継手とひびわれの影響を考慮した トンネル縦断方向の地震時挙動と軸剛性の評価

田中 努¹·金井 拓弥²·鈴木 猛康³

 ¹正会員 エイト日本技術開発 保全・耐震・防災事業部(〒164-8601東京都中野区本町五丁目33-11) E-mail: tanaka-tsu@ej-hds.co.jp
²正会員 熊谷組 名古屋支店(〒460-8402名古屋市中区栄四丁目3-26)
E-mail: takuya.kanai@ku.kumagaigumi.co.jp
³正会員 山梨大学大学院 医学工学総合研究部(〒400-8511山梨県甲府市武田四丁目3-11)
E-mail: takeyasu@yamanashi.ac.jp

鉄筋コンクリート構造の都市トンネルの縦断方向の配筋は横断方向の主鉄筋の配力筋として定め、縦断 方向の抵抗力を超える力やひずみが発生する場合は継手を設けて低減させる耐震設計が行われることが多 い.しかしながら,地震時ひずみの実測値や数値解析結果から逆算して求めた継手のばね定数は、その構 造から決まるばね定数より大きく、設計で期待するほどの変位吸収効果が得られない危険性が高い. 継手によるトンネル躯体のひずみや応力の低減効果が小さいならば、躯体にひびわれを許す設計や既設 トンネルの耐震性評価が必要となることから、本論文では、WCOMDを用いて鉄筋比に応じたひびわれ後 の躯体の引張剛性の変化を把握し、応答変位法の考え方を用いて、地震時に想定される地盤ひずみと躯体 ひずみの関係を図に表した.これを基に、既設トンネルの躯体状態の評価や、新設トンネルの縦断方向の 配筋量によりひびわれ後の躯体のひずみを制御する考え方を提案している.

Key Words : tunnel, longitudinal direction, seismic design, lining cracks, stiffness, joint

1. はじめに

トンネル縦断方向の耐震性は、地下水位下に構築 される都市トンネルには重要な性能である.特に水 底に構築される沈埋トンネルでは、浸水は致命傷と なるため、函体間の継手剛性をコントロールして、 変位吸収により函体の縦断方向の引張力を軽減させ ると共に、変位を制限して止水性を確保する.その ため函体の縦断方向鉄筋や鋼殻の鋼板を抵抗部材と して設計し、耐震性を確保している¹⁾²⁾.逆に、 シールドトンネルでは、1m程度の間隔でリング継 手が存在し、リング継手の剛性がセグメントに比べ て十分小さいため、セグメント幅分の地盤ひずみが リング継手に集中すると考え、リング継手の止水性 と継手金物の安全性を確保している³⁾⁴⁾.

一方,開削トンネルは,基本的にはコンクリート を連続して打設する継手のない構造であり,古くは, トンネル縦断方向の耐震性を確保するために,縦断 方向鉄筋の量を増加させる耐震対策が行われた.地 盤急変部を通過する場合は,延長20m程度毎のコン クリートの施工目地を伸縮可能な構造に変え、止水 性を確保しつつ、トンネル縦断方向の断面力を低減 させた上で、不足分をトンネル縦断方向鉄筋で抵抗 する対策が取られた⁵⁾.近年は、さらに短い10mや 5mの間隔で伸縮目地を設け、トンネル躯体の縦断 方向鉄筋量は横断面の配力筋のままに抑えたり、躯 体コンクリートのひびわれ発生を抑えるところまで、 積極的に伸縮目地による変位吸収に期待する設計が 行われる傾向がある.

いずれの耐震対策も、継手や伸縮目地による変位 の吸収に期待して、トンネル縦断方向の躯体のひず みを抑える方法である.

しかしながら、トンネルと地盤が密着しているた め、継手や伸縮目地に例えば1cmの開きを生じるに は、継手や伸縮目地部分に地割れが生じるか、継手 や伸縮目地部で地盤とトンネル躯体との間に滑りが 生じる必要がある.それらが生じない場合は、継手 周囲の地盤が継手の開きを拘束して開きにくくする. 鈴木は、シールドトンネルのリング継手の変位吸収 について調べ、継手周囲の地盤のせん断抵抗力によ り継手の開きが拘束され、継手剛性が見かけ上構造 で決まる剛性より高まることを示している⁶⁾.この ように、継手や伸縮目地の変位吸収が、現行の設計 で期待するほど大きくない場合は、トンネル躯体に 設計値以上の力が作用することになり、新設トンネ ルの設計における配筋量の見直しや既設トンネルの 耐震性の再評価が必要になる.

本論文では,前半で継手周囲の地盤のせん断抵抗 力による見かけの継手ばね定数の増加を数値解析で 確認し,後半でひびわれ後のトンネル躯体の引張剛 性の鉄筋比に応じた変化をWCOMDを用いて評価し, 応答変位法の考え方を用いて,地震時に想定される 地盤ひずみと躯体ひずみの関係を図に表した.これ により,簡単に,既設トンネルや新設トンネルの縦 断方向のひびわれ後の躯体のひずみの程度を把握す ることができる.

なお、本論文の前半で述べる継手の問題は継手や 伸縮目地を有する全ての都市トンネルに共通するた め、シールドトンネルと開削トンネルを事例にあげ ている.後半の躯体のひびわれの問題は開削トンネ ルや沈埋トンネルおよびシールドトンネルの二次覆 工など連続した鉄筋コンクリート躯体に共通する問 題であるが、開削工法で構築される大型トンネルに 影響が大きいと考えられるため、これを事例にあげ ている.

2. 継手の変位吸収とばね定数

ここでは、継手の見かけのばね定数が、現在の設 計で考えているより大きいことを、実測値の分析例 や数値解析で確認した.このことは設計で考えてい るほど変位が吸収されず、躯体の断面力やひずみが 低減されないことを意味する.

(1) 実測値から分かる継手のばね定数

横浜市にあるシールドトンネルにおいて、図-1に 示すようにセグメント本体とリング継手を跨いだ継 手部で、地震時のトンネル縦断方向の伸縮が観測さ れている⁶⁾.

鈴木は、この観測値のセグメントと継手の伸縮量 の比から、継手のばね定数のセグメントのばね定数 に対する比を求めた.その結果、観測値から得られ た継手のばね定数は、継手周囲の地盤のせん断抵抗 力により、設計で継手構造から算定する継手のばね 定数の約20倍である⁶⁾ことを示した.

これは、レベル1地震動より小さい地震の場合で あるが、実際に有効な見かけの継手ばね定数は設計



図-1 シールドトンネルのひずみ計測状態⁶⁾

値より大きくなり,継手による変位の吸収能力は設計値の約1/20であることを示している.つまり,セ グメントは設計での想定と大きく異なる状況に曝される危険性があることになる.

(2) 平面ひずみモデルの数値解析から分かる継手の ばね定数

継手が開くためには,継手近傍で,地盤にせん断 破壊が生じるかトンネル躯体との間で滑りが生じる ものと考えられる.ここでは開削トンネルの継手に ついて,この現象を数値解析により確認するととも に,見かけの継手ばね定数の増加を確認した.

a) 解析条件

TDAPⅢを用いて、平面ひずみモデルによる静的 解析を行った.

モデルは、図-2の2次元モデル(幅13m×長さ 5m)とした. 図の右端にトンネル躯体を置き、境 界条件はローラーとした. 継手を躯体上端に置き対 称として上端固定とした. トンネルから離れた左端



の地盤ではトンネルの影響が無いものとしてローラ ー,下端は自由とした.トンネルの部材厚を25cm, 継手の長さを5cmとした.対称条件のため実際には 10cmの継手長さを想定したことになる.

材料定数は次のように設定した.トンネル躯体の コンクリートは,設計基準強度 $f'_{ck} = 24$ N/mm²,弾 性係数 E = 25kN/mm²の弾性体とし,継手要素は,構 造で決まるばね定数 $K_j = EA/L_j$ がトンネル躯体要 素の5%になるように弾性係数 $E \delta$ 低下させた.地 盤は完全弾塑性型の特性とした. $Vs = 50 \sim 200$ m/sの 粘性土を想定し,単位体積重量 $\gamma = 15$ kN/m³,せん断 弾性係数 $G_g = \gamma/g \times Vs^2$,ポアソン比 $\nu = 0.45$ とし た.地盤のせん断強度は $\tau = qu/2 = c = 6.25 N$ kN/m² (N値は Vsから逆算)とした.なお地盤とトンネ ル躯体との間に滑りと剥離を考慮できるジョイント 要素を設置した.ジョイント要素の滑り抵抗力は地 盤の粘着力 cに等しいとした.

b)解析結果

モデルの各要素に、トンネル縦断方向(図-2で下 向き)に一様の震度を与えて変形を発生させた.以 下の図は *Vs* =50m/sの場合を例示するが、他も同様 の傾向が見られた.

図-3は、与える震度を徐々に高めて地盤ひずみを 増加させたときの、継手要素に接する地盤要素に生











図-6 継手とトンネル躯体の直列ばねモデル

じるせん断応力度の変化である.同図より,地盤が せん断強度に達する前にトンネル〜地盤間に滑りが 発生することが分かる.図-4は地盤ひずみの増加に 伴う滑りの発生状況である.これより継手要素に隣 接する地盤要素に1.5%程度のせん断ひずみが発生 しても,滑りが発生する範囲は継手から高々30cmま でに限られていることが分かる.図-5に継手の開き の変化を示す.同図から滑りが発生すると継手の開 きが若干大きくなるものの,図-3~4と合わせて見 ると,継手近傍で滑ったりせん断破壊が生じても継 手が開く傾向には変化が小さいことがわかる.

なお筆者らの耐震設計の経験では、地盤急変部の 水平方向の最大地盤ひずみは、レベル2地震時で 1%程度で、これらの図の範囲内にある。

次にこのときの継手とトンネル躯体の伸び変形の 比から,見かけの継手ばね定数*K_{jeq}と継手*周囲の地 盤の拘束ばね定数*K_e*が以下のように算定できる.

まず,設計と同様に,図-6の継手とトンネル躯体 の直列ばねモデルを考える.

ある荷重ステップの変形状態における解析結果の 継手要素の伸びを d_i ,隣接するトンネル躯体要素 の伸びを d_i とすると、伸びの比rはばね定数の逆 数の比になる、つまり、

$$r = d_j / d_t = K_t / K_{jeq} \tag{1}$$

ここで K_t はトンネル躯体のばね定数, K_{jeq} は解 析から得られる地盤の拘束の影響を含んだ見かけの 継手ばね定数である.次に継手構造から決まる継手 のばね定数 K_j はトンネル躯体のばね定数 K_t の5%に したため,

$$K_t / K_i = 20$$
 (2)

見かけの継手ばね定数 K_{jeq} は構造から決まる継手 ばね定数 K_j と継手周囲の地盤の拘束ばね定数 K_g の 並列ばねと考えられるため、次式で表せる.

$$K_{jeg} = K_j + K_g \tag{3}$$

これらの関係から地盤の拘束ばね定数*K*_gも求まるので,これらの構造から決まる(設計で考えている)継手ばね定数*K*_iに対する比を算定する.

$$K_{iea}/K_{i} = (K_{t}/r) / K_{i} = 20/r$$
 (4)

$$K_{g}/K_{j} = (20K_{j}/r - K_{j})/K_{j} = 20/r - 1$$
 (5)

以上の*r*, K_{jeq}/K_j , K_g/K_j を表-1に示した. 同表 の*r*の値は, 地盤のトンネル軸方向ひずみが1.5% 程度のときの値である. なお構造から決まる継手の ばね定数 K_j は6.31×10⁴ kN/m (トンネル躯体のばね 定数の5%)である. 地盤のトンネル軸方向のひずみ の増加に伴う継手の伸びとトンネル躯体の伸びの比 *r*の変化の一例を図-7に示す.

表-1 継手ばね定数の比

地盤のVs (m/s)	r	K_{jeq}/K_j	K_g/K_j
50	12.8	1.56	0.56
100	12.6	1.59	0.59
150	12.0	1.67	0.67
200	11.4	1.75	0.75

25 ⊷ジョイント要素なし 手変位/トンネル変位 з 20 ━ ジョイント要素あ! × Ħ5 2]0 × -5 텙 0 0.0E+00 6.0E-03 1.2E-02 1.8E-02 ひずみ

図-7 継手とトンネルの変形比 (Vs=100m/s)

表-1より,地盤のトンネル軸方向ひずみが1.5% と大きい状態で,見かけの継手ばね定数 K_{jeq} は,構造から決まるばね定数 K_j の1.6倍程度になることが分かる.図-7より,地盤のひずみが0.2%程度と小さいと,見かけのばね定数がより大きくなり,r=4.0で見かけの継手ばね定数は約5倍になる.一方,ひずみが大きくなるとr=12.5程度で変化は小さい.

(3) 立体モデルの数値解析から分かる継手のばね定数

大断面の場合は、トンネル上下端での地盤変位が 異なるので、3次元モデルを用いて、その影響を含 んだ見かけの継手のばね定数を確認した.

a)解析条件

前述(**2**)の解析と同じく**TDAPⅢ**を用いて,静的解 析を行った.

解析モデルは図-8の横断面を有する3次元モデル で,幅150m(x方向)×地盤厚25m(z方向)×長さ 25m(y方向)とした.下面を固定,トンネルに平 行な両側面はトンネル横断方向のみ固定とした.ト ンネルは外径5.05mのシールドトンネルで,土被り 厚を11m,セグメントは幅1m×厚さ25cmとした. 継手付近の地盤の要素分割の詳細を図-9に示す.継 手長さを2cmの要素で現し,前述の解析で分かった 滑りが生じると思われる継手から±30cmの範囲のメ ッシュを細かくしてジョイント要素を組み込んだ. 材料定数とジョイント要素の特性は,前述(2)の平 面モデルの解析と同じである.

					Γ	Ш		Π	Ш						
					Γ	Π	Π	Π	Ш						
					Γ	Π		Π	Ш						
					Γ	Π		Π	Ш						
					Γ	IV	y	J.	0						
					Т	K	L		E	ſ					
					Т	IV	<i>I</i> h	πŃ	М						
					Т	П	Π	Π	Ш	Γ					
				Т	Т	Π	Π	Π	Ш	Г					
				Т	Т	Π	Π	Π	Ш	Γ					

図-8 トンネルに直交する断面のメッシュ分割 (x-z面,幅150m×高さ25m)



b)解析結果

図-10の1/2波長の地盤変位が生じてモデル中央で 最大引張力が生じるように,解析モデルの各要素に 左右対称外向き一様の水平震度を与えた.

図-11はトンネル全長(25リング)の変位分布で ある.図-9のように1セグメントを12分割している のでセグメントの中間でも変位が異なっているが, セグメントの変形に比べて1m間隔の継手の伸びが 圧倒的に大きいため,階段状の分布となっている. トンネル上下端とスプリングライン(中間)で変位 が異なっているが,地盤の深さ方向の変位が余弦関 数状に下方ほど小さくなっているため,スプリング ライン位置の躯体の変位は,上下の平均値より上端 の変位に近くなっている.





図-10 発生させる地盤変位分布 (y-z面)

(スプリングライン位置)

図-12は、ジョイント要素のせん断応力度分布で ある.同図より継手部のみで大きなせん断応力度が 発生し、引張力の大きい中央付近では、滑りが生じ てせん断応力度が頭打ちになっていることが分かる. 紙面の都合でスプリングラインでの状況しか示さな いが、上下端とも同様な分布を示し、上端では滑る が下端では滑らなかった.

図-13は、モデル中央の継手要素の伸びと隣接するトンネル要素の伸びの比である。継手の剛性はトンネル躯体の5%にしているため、設計上は20倍の変形になるはずであるが、どの場合も小さい。

前述の表-1と同様に,解析結果から得られる見かけの継手ばね定数 K_{jeq} と地盤の拘束ばね定数 K_g の構造から決まる継手ばね定数 K_j に対する比を表-2に示す.地盤が軟弱な場合は,見かけの継手ばね定数は構造から決まるばね定数の5割増し程度であるが,比較的硬質になると5倍にもなる.比較的硬質な地盤の拘束ばね定数 K_g の比は,表-1より大分大きいが,トンネルの下方は地盤変位が小さく滑る範囲が少なくなり,地盤の拘束が大きいためと思われる.平面ひずみモデルより3次元モデルの方が実際に近い状態だと考えれば,地震時には表-2に近い状態が生じる可能性がある.

3. 躯体のひびわれによる剛性変化の評価

前述2.のように、継手によるトンネル躯体のひ ずみや引張力の低減効果が、設計で考慮しているほ ど期待できないとすると、さらに密な間隔で継手や 伸縮目地を設置するか、鉄筋コンクリートの躯体に



表-2 継手ばね定数の比(上中下4箇所の平均)

地盤のVs (m/s)	r	K_{jeq}/K_j	K_g / K_j
50	14.1	1.42	0.42
100	9.0	2.22	1.22
200	3.6	5.56	4.56

ひびわれが発生する条件での設計が必要になる.

ここでは、ひびわれが発生した後のトンネル縦断 方向の躯体のひずみと剛性の関係を調べた.

(1) 対象モデル

配筋量を具体的に考えるため、開削工法による4 車線の道路トンネルを取り上げ、モデル断面を図-14のように仮定した.部材厚は頂版・側壁・中壁と も1.0m、底版を1.2mとし、ハンチは無視した.

トンネル縦断方向の鉄筋は,多くの場合,横断方 向の主筋の配力筋として主筋の1/5強の鉄筋量が配 置されるので,断面形状や寸法,土かぶり,横断方 向の耐震設計結果で左右される.

ここでは、基礎的な挙動を確認するため、図-14 の底版の部分モデル(厚さ120cm×幅20cm)を用い、 鉄筋量をD16~D32-ctc200(鉄筋比p=0.17%~ 0.66%)に変えた6ケースのモデルで検討した.な お、コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck}=30$ N/mm², 弾性係数E=28kN/mm²,鉄筋の降伏強度 $f_y=345$ N/mm²とした.

(2) 躯体のひびわれによる剛性変化の評価方法

トンネルが縦断方向に大きな引張力やひずみを受けて躯体にひびわれが生じると、ひびわれ部の鉄筋 とコンクリートの付着が徐々に切れて抜け出し、剛 性が低下していく.田中は過去に、棒部材の引張試 験に基づく付着特性の検討や繰り返し載荷実験の再 現を試みた⁷⁾⁸⁾.しかし、現在でも、通常の設計 に用いられる鉄筋とコンクリートとの付着モデルが 必ずしも確立していないことから、ここでは、鉄筋 コンクリート部材の「平均応力と平均ひずみの関係 を用いて表現されている分散ひび割れモデル」に基 づくプログラムWCOMD⁹⁾¹⁰⁾を用いて、棒部材を 静的に引っ張り、ひずみ増加に伴って発生する反力 を求めた.剛性変化を算定したモデルを図-15に示 す.





図-15 剛性変化の計算モデル

モデルの高さはトンネル底版厚さの120cm,奥行 きは鉄筋間隔の20cmである.図の着色部は鉄筋コン クリート要素,他は無筋コンクリート要素である. 図左端を固定し,右端に強制変位を与え徐々に大き くした.解析結果は,部材長の伸びを部材長で除し て軸ひずみを求め,中央断面での反力を断面積で除 して水平方向の平均応力度を求めた.

(3) ひびわれによる剛性の変化

計算したトンネル躯体の軸ひずみと平均応力度の 関係を図-16に示す.

躯体のひずみが地盤のひずみ増加に応じて徐々に 増加していく場合を考えると、約0.008%の軸ひずみ でコンクリートにひびわれが生じ、急激に反力が落 ちるが、徐々に鉄筋の反力が増し、降伏応力度で一 定となる様子が現れている.鉄筋の降伏ひずみが小 さいが、コンクリートのテンションスティフネスと 鉄筋の平均応力~平均ひずみに基づく解析の特徴で あろう.つまり、ひびわれ部の鉄筋はコンクリート との付着が徐々に切れながら自由長を延ばして伸び て行くが、ひびわれから離れた付着の効いている部 分では伸びないので、鉄筋が降伏する平均ひずみは 小さくなる.また、鉄筋比*p*が0.17%と0.24%のケー スでは、降伏点が明らかでない.

計算したトンネルの軸ひずみと割線剛性の関係を 図-17に示す.割線剛性は,着目ひずみにおける躯 体剛性を等価線形で表すときの剛性である.割線剛 性は,躯体にひびわれが生じると,鉄筋の反力が大 きくなるまで急激に低下する.いずれも鉄筋比が少 ないので,どのケースも初期剛性の1/10程度になり, 概ね同様の割線剛性を示す.

図-16の算定にWCOMDを使用することに課題が あるかもしれないが、本論文では、WCOMDの使用 を前提にするものではなく、他の解析プログラムや







図-17 トンネルのひずみと割線剛性の関係

鉄筋とコンクリートの付着理論や実験結果を用いて も全く構わない.

4. トンネル縦断方向の剛性と地震応答の関係

ここでは、線状地中構造物の縦断方向の地震時挙動を表す基本的な方法である応答変位法¹¹⁾¹²⁾を用いて、前述の躯体のひびわれ後の剛性変化を考慮し、トンネル周辺地盤のひずみとトンネル躯体のひずみの関係を示した.

(1) 応答変位法の利用

線状地中構造物の設計基準に示される応答変位法 では、地震時の地盤変位の場所による違いを正弦波 状の分布と仮定し、トンネルを弾性床上の梁として 応答を求める.地盤変位の分布を正弦波状と仮定す ることにより容易に理論解を求めることができ、そ の地盤変位の波長 L とトンネル剛性 EAと地盤ばね Kとの比である剛比係数 A に基づいて、地盤ひずみ ε のトンネルへの伝達率 a を知ることができる.

ただし、応答変位法の設計で仮定する正弦波状の 地盤変位分布は、着目点の1種類の地盤条件に対し て定めるため、地震時にトンネル全長に渡ってある 1組みの変位振幅と波長の正弦波状の地盤変位分布 が生じることを前提にするものではない.

一方,動的解析による縦断方向の耐震設計では, トンネルに沿う地盤条件の変化を,FEMモデルや 多質点モデルで表し,トンネルに沿う時刻歴の地盤 変位分布を算定し,弾性支承上の梁にモデル化した トンネルに与えて,応答を求める.したがって,ト ンネルに沿って地盤条件が急変する場所では,トン ネル縦断方向の地盤ひずみが大きくなり断面力も大 きくなるが,地盤条件の変化があまりない場所では, 地盤ひずみが小さくなり,トンネルに生じる断面力 も小さくなる.

ここでは、地盤急変部のトンネルに沿う地盤変位 が正弦波状に変化すると仮定できる場合を考え、そ の波長 *L*を短めの200mとして応答変位法の式によ り計算する.

(2) 地盤ひずみと躯体状態の関係

応答変位法の計算式を用いると、トンネル縦断方 向の地盤ひずみ ϵ_g とトンネルひずみ ϵ_t の関係は、 次のように表せる.

トンネルのひずみ :

$$\mathcal{E}_t = \mathcal{A}\mathcal{E}_g \tag{6}$$

ひずみの伝達率:

$$\alpha = 1/\left\{1 + \left(2\pi/\lambda L\right)^2\right\}$$
(7)

剛比係数:

$$\lambda = \sqrt{\left(k \,/\, EA\right)} \tag{8}$$

ここで、地盤変位の波長 L = 200m(前述(1)よ り)、地盤のばね k = 1.5 G(水道指針¹²⁾より)、地 盤のせん断弾性係数 $G_g = \gamma/g \times Vs^2 = 50000 \text{kN/m}^2$ 、 地盤の単位体積重量 $\gamma = 19 \text{kN/m}^3$ 、重力加速度 $g = 9.8 \text{m/s}^2$ 、地盤のせん断波速度 Vs = 160 m/sとした.

式(8)のトンネルの剛性*EA*は、図-17を全断面モ デルで求め、式(6)のトンネルひずみ ε _tに対応した 値を用いる.ここでは簡単のために部分モデルで求 めた図-17に図-14のモデルの断面積を乗じて求めた.

上記の式と条件および図-17を基に、次の①~⑤ の手順でトンネル縦断方向の地盤ひずみ ϵ_s とトン ネル躯体のひずみ ϵ_t の関係を求めると、図-18が 得られる.

- ①図-17から、あるトンネルひずみ ε_t に対する剛 性 $EA(\varepsilon_t)=\sigma/\varepsilon_t$ が得られる.
- ②対象地点の地盤と対象トンネルに対する地盤ばね *k*を上記のように設計基準から定めるかFEMに

より設定すると,式(8)から剛比係数 *1* が得られる. ③地盤急変部の変位分布を近似できる正弦波の波長

- Lを設定すると,式(7)からひずみの伝達率αが得 られる.
- ④上記①で着目したトンネルひずみ ϵ_i に対する地盤ひずみ ϵ_g が式(6)から得られる.
- ⑤上記の①~④を想定されるトンネルひずみの範囲 で繰り返すと、図-18が得られる.

つまり,図-18の2本の折れ線は式(6)を表し,ひ ずみの伝達率は1以下のため,「地盤ひずみ=トン ネルひずみ」の線より右側に存在する.図中の折れ 線の鉄筋比大は0.66%,鉄筋比小は0.24%で,図-16 に対応している.

鉄筋比の大小で、同じ地盤ひずみに対してトンネ ルひずみが大きく変わるが、およそ図中のA~Cの 状態になる. Aは躯体コンクリートにひびわれが無 く、コンクリートが引張に抵抗する範囲で、地盤ひ ずみが増加してもトンネルひずみがあまり増加しな い様子が現れている. Bはひびわれが生じ、ひびわ れ部の鉄筋とコンクリートの付着が徐々に切れて自 由になった鉄筋が伸びつつ抵抗する範囲、Cは鉄筋 が降伏し地盤ひずみの増加と同じだけトンネル躯体 のひずみが増加する範囲(「地盤ひずみ=トンネル ひずみ」の線と同じ傾きの範囲)である.

この図-18では、トンネル躯体にひびわれが生じ ると、トンネル躯体の剛性が低下し伝達率 a が大き くなり、「トンネルひずみ=地盤ひずみ」の関係に 近づくため、Aの状態からBの状態へ移る時に図の 左にシフトしている.地震時に、地盤ひずみが単調 に増加していく状態を考えると、図-18のAの範囲 の右端でトンネル躯体にひびわれが発生すると、矢 印のように急激にトンネル躯体のひずみが増加する ことが推測される.





5. 結論

ここまで、シールドトンネルと開削トンネルを例 に示したが、ここで得られた見かけの継手のばね定 数の知見は、継手や伸縮目地を有する全ての都市ト ンネルに当てはまると考えられる.また、ひびわれ を考慮した剛性と応答の評価については、開削トン ネルと沈埋トンネルおよびシールドトンネルの二次 覆工に当てはまると考えられる.

(1) 継手とひびわれの影響

継手による変位吸収や断面力低減効果について, 実測値・平面ひずみ解析・3次元解析を通じて,次 のことが分かった.

- ・地盤の拘束により、見かけの継手ばね定数は、構造から決まるばね定数より大きく、設計で想定している変位吸収効果が得られない危険性が高い。
- ・継手の極近傍(片側30cm程度の範囲)では,地盤 とトンネルの間で滑りが生じるが,見かけの継手 ばね定数はあまり変化しない.
- ・地盤の拘束は、当然のことながら、地盤の剛性が 高いほど大きい.

また,ひびわれ発生後の躯体の引張剛性の変化と, それに基づいた応答変位法による考察から,地盤ひ ずみと躯体ひずみの関係について,次のことが分か った.

- ・ひびわれ発生後の応力~ひずみ曲線は、当然なが ら、鉄筋量により異なる.鉄筋量が少ないとひび われ後の抵抗が見られず、ひずみの増加が進む.
- ・ひびわれ発生後の応力~ひずみ曲線の割線剛性として得られる着目ひずみに対応する等価剛性は、ひびわれ発生後急激に低下し、その変化傾向は鉄筋量にあまり影響されない。
- ・応答変位法の考え方に基づくと、地盤ひずみとト ンネルひずみの関係は、躯体の応力~ひずみ曲線 (図-16)に対応した関係(図-18)になる.
- ・地盤ひずみが単調に増加するとき、躯体にひびわれが生じると、躯体のひずみは急激に増加し、鉄筋が抵抗できるところで止まる。その後、鉄筋が降伏すると、躯体には、地盤の増加ひずみと等しいひずみが増加する。
- ・ひびわれ発生後の躯体ひずみの大きさ、つまりひ びわれの状態は、鉄筋量により大きく異なる.

(2) 耐震設計や耐震性能評価への反映

設計するトンネルの配筋または既設トンネルの配筋に基づいて図-18を作成すれば、想定される地震

時地盤ひずみに対する躯体の状態が推測できる.

- ・トンネル躯体のひずみが大きくなる場合は、図-18に基づいて、鉄筋量を増やし、ひびわれ後の躯 体のひずみを小さく抑えることができる.
- 図-18の鉄筋比が小さいケースでは、ひびわれ発生によりトンネル躯体のひずみが急激に増加したとき、ひびわれ部の鉄筋が抜け出して降伏するため、ひびわれが分散して発生せず、最初に生じたひびわれだけの幅が広がる危険性がある。
- トンネル縦断方向に短い間隔で伸縮可能な目地を 設けてひびわれを軽減する方法もあるが、継手の 変位吸収効果はあまり大きくないことに注意が必 要である.なお将来にわたる継手部からの漏水の 可能性など、総合的な判断が必要である.
- ・地盤ひずみが比較的小さく、トンネル縦断方向の 鉄筋量がある程度あれば、トンネル躯体のひずみ は小さいので、動的解析による詳細な検討は必ず しも必要としない、この場合は、地盤条件や構造 条件急変部に対してのみ詳細な解析を行うのがよい。

謝辞:本研究の鉄筋コンクリート部材のひびわれ部 の剛性評価に関して、山梨大学医学工学総合研究部 の斉藤成彦先生に、様々なご助言をいただきました. 記してお礼申し上げます.

参考文献

- 1) 清宮理,高橋正忠,園田恵一郎:沈埋トンネルの設計 と施工,技報堂出版,2002.
- 2) 首都高速道路公団:東京港トンネル工事誌,土木学会, pp.463-558, 1977.

- 3) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会シールドトンネルの耐震設計法検討部会:シールドトンネルの耐 震検討,トンネルライブラリー第19号,pp.145-181, 2007.
- 4) 和佐勇次郎,吉田幸司,田中努:軟弱地盤中のシール ドトンネルの地盤および覆工剛性急変部の耐震設計法, 土木学会論文集,No.510/IV-26, pp.69-79, 1995.
- 5) 中川誠志,式田直孝,田中努,大竹省吾:硬質地盤を 通過する剛性の高いトンネルの地震時応答性状と耐震 設計,土木学会論文集,No.516/VI-27, pp.41-51, 1995.
- 6) 鈴木猛康:シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察,土木学会論文集,No.441/I-18, pp.137-146, 1992.
- 7)田中努,橘義則,大竹省吾:ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法,トンネル工学研究発表会論文・報告集,第3巻,pp.219-224,1993.
- 8) 塚田あゆみ,橘義則,田中努:ひびわれを考慮した地 中構造物の軸引張剛性の評価法に関する研究,トンネ ル工学研究発表会論文・報告集,第7巻,pp.355-360, 1997.
- 9) 岡村甫,前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と 構成則,技報堂出版,1991.
- 株式会社フォーラムエイト: UC-win/WCOMD Ver.2電 子マニュアル, 2006.
- 11) (社)日本道路協会:共同溝設計指針,丸善, pp.52-80, 1986.
- 12) 日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説,2009年 版,pp.87-91.

(2011.12.16受付, 2012.2.22修正, 2012.3.6受理)

SEISMIC RESPONSE AND STIFFNESS OF TUNNELS IN THE LONGITUDINAL DRECTION IN CONSIDERATION OF THE EFFECT OF JOINTS AND CRACKS

Tsutomu TANAKA, Takuya KANAI, Takeyasu SUZUKI

In the seismic design of urban tunnels in the longitudinal direction, a concept, in which axial strain can be reduced by longituginal joints, is generally adopted. However, spring constants for axial joints, determined by back calculation using the numerical results obtained from computer simulations or earthquake observations, is much greater than that calculated simply from a structural model of uurban tunnels in the longitudinal direction. In this paper, therefore, the authors propose a new design concept, in which cracks come up in tunnel lining and the tensile stiffness of tunnel lining is reduced. Then, this paper proposes a method to control a stress-strain relationship of reinforced concrete lining based on a response displacement method, using the amount of reinforced steel as a parameter.