

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

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF TUNNEL LINING
CONSIDERING THE TENSILE STIFFNESS OF CRACKED SECTION

田中 努*・橋 義規*・大竹 省吾*

By Tsutomu Tanaka, Yoshinori Tachibana, Syougo Ohtake

When tunnel is deformed by earthquake ground motion, cracks appear on the reinforced concrete lining. Strain of tunnel lining during earthquake is depend on stiffness of cracked section. The relationship between stiffness and strain is non-linear based on bond characteristics. An axial tension test is carried out. The stiffness of cracked section was measured directly, and calculated from the strain distribution of reinforcement bar. The calculated stiffness well agrees with the experimental results. And earthquake resistant design of tunnel lining considering the stiffness of cracked section is applied to a test model.

Keywords: earthquake resistant design, tunnel lining, stiffness of cracked section

1. はじめに

トンネルが地震や地盤沈下により縦断方向に引張りや曲げ変形を受けると、覆工コンクリートにひびわれを生じる可能性がある。このひびわれは、まず、コンクリートの打継ぎ目や断面欠損部に生じるが、温度ひびわれや乾燥収縮ひびわれが存在する場合は、それが拡大する。その後の挙動は、縦断方向の配筋により異なる。横断方向に生じるひびわれは、トンネルの崩壊に直結しないものの、シールドトンネル二次覆工の場合はリング継手の目開きを一ヶ所に集中させる危険性がある。また、水底や地下水位の高いトンネルでは、浸水に至らなかったとしても、漏水により維持管理費の増大や覆工および内部設備の耐久性を低下させる原因となる。

トンネルに発生する断面力は、覆工の剛性によって変化するため、ひびわれ幅と配筋量に基づくひびわれ部の引張剛性の評価方法と、それを考慮した耐震設計法を明かにする必要がある。

筆者らは、RC部材のひびわれ部の鉄筋の抜け出し量と内部の鉄筋のひずみ分布を載荷実験により確認し、ひびわれ部の剛性の変化傾向を直接求めた。また、鉄筋のひずみ分布から鉄筋とコンクリートのずれ量を解析的に検討し、剛性の算定を行った。さらに、最も基礎的な応答変位法を用い、覆工のひびわれ部の剛性を考慮したトンネルの耐震設計法の基本概念と試算例を示した。

*正会員 ㈱オリエンタルコンサルタンツ総合技術部

2. 応答変位法によるトンネル軸力の算定方法

トンネルの縦断方向の断面力およびひずみは、地盤変位を受けた弾性床上の梁として求めることが出来る。今、地盤の変位を正弦波状と仮定すると、軸力 $F(x)$ および最大軸力 F_{max} の算定式は、次のようになる。

$$F(x) = F_{max} \cdot \sin(2\pi \cdot x / L) \quad (1)$$

$$F_{max} = EA \cdot \varepsilon_{Tmax} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{Tmax} = \alpha \cdot \varepsilon_{Gmax} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{Gmax} = 2\pi \cdot \delta_G / L \quad (4)$$

$$\alpha = 1 / \{1 + (2\pi / \lambda \cdot L)^2\} \quad (5)$$

$$\lambda = \text{SQRT}(k / EA) \quad (6)$$

ここで、 EA ：トンネルの軸引張剛性、 L ：地盤変位の波長、 ε_{Tmax} ：トンネルに発生する最大軸ひずみ、 k ：トンネル軸方向の地盤剛性、 ε_{Gmax} ：地盤に発生する最大軸方向ひずみ、 δ_G ：地盤の最大変位振幅、 α ：ひずみの伝達率、 λ ：剛比係数。

今、建設地点が決まれば、その地震活動状況や地盤条件から、 L と δ_G が定まり、 ε_{Gmax} が決まる。また、 k も同時に決まる。したがって、建設するトンネルの EA を決めれば、それに応じてすべてがわかることになる。 EA は覆工材の弾性係数 E と断面積 A により決まるが、引張に対してはひびわれ部の影響を考慮しなければならない。

3. ひびわれ部の剛性を考慮した覆工の等価引張剛性

ひびわれの間隔は地盤変位の波長に比べて十分短いので、等価剛性を用いて表現できると仮定する。間隔 s でばね定数 K_c のひびわれ部がある場合の等価軸剛性 EA_{eq} は式(7)で、また、ひびわれ部のばね定数 K_c は式(8)で表わせる。

$$EA_{eq} = EA_0 / (1 + EA_0 / s K_c) \quad (7)$$

$$K_c = N \times k_c, \quad k_c = F / S_0 / 2 \quad (8)$$

ここで、 EA_0 ：トンネル覆工の軸方向剛性、 N ：鉄筋本数、 k_c ：鉄筋1本当たりのばね定数、 F ：鉄筋に作用する引張力、 S_0 ：鉄筋の抜け出し量（片側）。

覆工に断面を貫通したひびわれが発生すると、それまでコンクリートが負担していた力が鉄筋に移るため、鉄筋がコンクリートとの間ですべりを起こして抜け出し、式(8)の S_0 が増加する。この増加に伴い、ひびわれ部の剛性 K_c の低下、 EA_{eq} の低下、式(5)(6)より α の増加、さらにトンネルのひずみ ε_T の増加が生じる。軸力 F は、これらのバランスに応じて増減する。ひびわれ部の目開き量とばね定数 K_c は、これらの関係が満足する大きさに落ち着く。

したがって、ひびわれ部の鉄筋の抜け出し量 S_0 、または鉄筋1本当たりのばね定数 k_c を適切に評価することが、ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震安全性を評価するために、重要な課題となる。

4. 実験概要

(1) 実験の方法

比較的大きな供試体の両引き試験を行い、載荷荷重 F と端部の鉄筋の抜け出し量 S_0 の関係を計測するとともに、鉄筋のひずみ分布を調べた。

(2) 装置・載荷方法

載荷装置の概要を図-1に示す。H形鋼の支持台の上に供試体と反力梁を置き、一端を固定し他端を手動

のセンターホールジャッキにより引張った。載荷は、単調増加で鉄筋の降伏まで行った。供試体の下にはテフロン板を敷いた。計測項目は表-1のとおりである。

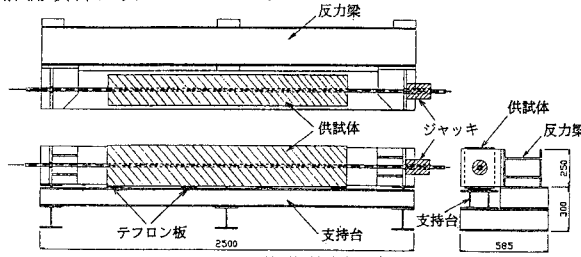


図-1 載荷装置の概要

(3) 供試体

供試体は、図-2のように、断面の中央に鉄筋を一本配置したもので、断面と鉄筋径を変えた表-2の8ケースを対象とした。各ケースとも、鉄筋の降伏時の引張強度($f_{sy} \times A_s$)とコンクリートの引張強度($f_{ct} \times A_c$)の比を1.0前後に設定した。

表-1 計測項目と測定位置

項目	計器	位置	数量
荷重	ロードセル	両端部	2ヶ
変位	変位計	端部の鉄筋とコンクリート	各2ヶ
ひずみ	ひずみゲージ	鉄筋(片面のみ)	10ヶ
		コンクリート(中央側面)	2ヶ

表-2 実験ケース

	B×H×L(mm)	D13	D16	D19	D22
A	162×270×1000	○	○		
B	203×270×1600	○	○	○	
C	244×270×1800		○	○	○

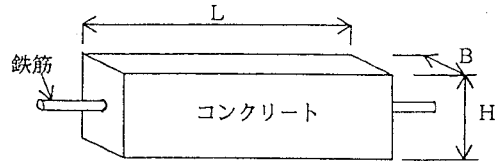


図-2 供試体の形状

5. 実験結果

材料試験の結果は表-3のとおりである。

本実験で得られた荷重Fと端部の鉄筋のすべり量 S_0 (=ぬけ出し量)の関係の一例を図-3に示す。同図中の太い実線は、実験結果を折れ線近似した曲線である。同曲線上の着目点と原点を結ぶ割線勾配が、着目点に対する等価剛性である。設計では、設計断面力や設計ひずみに対応する等価剛性を知る必要があるため、図-3から得られる等価剛性の変化を、図-4に示した。図中の「B16」は、表-2で供試体がBタイプで、鉄筋がD16のケースを意味する。

同図の左端にはばね定数に変化のない部分があるが、これは図-3の原点から直線的に立ち上がっている部分に相当する。折れ点は、荷重が2t程度で、鉄筋端部の応力度は 1000 kgf/cm^2 となることから、鉄筋の節の周囲に内部ひびわれが発生して、鉄筋の抜け出しが始まる時点と考えられる。このことから、載荷初期の剛性一定の範囲は、コンクリートが鉄筋と一体に弾性変形をしている範囲であろうと思われる。

表-3 材料試験結果

コンクリート	圧縮強度	277 kgf/cm^2
	引張強度	30.0 kgf/cm^2
	弾性係数	$1.71 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋 (SD295A)	降伏強度	4210 kgf/cm^2
	弾性係数	$1.95 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

6. 付着特性と鉄筋の抜け出し量とひびわれ部の引張剛性の関係

十分に長いRC部材の鉄筋を両引きしたときの、鉄筋とコンクリートの応力度分布と付着応力度分布は、図-5のようになる¹⁾。ここで、 f_s は鉄筋の引張り応力度、 f_c はコンクリートの平均引張り応力度、 τ は付着応力度である。つまり、ひびわれ部で鉄筋がFの力で引張られているとき、部材内部では、鉄筋の応力が付着によりコンクリートに伝達されていく。ひびわれ部近傍では鉄筋とコンクリートのひずみ差が大きいために、大きな付着応力度 τ_x とすべり S_x が生じるが、これらは徐々に内部で小さくなり、鉄筋とコンクリートのひずみが一致すると相互の力の伝達がなくなって、付着応力度はゼロとなる。この位置までの距離を伝達長 L_t と呼ぶ。

付着の基本方程式は式(9)のように表される²⁾。また、付着応力度 τ_x は、鉄筋のひずみ ϵ_{sx} の変化量から、式(10)で表される。したがって、作用荷重Fに対する鉄筋のひずみ分布 ϵ_{sx} が求まれば、式(10)より τ_x が、式(9)より $d^2 S_x / dx^2$ 、つまり S_x が求まる。ひびわれ部($x=0$)でのすべり量 S_0 が求まれば、前出の式(8)より、剛性が求まる。

$$d^2 S_x / dx^2 = (1 + n p) / E_s A_s \times u \times \tau_x \quad (9)$$

$$\tau_x = E_s A_s / u \times (d \epsilon_{sx} / dx) \quad (10)$$

ここで、 S_x :位置 x での鉄筋の抜け出し量、 n :弾性係数比、 p :鉄筋比、 $E_s A_s$:鉄筋の剛性、 u :鉄筋の周長。

7. ひずみ分布に基づくひびわれ部の引張剛性の算定

実験により得られた鉄筋のひずみ分布を基に、ひびわれ部の剛性を算定した。実験結果の一例として、ケースB-16の鉄筋のひずみ分布を図-6に示す。鉄筋の降伏ひずみより大きな値を示すものもあるが、測定時の初期設定にズレがあったものと思われる。

ここでは、第一近似解として、岡村らの「ひずみ分布曲線は、鉄筋に沿う位置には独立で、付着力・すべりとの間に一義的な関係が成立する」という理論³⁾に準じ、測定ひずみを平行移動させて重ねた。それを基にひずみ分布 ϵ_{sx} を次式で表し、未知数 L_t を回帰により求め、ひびわれ部の剛性を算定した。

$$\epsilon_{sx} = (\epsilon_{s0} - \epsilon_{sL_t}) \cdot (x / L_t - 1)^4 + \epsilon_{sL_t} \quad (11)$$

ここで、 L_t :付着応力の伝達長、 $\epsilon_{s0} = F / E_s A_s$:ひびわれ部の鉄筋のひずみ、 $\epsilon_{sL_t} = F / (E_s A_s + E_c A_c)$:伝達長の位置での鉄筋のひずみ。

平行移動させた測定ひずみと回帰式の比較を図-7に、式(11)より算定した作用荷重Fとすべり量 S_0 の関係を図-8に示す。この勾配がひびわれ部の引張剛性であり、算定したひびわれ部の等価剛性を図-9に示す。

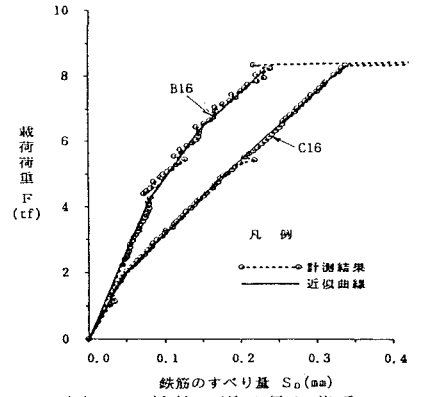


図-3 鉄筋の滑り量と荷重

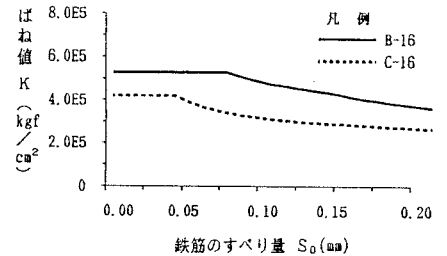


図-4 ひびわれ部の等価評価

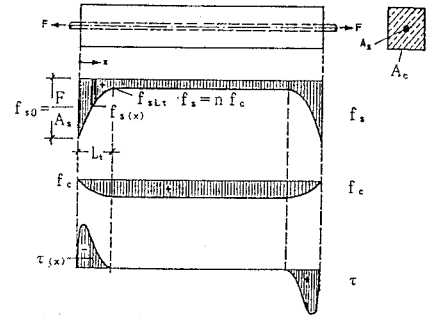


図-5 鉄筋とコンクリートの応力分布と付着応力分布

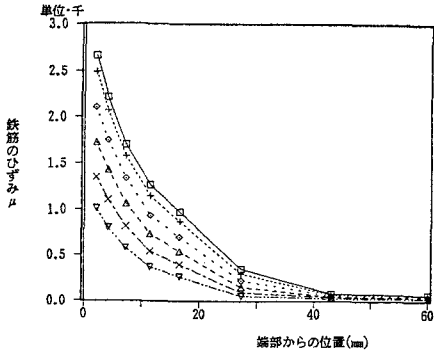


図-6 鉄筋のひずみ分布

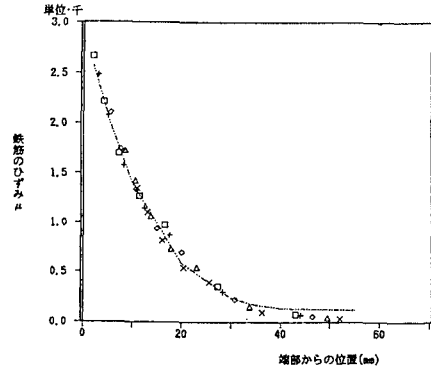


図-7 ひずみ分布の回帰曲線

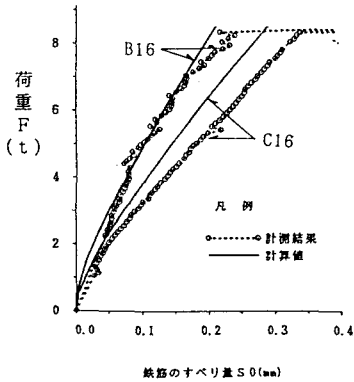


図-8 荷重～鉄筋すべり関係

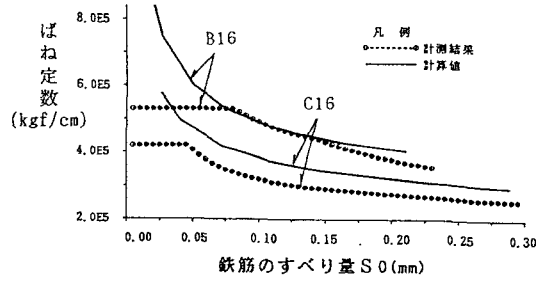


図-9 等価剛性の比較

8. 実験値に基づく試算

前述のひびわれ部の剛性を用いて、表-4のような条件のシールドトンネル二次覆工の場合について、試算を行なった。ここでは、簡単にひずみの伝達率 α を1として、地盤ひずみに応じて生じる等価剛性 $E A_e$ と覆工の最大軸力 $F_{m, \max}$ を算定し、図-10, 11に示した。なお、ここではひびわれ間隔 s をセグメント幅に固定した。これらより、二次覆工の有無により剛性が約60倍異なること、ひびわれがあってもひずみが小さいと二次覆工の全断面が有効の場合の剛性に近く、ひずみの増加に伴って、徐々に一次覆工のみの剛性に近づいていくことがわかる。しかし、鉄筋が降伏しないので、一次覆工のみの剛性の約25倍に落ち着いている。

表-4 トンネルモデル条件

セグメント		モデル値	二次覆工		モデル値
コンクリート	外 径	7.0 m	コンクリート	厚 さ	20 cm
	幅	1.0 m		弾性係数	$2.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
	厚 さ	40 cm			
	弾性係数	$3.3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$			
リング	個 数	25 個	軸方向	径	D16
継 手	ばね定数	$1.5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}$	鉄 筋	本 数	94 本
				ピッチ	ctc200(中央一段)

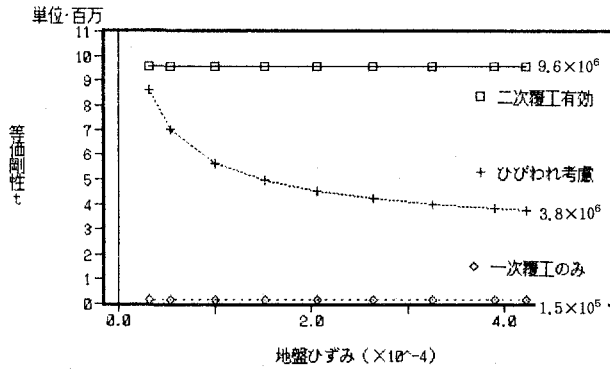


図-10 地盤ひずみと等価剛性

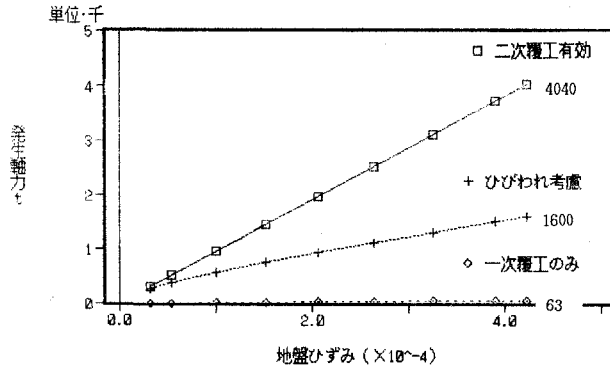


図-11 地盤ひずみと軸引張力

設計方法としては、まず、ひびわれ間隔 s をコンクリートの打継目間隔と想定してひびわれ部のばね定数 K_c を仮定して軸力 F_{max} を求め、新たなひびわれ発生や鉄筋の降伏の有無に注意しながら、ひびわれ部の剛性とひびわれ間隔の収斂計算を行ない、最後に、ひびわれ部の目開き量を基に止水性の確認を行うこととなる。

9. おわりに

本実験研究により、ひびわれ部の剛性を直接確かめ、また解析的に比較的近い値を算定することができた。ただし、鉄筋の抜け出し量の計測が難しく、精度があまり高くなかったため、改良して確認する予定である。

また、ひびわれ部の剛性を考慮した耐震設計法の基本的な考え方で、実験値に基づく試算結果を示すことが出来た。今のところ、伝達長 l が任意の設計断面と任意の地盤ひずみに対して定められないので、一般の設計に適用できない。今後、検討を進めていく予定である。

本実験の計画・実施に当って、東京都立大学の国府勝郎助教授に終始ご指導をいただき、また、研究室の助手と学生の諸氏には多くの助力をいただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

10. 参考文献

- 1) F.レオンハルト・E.メニヒ：鉄筋コンクリートの設計，鹿島出版会，pp.95～98，1986
- 2) 岡田清・伊藤和幸・不破昭・平澤征夫：鉄筋コンクリート工学，鹿島出版会，pp.125～131，1987
- 3) 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，pp.160～182，1991.5