した。

さらに、過去、筆者らは二次元解析により、変動荷重比を解析している¹⁹⁾。この二次元解析では、トンネル周辺の間隙水圧の収束値を内空変位の計測結果により推定し、その推定値をもとに変動荷重比の収束値を算定する手法を提案している。そこで、二次元解析に使用した間隙水圧および求まる変動荷重比を、三次元解析より求めた間隙水圧および変動荷重比と比較することにより、以

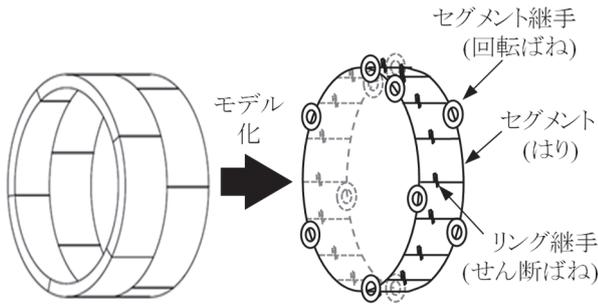


図-21 二次元非線形はりばねモデルにおけるモデル化

前に提案した二次元解析による変動荷重比の簡便な算定方法の妥当性を検証した。

(2) ひび割れ本数調査に基づく変動荷重比の推定値と三次元解析結果の比較

付加荷重の増加に伴って、トンネルの天端に生じるトンネル縦断方向のひび割れ本数が増加すると考えることができる。そこで、付加荷重による変動荷重比を、トンネルの天端付近の縦断方向のひび割れ本数から推定した。

このトンネルでは、経年24年に幅0.1mm以上のひび割れ本数調査を実施している。このときのひび割れ本数を調査した結果によると、縦断方向のひび割れ本数は、平均して1リングあたり2.4本であった。したがって、トンネル全体に対する平均的な付加荷重を把握するため、ひび割れ本数2.4本に相当する変動荷重比を推定することとした。

図-21に、ひび割れ本数を算定する際の構造解析モデルを示す。図-21のとおり、構造解析モデルにはセグメントをはり要素、継手をばね要素とする二次元非線形はりばねモデル¹⁴⁾を使用した。解析におけるセグメントと継手の諸元は、表-1と表-5に示したとおりである。図-22にはりのM-φ曲線、図-23に各継手のばね定数を示す。

幅0.1mm以上のひび割れ本数は、トンネル標準示方書に示されるひび割れ幅算定式¹⁵⁾に基づき、以下のように算定した。

ひび割れ幅算定式である式(2)にひび割れ幅0.1mmを代入し、その際の主鉄筋の応力度 σ_{sw} を式(3)により算定する。構造解析から算定される主鉄筋の応力度 σ_{se} が σ_{sw} 以上になる場合、ひび割れが発生しているものと判断できる。したがって、 $\sigma_{se} \geq \sigma_{sw}$ の範囲を算定し、その範囲を配力筋の間隔で除すことによりひび割れ本数を算出した。

$$w = l_{max} \times \left(\frac{\sigma_{se} + \varepsilon'_{csd}}{E_s} \right) \quad (2)$$

$$\therefore 0.1\text{mm} = l_{max} \times \left(\frac{\sigma_{sw} + \varepsilon'_{csd}}{E_s} \right)$$

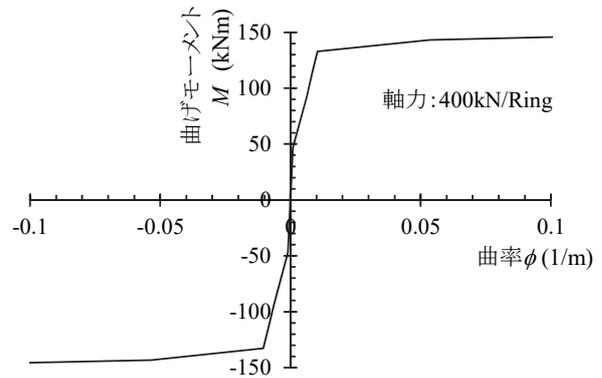
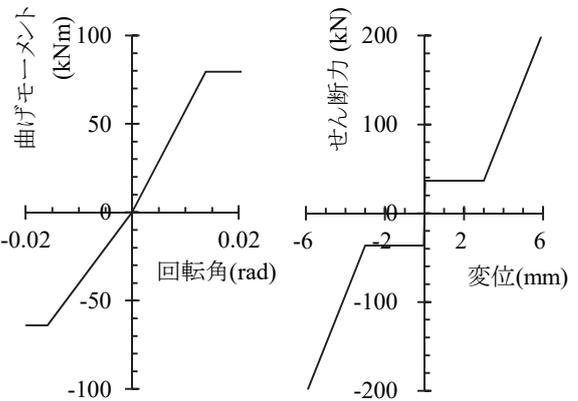


図-22 二次元非線形はりばねモデルのはりの非線形M-φ曲線



(a)セグメント継手 (b)リング継手

図-23 二次元非線形はりばねモデルの継手のばね定数

$$\therefore \sigma_{sw} = E_s \times \left(\frac{0.1\text{mm}}{l_{max}} - \varepsilon'_{csd} \right) \quad (3)$$

ここに、

w : ひび割れ幅(mm)

l_{max} : 配力鉄筋の最大間隔(mm)

σ_{se} : 主鉄筋の応力度(N/mm²)

E_s : 主鉄筋のヤング係数(N/mm²)

ε'_{csd} : 常時乾燥時、乾湿繰返し環境では、 150×10^{-6}

σ_{sw} : $w=0.1\text{mm}$ のときの σ_{se} (N/mm²)

図-24に、変動荷重比を変数としたときの、トンネルの天端を中心とした左右45°範囲のトンネル縦断方向のひび割れ本数のグラフを示す。図-24より、ひび割れ本数2.4本から推定される変動荷重比は1.075である。この推定値と、三次元解析に基づく変動荷重比を比較した。

三次元解析における変動荷重比の算定方法は、図-25に示すように、トンネルの天端に隣接する地盤要素において、初期の鉛直方向の全応力に対する、付加荷重による応力の増分の比として式(4)のように計算した。

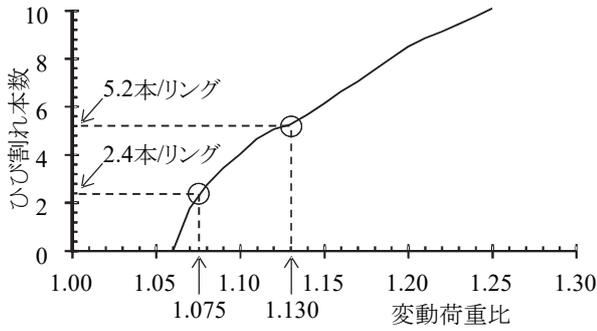


図-24 ひび割れ本数からの変動荷重比の推定値

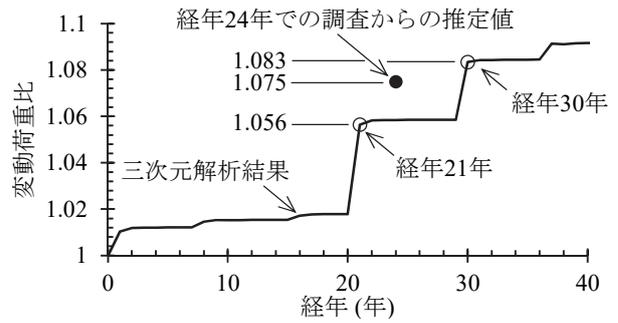


図-26 ひび割れ本数による推定値と三次元解析結果の比較

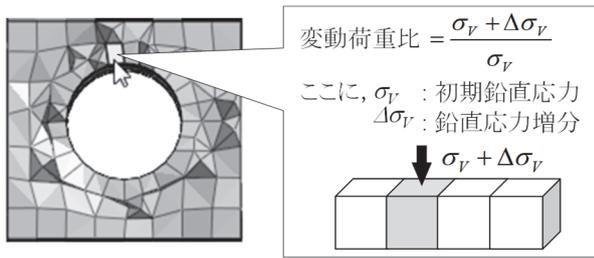


図-25 三次元解析における変動荷重比の算定

$$\alpha = \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (4)$$

ここに,

α : 変動荷重比

$\Delta\sigma_v$: 地盤内の鉛直方向の垂直全応力の増分

σ_{v0} : 初期の地盤内の鉛直方向の垂直全応力

図-26は、ひび割れ本数から推定した変動荷重比1.075と、三次元解析結果により計算した変動荷重比を比較したものである。対象としたリングは、ひび割れ本数が全リング平均値であることから、図-17に示すトンネル全体の沈下量の平均値5.2mmとほぼ同じ沈下量を示したリングNo.329とした。三次元解析では、5年～10年の間隔でのステップ解析となっているため、グラフは階段状となっている。したがって、経年24年時点での変動荷重比そのものはグラフに出力されていない。しかし、経年21年での変動荷重比の計算結果は1.056、経年30年での変動荷重比は1.083である。ひび割れ本数からの推定値もこの2点間の範囲に入っていることから、三次元解析による変動荷重比の計算結果は、ひび割れ本数からの推定値と同等と評価できる。以上より、三次元解析で得た変動荷重比は実際のひび割れ発生状況を考慮した変動荷重比と対応した結果であり、解析は妥当であるといえる。

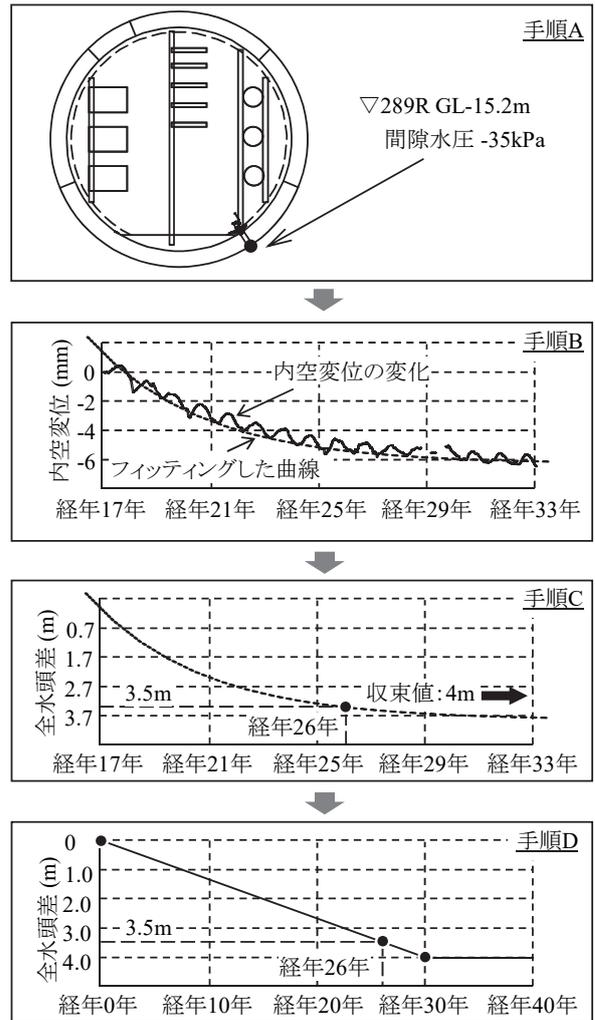


図-27 二次元解析における漏水に伴う全水頭差の算定

(3) 二次元解析における水頭

a) 既往の研究における水頭のモデル化

既往の研究における二次元解析では、本論文で示した三次元解析のように漏水に伴う水頭の減少をトンネル位置まで下げている。その設定の手順は、以下の方法により行っている。

まず、図-27の手順Aでは、経年に伴う内空変位計測結果に圧密理論曲線の第1次近似解をフィッティングする。フィッティングして得たグラフを用いて、手順Bのよう

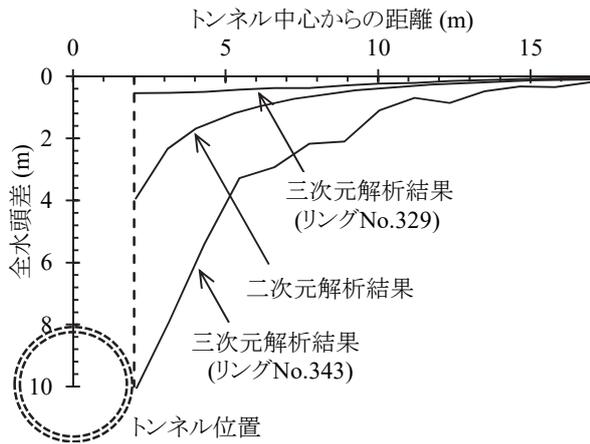


図-28 二次元解析と三次元解析による全水頭差の比較

に水頭の減少にも適用し、水頭の最終的な減少量を予測する。なお、経年26年時点での水頭の減少量3.5mを通るグラフとし、経年30年で4mに収束すると算定している。

さいごに、手順Cでは、漏水が徐々に増加してきたと仮定し、手順Dでは、竣工時で水頭の減少量は0m、経年26年時点で3.5m、経年30年で4mに達する状況を直線で近似し、4mに達した段階で一定になる折れ線により水頭の減少を設定した。

b) 二次元解析による水頭のモデル化の妥当性の確認

図-28に、二次元解析と三次元解析の全水頭差の分布を比較した結果を示す。三次元解析の結果は、上半と下半とも漏水が発生しなかったリングNo.329と、初期漏水個所と仮定したリングNo.343を対象としており、ほぼ収束が完了した経年39年時点でのグラフである。なお、二次元のグラフも経年39年時点でのグラフである。

図のように、二次元解析による全水頭差の分布は、三次元解析による解析結果の中間的な分布となっている。二次元解析による計算結果では、トンネル全体を平均的にモデル化しているため、三次元解析における結果の中間的な分布となっていると考えることができる。したがって、二次元解析における全水頭差の分布と、三次元解析における間隙水圧の分布は整合していると考えられる。以上より、二次元解析における間隙水圧の低下を仮定する場合、現地の間隙水圧計測結果と内空変位計測結果をもとにした、上述の手法によることが妥当と考えることができる。

(4) 二次元解析による変動荷重比の解析結果の検証

トンネルの沈下量を平均的に表現したリングとしてリングNo.329を対象とし、図-29に二次元解析と三次元解析の変動荷重比に関する計算結果を示す。いずれの解析でも1.08~1.09程度で収束しており、かつ全体としてのグラフの傾向は一致していると評価できる。

以上のように、全水頭差の分布と変動荷重比の出力値

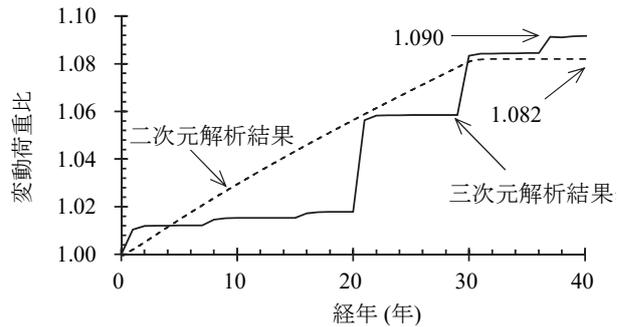


図-29 二次元解析と三次元解析による荷重変動比の比較

の比較により、トンネルへの変動荷重比の収束値は、筆者らが示した方法により、二次元解析によっても適切に評価できると考えることができる。ただし、今回の解析では平均的な変動荷重比の議論を展開している。したがって、平均より大きなひび割れ本数を示している個所では、より大きな変動荷重比を評価する必要がある。そのような平均より大きなひび割れ本数を示している個所であっても、最大の変動荷重比と平均的な変動荷重比の比例による比較から、現在の最大の変動荷重比が将来どれほどまで増加するか、式(5)のように推定することができる。

$$\alpha_{\max,F} = \overline{\alpha_F} \times \frac{\alpha_{\max,P}}{\alpha_P} \tag{5}$$

ここに、

- $\alpha_{\max,F}$: 将来の最大の変動荷重比
- $\overline{\alpha_F}$: 将来の平均的な変動荷重比
- $\alpha_{\max,P}$: 現在の最大の変動荷重比
- $\overline{\alpha_P}$: 現在の平均的な変動荷重比

たとえば、今回の場合では、図-29によると、平均的な変動荷重比は経年30年以降で1.082まで増加する。また、経年24年時点で現地にてひび割れ本数を調査した結果によると、1リング当たり5.2本のひび割れが発生している個所があった。図-24によれば、このひび割れ本数は、変動荷重比1.130に相当する。同図によると、平均的な変動荷重比は、ひび割れ経年24年時点で1.075である。さいごに、式(6)に示すように、将来の最大の変動荷重比は1.137まで増加すると推定できる。

$$\begin{cases} \overline{\alpha_F} = 1.082 \\ \alpha_{\max,P} = 1.130 \\ \alpha_P = 1.075 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \therefore \alpha_{\max,F} &= 1.082 \times \frac{1.130}{1.075} \\ &= 1.137 \end{aligned} \quad (6)$$

以上に述べた方法を用いることで、複雑な三次元解析を実施することなく、現地におけるひび割れ本数の調査の結果と二次元解析により、将来の最大の変動荷重比を合理的に推定できる方法を提案することができた。

6. 結論

本研究で得た知見は以下のとおりである。

- 1) 漏水による側方地盤の圧密では、トンネル縦断方向の沈下に伴い、下半でのリング継手の目開きが発生し、さらなる漏水が生じることで、付加荷重が発生する。
- 2) 付加荷重は、トンネル側方の間隙水圧の分布の勾配が一定になることにより、収束する。
- 3) 三次元解析により、付加荷重が生じる想定メカニズムの妥当性を評価できた。
- 4) 既往研究で示した二次元解析による手法により、三次元解析と同等の精度の荷重変動比の収束値を予測できた。

以上のとおり、本研究では、付加荷重の増加に着目し、これを適切に表現できる三次元解析モデルを構築することで、漏水と変動荷重比を適切に評価した。今後は、本研究成果を実際のトンネルに適用し、トンネルの合理的な補強対策を行う予定である。

参考文献

- 1) 有泉毅, 金子俊輔, 塩冶幸男: シールドトンネルの長期荷重に関する研究, *トンネルと地下*, 第 37 巻 11 号, pp. 49-56, 2006.
- 2) 焼田真司, 仲山貴司, 津野究, 高橋博樹, 小宮一仁, 赤木寛一: 地盤沈下に起因するシールドトンネルの長期変形挙動に関する解析的検討, *土木学会論文集 C (地圏工学)*, Vol. 69, No. 4, pp. 457-468, 2013.
- 3) 瀧山清美, 小宮一仁, 赤木寛一: 埋立て地盤に建設

されたシールドトンネルの沈下挙動解析, *トンネル工学論文集*, Vol. 16, pp. 111-120, 2006.

- 4) 塩冶幸男, 内藤幸弘, 阿南健一, 大塚正博, 小泉淳: 経年劣化したシールドトンネルの補強に関する研究, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)*, Vol. 67, No. 2, pp. 62-78, 2011.
- 5) 金子俊輔, 有泉毅, 山崎剛, 塩冶幸男: 軟弱粘性土の圧密に伴って発生するトンネル覆工作用土圧について, *地下空間シンポジウム論文と報告集*, Vol. 9, pp. 227-234, 2004.
- 6) Marston, A. and Anderson, A. O.: The theory of loads on pipe in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe, *Bulletin 31 Iowa Eng. Experiment Station*, 1913.
- 7) Spangler, M. G.: Underground conduits - An appraisal of modern research, *Transactions of ASCE*, Paper No. 2337, Vol. 113, pp. 316-374, 1948.
- 8) MIDAS IT Japan Co., Ltd.: 64 ビット基盤地盤分野汎用解析システム, *Midas GTS NX*, 2018.
- 9) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, in J. Heyman and F. A. Leekie (eds.), *Engineering Plasticity*, pp. 535-609, Cambridge University Press, 1968.
- 10) Lambe, L. W.: The structure of inorganic soil, *Proc. ASCE*, Vol. 79, Separate No. 315, 1953.
- 11) 筒井康平, 田中洋行, 山添誠隆: 三軸試験機を用いた透水性の異方性, *地盤工学会北海道支部技術報告書*, 第 54 号, pp. 41-44, 2014.
- 12) 公益社団法人 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説—2014 年版—, pp. 172-174, 2014.
- 13) 岡滋晃, 伊藤喜広, 横田彩加, 斉藤仁, 金子俊輔, 赤木寛一: 軟弱粘性土地盤におけるシールドトンネルの長期的な荷重増加の予測について, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)*, Vol. 73, No. 3, pp. I_75-I_84, 2017.
- 14) 岡滋晃, 阿南健一, 実広拓史, 吉本正浩: シールドトンネルの鉄筋残存量の評価と補強設計に関する研究, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)*, Vol. 72, No. 3, pp. I_108-I_122, 2016.
- 15) 公益社団法人 土木学会: 2016 年制定トンネル標準示方書, [共通編]・同解説, [シールド工法]・同解説, pp. 320-321, 2016.

(2018. 8. 20 受付)

LONG TERM ADDITIONAL LOAD ON A SHIELD TUNNEL
IN SOFT CLAY DUE TO CLAY CONSOLIDATION WITH WATER LEAKAGE

Shigeaki OKA, Yoshihiro ITO, Wei LI, Alireza AFSHANI,
Shunsuke KANEKO, Jin SAITO and Hirokazu AKAGI

In the soft clay ground, a shield tunnel suffers from an additional load which is generated due to the consolidation of ground that is caused by the water leakage into the tunnel. Therefore, it is important to make precise prediction of additional load in a future, when designing reinforcement of the tunnel. In this paper, the change of the soft soil performance has been obtained by three dimensional fully coupled seepage-stress FEM analysis and the mechanism of generation of additional load has been demonstrated. The comparison has been made between the calculation result and the output of the previous two dimensional fully coupled seepage-stress FEM analysis. As a result, it was clearly shown that convergence value of additional load can be accurately calculated with the previous method by two dimensional FEM analysis.