

二次覆工で補強されたシールドセグメントリングの挙動について

BEHAVIOR OF SHIELD SEGMENT RING REINFORCED BY SECONDARY LINING

村上博智*・小泉 淳**

By Hiroto MURAKAMI and Atsushi KOIZUMI

This paper investigates the behavior of shield tunnels reinforced by secondary lining based on experimental results. Test models are composed of notched steel rings with mortar cast-in-place to their interiors.

Concentrated load is applied at the models which are elastically supported. Three major types of the models are experimented; the two of which are one with dowels and the other without dowels between steel and mortar rings, and that the third is a model in which bonding between outer and inner rings are increased by using resin mortar as a secondary lining. Based on the experimental results, analytic model for two-layer structures, the model for composite structures and the model for intermediate state of structures are proposed. Furthermore the study is made on the application of those analytic models to design practice of shield tunnels.

Keywords: shield tunnel, segment, secondary lining

1. まえがき

シールド工法によって構築されたシールドトンネルでは、セグメントによる一次覆工の内側に現場打ちコンクリートによる二次覆工を行う場合が多い。しかし二次覆工はトンネルの蛇行修正、防水、セグメントの防蝕や仕上げ工などを目的として用いられ、トンネル覆工の主体構造は一次覆工であるセグメントリングと考え、トンネルに作用する最終的な荷重に対して、それを設計するのが一般的である¹⁾。

トンネルに作用する最終的な荷重に対する経時的な変化が明らかでない現況では、上述の考え方は合理的と考えられるが、二次覆工のコンクリートが耐荷能力を發揮できるようになった後に、荷重が累加されたり、除去される場合や、既設のシールドトンネルに近接して新たな構造物が構築される場合などでは、一次覆工であるセグメントリングと二次覆工であるコンクリートリングとは、協力して挙動するものと考えられる。しかしながら両覆工間の荷重分担など力の伝達機構が明確でない現状

では二次覆工を構造体として積極的に設計に取り入れるまでには至っていない。

一次覆工と二次覆工との相互作用や荷重分担に関する従来からの研究はきわめてわずかで、次に述べる数例に過ぎないようである。

日本国有鉄道関門トンネルの計画²⁾においては、コンクリートで二次覆工される鑄鉄製の箱型セグメントを用いたセグメントリングは二次覆工のコンクリートと合成構造として挙動するものと考えてその応力計算を行っている。また関門道路トンネルの海底部の設計³⁾にあたっては、一次覆工のセグメントリングは土圧を受け持ち、二次覆工のコンクリートリングは水圧を受け持つという考え方を採用している。さらに Budapest 工科大学の Széchy 教授はその著書⁴⁾において、一次覆工と二次覆工をともに曲げ剛性一様なリングと考えて、それぞれが独立に挙動するものとして、鉛直方向等分布荷重を受ける場合について、両リングの水平方向直径変化量を等置して、両リングの分担する等分布荷重の大きさを求める考え方を示している。

最近では二次覆工を構造体として積極的に評価しようという動きがみられるようになり⁵⁾、この分野における研究も少しずつ進められてきている^{6)~16)}。

本研究は二次覆工のコンクリートライニングが耐荷能

* 正会員 早稲田大学教授 理工学部土木工学科
(〒160 新宿区大久保 3-4-1)

** 正会員 工博 東洋大学助教授 工学部土木工学科
(〒350 川崎市鯨井中野台 2100)

力を発揮できるようになった後にトンネルへ既知の荷重が作用した場合を想定し、セグメントリングの1リングを対象として、一次覆工と二次覆工との相互作用を実験的に検討し、これに理論的考察を加えるとともに、その結果を用いて二次覆工で補強されたシールドセグメントリングの設計法を提案しようとしたものである。

2. 模型セグメントリングを用いた実験

(1) 実験の概要

セグメントリングはセグメントを継手ボルトなどで連結して構成するのが一般的である。著者らはこのようなセグメント継手を曲げモーメントに対する回転ばねにモデル化して、セグメントリングを線形回転ばねを有する円弧部材で構成されているものと考えて、その挙動を解析する方法¹⁷⁾を提案してきている。この場合、リングの変形に伴って生ずる半径方向および接線方向の地盤反力は、リングの変形が地山方向に向かう範囲にのみ発生し、その大きさはWinklerの仮定に従うものとしている。

シールドトンネルの置かれているこのような現実になるべく忠実であるよう配慮して実験用模型セグメントリングを作成し、その支持方法に考慮を加えた。

Fig.1が実験装置の概要である。セグメントリングを評価した鋼管は、外径508mm、幅100mmで厚さ16mmである。この鋼管の外側にはFig.2に示す切り欠きを60°間隔に設けてセグメント継手を評価した。またこの鋼管の内側にはFig.3に示す寸法のジベルを等間隔に配置した。ジベルとして鋼板を用いた例は箱型セグメントの縦リブを想定したものであり、ボルトを用いた例は平板型コンクリートセグメントに用いられているジベル筋を想定したものである。Fig.1は1リングに6個のジベルを用いた例(中心角が60°間隔)を示してある。1リング当たり18個のジベルを用いた例では、すでに設けたジベルを含みジベルの中心角が20°となるようジベル

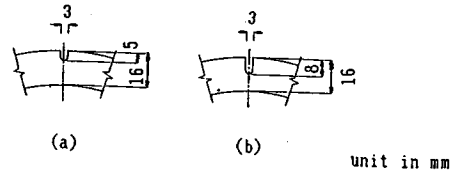


Fig. 2 Dimensions of U notch.

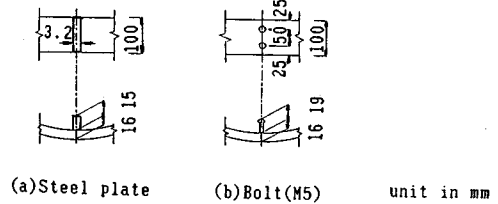


Fig. 3 Types and dimensions of dowel.

ルを配置した。

セグメントリングを想定した鋼管の内側には厚さ60mmのモルタルまたはレジンモルタルを打設して、二次覆工のコンクリートライニングを評価した。

このトンネル模型を水平架台上に設置し、リングの一直径方向に集中荷重を載荷した。リングが変形する際に水平架台と模型セグメントリングとの間に摩擦が生じないように、両者の間にころを配した。

また、現実のトンネルにおける地盤反力を評価するためFig.1に示す弾性支承受用鋼管(外径101.6mm、幅100mm、厚さ3.2mm)を設けた。弾性支承受用鋼管はその中心角が30°間隔となるよう10個配置した。

さらにその外側には外径753.2mm、幅100mm、厚さ21mmの支持用鋼管を設けた。

実験の種類は計21種、各2体ずつの実験を行った。その主なものはTable1に示す5つのタイプである。

なお、鋼製リングに設けた切り欠きの寸法は、Type1、Type2およびType3についてはFig.2(a)に、Type4、Type5についてはFig.2(b)にそれぞれ示すとおりである。

実験に用いた鋼材はSS-41またはその相等品である。また二次覆工に用いたモルタルの配合は重量比で水：セメント：砂の比が1：2：5である。一方レジンモルタル

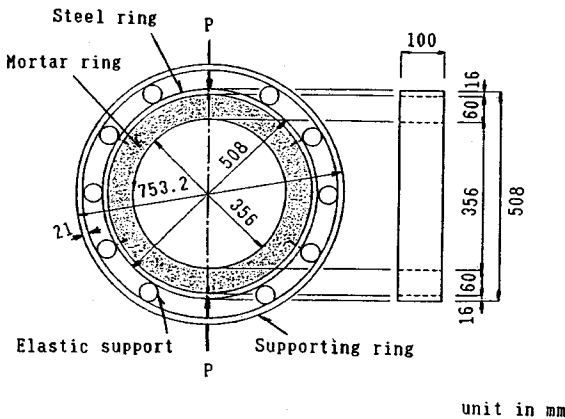


Fig. 1 Set up of test model.

Table 1 Types of experiment.

Dowels per			
a ring	0	6	18
Materials of 2nd lining			
Mortar	Type 1	Type 2	Type 3
Resin mortar	Type 4		Type 5

Table 2 Material properties of mortar and resin mortar.

Type	Compressive strength	Tensile strength	Bending strength	Young's modulus	Poisson's ratio
1,3	429(42.1)	21(2.0)	62(6.1)	$2.5 \times 10^5 (2.5 \times 10^4)$	0.22
2	436(42.8)	25(2.5)	69(6.8)	$2.4 \times 10^5 (2.4 \times 10^4)$	0.19
4,5	261(25.6)	67(6.6)	157(15.4)	$4.1 \times 10^4 (4.1 \times 10^3)$	0.28

unit in $\text{kgf/cm}^2(\text{MPa})$

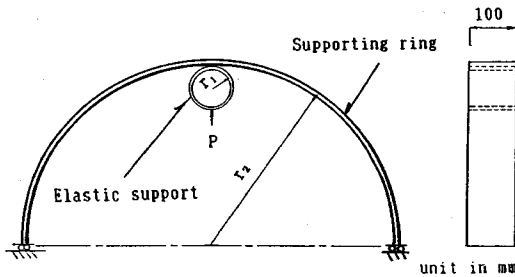


Fig. 4 Supporting system of test model.

の配合は、結合材と接着用珪砂の重量比が1:5であり、それぞれの材料特性は Table 2 に示すとおりである。

二次覆工材としてモルタルを用いた場合、比較的小さい荷重でひびわれが発生したので、ひびわれ発生前の挙動が十分把握できたか否かの不安があったため、モルタルより引張強度の高いレジンモルタルを二次覆工材とした実験を追加した。しかし結論的にはその必要はなかったことが明らかとなった。

模型リングの挙動を解析するにあたって、地盤の抵抗土圧を評価する弾性支承用鋼管のばね定数 K は Fig. 4 を参照すれば解析的に求められるが、鋼管の寸法許容差による不確実さも考えられるので、実験結果を加味して、 $K=1700 \text{ kgf/cm} (1.67 \times 10^6 \text{ N/m})$ と定めた。

(2) 測定項目

測定項目は Fig. 1 を参照して、載荷の荷重方向およびこれに直交する方向の直径変化量と荷重方向から 10° 、 45° および 80° の位置、すなわち 12 断面における鋼製リングおよびモルタルリングの円周方向の表面ひずみである。

3. 解析モデル

実験結果によれば、モルタルで二次覆工された模型セグメントリングは、二次覆工の材料やジベルの数によって多少異なった挙動をする。

測定された円周方向の表面ひずみを観察すると、鋼製リングとモルタルリングの半径方向断面内で、ひずみ分布がその境界でくい違いを生じて、いわゆる重ねリング構造として挙動する場合、境界でひずみ分布が連続で平

面保持の仮定が成り立つ合成リング構造として挙動する場合およびその中間的な挙動をする場合に分類して考えることができる。

以下にこれら3つの場合の実験結果を説明する構造解析モデルを提示する。なお、実験に用いたトンネル模型はトンネル軸に対して対称な構造であるばかりでなく、加えた荷重によっても対称な変形をするものと考えられるので解析モデルはトンネルの1/4の部分について示す。

(1) 重ねリング構造と考えられる場合の解析モデル (Model 1)

Fig. 5 は一次覆工を示す鋼製リングと二次覆工を示すモルタルリングとが重ねリング構造として挙動すると考えられる場合のひびわれ発生前の状態を示す解析モデルである。

このモデルでは外側に示す鋼製リングの切り欠き部分は、曲げモーメントに対して線形回転ばねに評価している。また半径方向外側に付したばね K は弾性支承用鋼管の作用を示すもので、現実のシールドトンネルでは地盤の抵抗土圧を想定したものである。したがって、このばねは圧縮される場合のみ作用するものである。

Fig. 5 において内側のリングは二次覆工リングを示している。これらの両リングは図示のように半径方向ばね k_v と接線方向ばね k_u とで連結されていると考える。両リングが離間している範囲では、両リングの力の伝達は

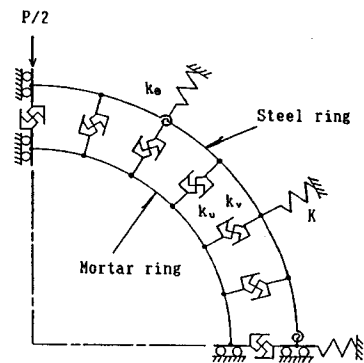


Fig. 5 Analytical model (Model 1).

ないから $k_u = k_v = 0$ とする。両リングが接する範囲では両リングの変位は等しいと考えられるから、これらのばね定数 k_u, k_v は数値計算上、ともに無限大に近い値を用いる。

したがって、計算を始める段階では、すべての節点に地盤の抵抗土圧を評価するばね K と、両リングを連結するばね k_u, k_v を付しておく。計算の各段階ではばねに引張力が作用するとそのばねは取り外し、ばねの位置が収束するまで繰返し計算を行う。

二次覆工にひびわれが発生した後の状態を評価する解析モデルは、Fig. 5 においてひびわれの発生する位置、すなわち荷重方向の二次覆工の節点をヒンジとする以外は、ひびわれ発生前と同一のモデルを用いる。

Fig. 5 に示す回転ばね定数 k_θ は正負の曲げモーメントに対して、ほぼ等しいと考えられる。この値は解析的な方法によって求めることも可能であるが、使用材料の寸法許容差の影響を考慮して、実験結果を加味したうえで定めた (Fig. 6)。

その結果、切欠き寸法が Fig. 2(a) の場合には、 $k_\theta = 2.43 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ ($2.38 \times 10^5 \text{ Nm}$)、Fig. 2(b) の場合については、 $k_\theta = 3.72 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ ($3.65 \times 10^4 \text{ Nm}$) であった。

(2) 合成リング構造と考えられる場合の構造モデル (Model 2, Model 3)

Fig. 7 は一次覆工と二次覆工とが全円にわたって合成リング構造として挙動すると考えられる場合のひびわれ

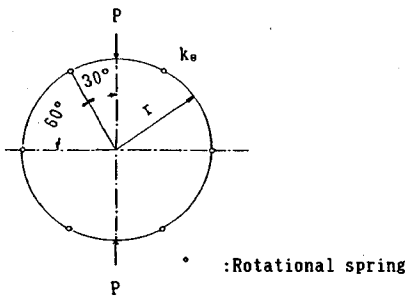


Fig. 6 Ring with rotational springs.

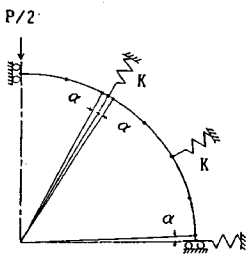


Fig. 7 Analytical model (Model 2).

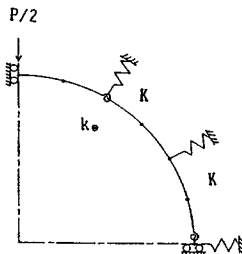


Fig. 8 Analytical model (Model 3).

発生前の状態を示す解析モデルである (Model 2)。

Fig. 7 に示す 2α は鋼製リングのセグメント継手を評価した切り欠き幅の中心角である。Model 2 ではセグメント継手を示す切り欠き部分の剛性を忠実に計算している。

Fig. 8 は同様な場合の解析モデル (Model 3) であって、セグメント継手位置の曲げ剛性の低下を回転ばねで評価したものである。なおこの曲げモーメントに対する回転ばね定数 k_θ は実験によって求めた。

(3) 重ねリング構造と合成リング構造との組合せと考えられる構造モデル (Model 4, Model 5)

モルタルリングにひびわれが発生するまでは合成リング構造として挙動している場合でも、荷重の作用点の近傍にひびわれが発生すると、ひびわれ位置付近は重ねリング構造として挙動し、残余の部分は合成リング構造として挙動していると考えられる。このような場合には、Model 1 と Model 2 または Model 1 と Model 3 を組み合わせたモデルが考えられる。

Fig. 9 に示す Model 4 は Model 1 と Model 2 を組み合わせた解析モデルである。すなわち荷重位置のモルタルリングの節点をヒンジとするとともに、荷重方向から中心角 θ_0 までの範囲は重ねリング構造とし、残余の範囲は合成リング構造としている。さらに実際の数値計算では Model 1 のプログラムをそのまま利用するため、合成リング構造として挙動すると考えられる範囲では、合成断面の剛性を鋼製リングの図心位置に集中させ、モルタルリングの図心位置の剛性を零とする。なお、セグメント継手を想定した切り欠き部分の剛性低下は、

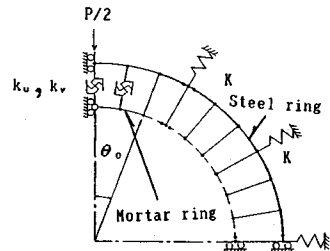


Fig. 9 Analytical model (Model 4).

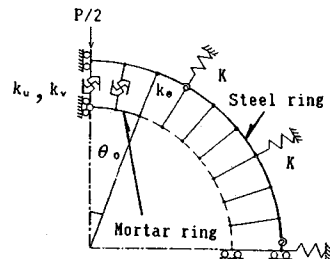


Fig. 10 Analytical model (Model 5).

Model 2における取扱いと同様である。

Model 4 と全く同様な考え方で、Model 1 と Model 3 を組み合わせて、セグメント継手位置の剛性低下を曲げモーメントに対する回転ばねで評価した考え方が Model 5 で、Fig. 10 に示してある。なおこの場合の回転ばね定数 k_θ も Model 2 と同様に実験によって求めた。

4. 断面力の算定と分解

(1) 測定したひずみからの断面力算定法

ひずみ測定断面は荷重方向から 10° 、 45° および 80° の計 12 断面であるが、モルタルリングの円周方向ひずみはこのほかに荷重方向とそれに直交する 4 断面が追加されている。

リングの変形に際し平面保持の仮定が成り立つものとするれば、リングに生ずる円周方向のひずみ分布は双曲線となる。したがって、モルタルリングについては測定されたひずみを最小二乗法で双曲線分布に近似させて断面力を算定した。しかしながら鋼製リングではその図心半径に比して板厚が小であるので、近似的にひずみは直線分布をするものと仮定して断面力を算定した。

(2) 合成リング構造モデルで理論的に求められた断面力の分解

Type 2~Type 5 において合成リング構造と考えた部分について理論的に求めた断面力 (N, M)——軸力 N は圧縮を正、曲げモーメント M はリングの内側に引張を生ずるものを正とする——を実験値と比較する目的で、鋼製リングの分担する断面力 (N_s, M_s) とモルタルリングの分担する断面力 (N_m, M_m) に分解した。

その方法を概説すれば次のごとくである。すでに述べたように実験に用いたトンネル模型はその曲率半径に比して断面の厚さが大であるので、モルタルに換算して T 型断面となる合成断面の応力度は Fig. 11 に示すように双曲線分布となり、その大きさは次式で示される。

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M}{A\rho_0} \left\{ \frac{y}{\beta(\rho_0 - y)} - 1 \right\} \dots\dots\dots (1)$$

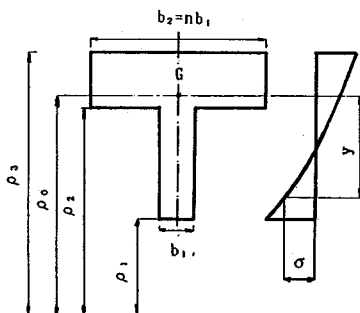


Fig. 11 Composite cross section and stress distribution.

ここに、 A は断面積、 ρ_0 は合成断面の図心半径、 y は図心位置 (G) からリング内側に測った距離である。また β は合成断面の形状寸法によって定まる定数で式 (2) で示され、Fig. 11 に記された n はヤング係数比である。

$$\beta = \frac{\rho_0}{A} \left(b_1 \log \frac{\rho_2}{\rho_1} + b_2 \log \frac{\rho_3}{\rho_2} \right) - 1 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 b_1, b_2 はモルタルおよびモルタルに換算した鋼製リングの厚さ、 ρ_1, ρ_2 および ρ_3 は、それぞれモルタルリングの内半径、外半径および鋼製リングの外半径である。

以上の結果をもととして、解析的に鋼製リングおよびモルタルリングの断面力を算定した。

5. 実験結果と解析結果との比較

モルタルで二次覆工を行ったトンネル模型の場合には、 P が 500 kgf (4.90 kN) から 800 kgf (7.85 kN) 程度で荷重方向の近傍にひびわれを発生した。一方レジンモルタルを用いた場合には 2 800 kgf (27.46 kN) 程度で同様な位置にひびわれが発生した。

したがって、実験結果の整理にあたり、荷重と直径変化量との関係は実験値をひびわれ発生前後の理論値と比較し、荷重と曲げモーメントまたは軸力との関係は Table 1 に示すタイプごとに、ひびわれ発生前の代表値として $P=500$ kgf (4.90 kN) に、またひびわれ発生後については $P=3\,000$ kgf (29.42 kN) に換算して、その曲げモーメント図および軸力図を示した。

なお、Fig. 3 に示すジベルの寸法形状が直径変化量や断面力に及ぼす影響は無視し得る程度であった。以下各タイプごとに実験結果と理論値の概要を示す。

(1) Type 1

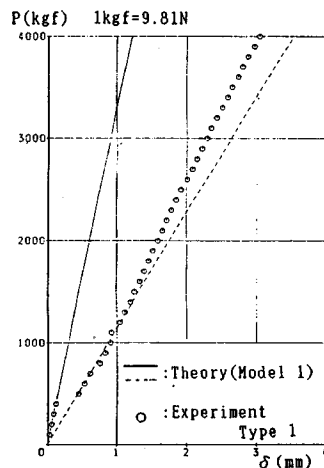


Fig. 12 Relationship between load and deformation in a direction to loading.

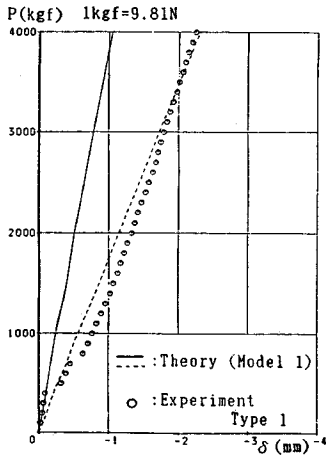


Fig. 13 Relationship between load and deformation in a direction vertical to loading.

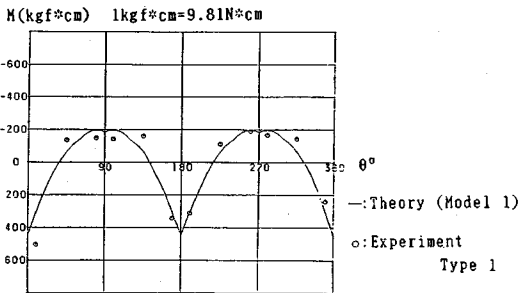


Fig. 14 Bending moment diagram (Steel ring) $P=500$ kgf.

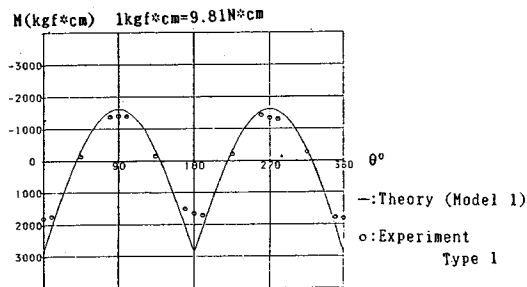


Fig. 15 Bending moment diagram (Mortar ring) $P=500$ kgf.

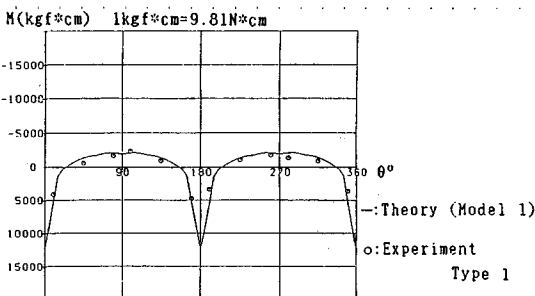


Fig. 16 Bending moment diagram (Steel ring) $P=3000$ kgf.

Fig. 12, 13 は荷重と直径変化量との関係を示したものであり、実線と破線はそれぞれひびわれ発生前後の Model 1 による理論値である。

Fig. 14~17 はひびわれ発生前後の鋼製リングおよびモルタルリングの分担する曲げモーメント図であり、実線は Model 1 による理論値である。

(2) Type 2

この場合は Type 1 とほぼ同様な傾向を示したので、Fig. 18, 19 にひびわれ発生後の曲げモーメント図のみを示した。図中の実線は解析 Model 1 による理論値である。Fig. 18 において θ が 90° および 270° 付近で曲げモーメント図が波形を示しているのは、弾性支承の影響である。

(3) Type 3

Fig. 20, 21 はひびわれ発生後の曲げモーメント図で

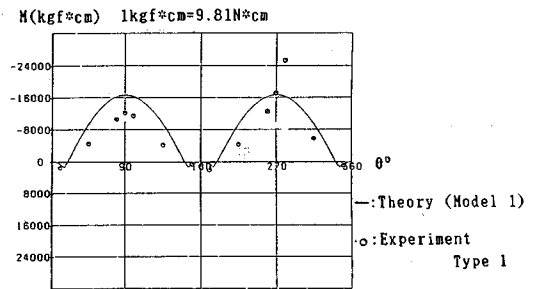


Fig. 17 Bending moment diagram (Mortar ring) $P=3000$ kgf.

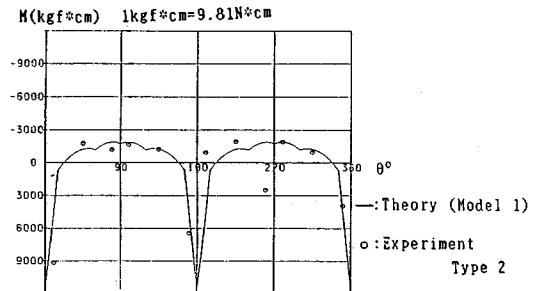


Fig. 18 Bending moment diagram (Steel ring) $P=3000$ kgf.

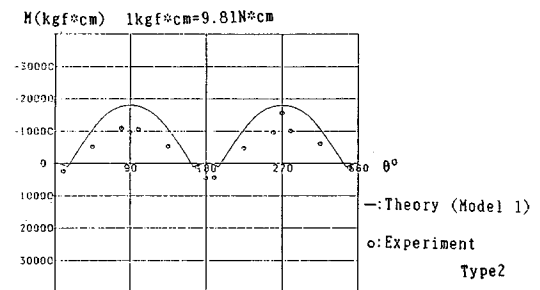


Fig. 19 Bending moment diagram (Mortar ring) $P=3000$ kgf.

あり、Fig. 22 は軸力図である。実線は Model 4 において $\theta_0=45^\circ$ とした理論値であり、破線は Model 5 において $\theta_0=45^\circ$ とした理論値であるが、両者の相違は無視し得る程度である。

通常の荷重状態では $\theta_0=45^\circ$ 付近で曲げモーメントの符号が変化する。したがって、正の曲げを受ける範囲は重ねリング構造とし、負の曲げを受ける範囲は合成リング構造と考えたものである。

解析モデルとして、Model 4 を用いるか、Model 5 を用いるか、すなわちセグメント継手を断面の曲げ剛性の低下と考えるか、曲げモーメントに対する回転ばねに置換するかはトンネルの挙動に基本的な相違を与えないことが明らかとなった。

(4) Type 4

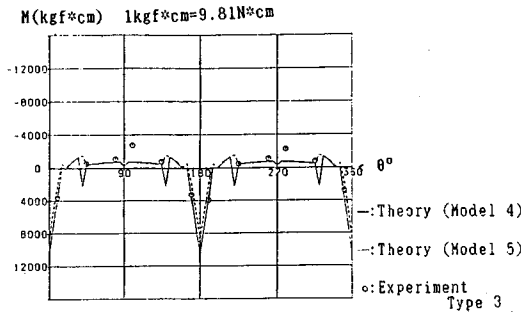


Fig. 20 Bending moment diagram (Steel ring) $P=3\ 000\ \text{kgf}$.

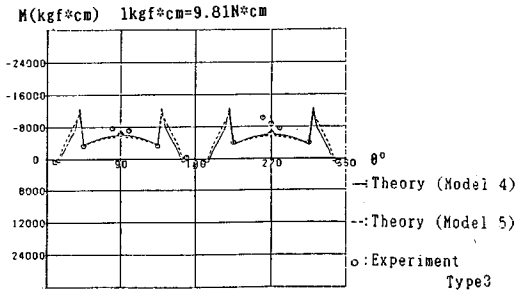


Fig. 21 Bending moment diagram (Mortar ring) $P=3\ 000\ \text{kgf}$.

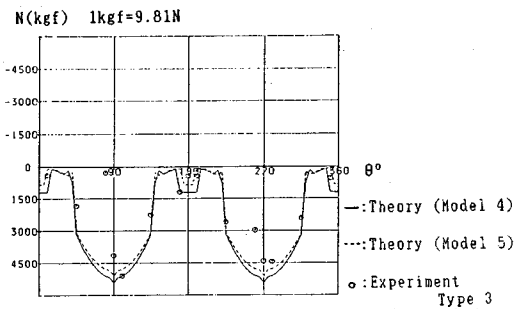


Fig. 22 Axial force diagram (mortar ring) $P=3\ 000\ \text{kgf}$.

Fig. 23, 24 はひびわれ発生後の曲げモーメント図であり、実線は Model 4 において $\theta_0=20^\circ$ とした理論値であり、破線は Model 5 において $\theta_0=20^\circ$ とした理論値である。

なお、ひびわれ発生前の模型トンネルの挙動は Model 2 または Model 3 による理論値が実験結果をよく説明しているが、図面は割愛する。

(5) Type 5

Fig. 25, 26 は荷重と直径変化量との関係を示したも

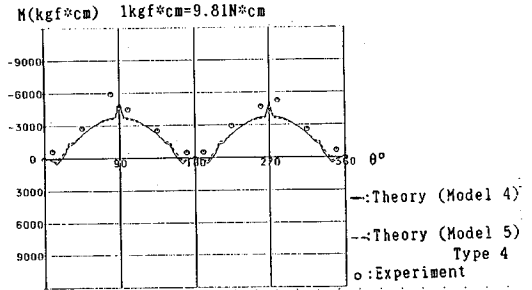


Fig. 23 Bending moment diagram (Steel ring) $P=3\ 000\ \text{kgf}$.

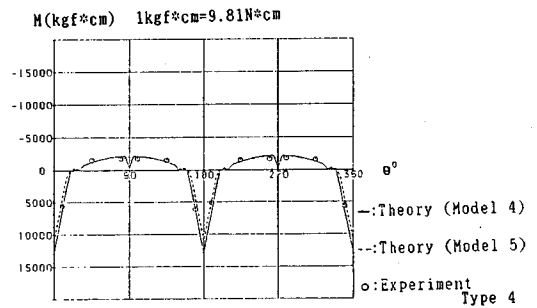


Fig. 24 Bending moment diagram (Resin mortar ring) $P=3\ 000\ \text{kgf}$.

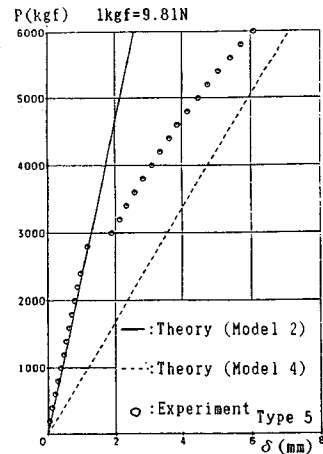


Fig. 25 Relationship between load and deformation in a direction of loading.

のである。ひびわれ発生前の理論値は Model 2 によったものであり、ひびわれ発生後の理論値は Model 4 において $\theta_0=20^\circ$ としたものである。

Fig. 27, 28 はひびわれ発生前の曲げモーメントの一例であり、実線は Model 2 による理論値である。

Fig. 29, 30 はひびわれ発生後の曲げモーメント図であり Fig. 31 はひびわれ発生後の軸力図である。図中実線は Model 4 において $\theta_0=20^\circ$ とした理論値であり、破線は Model 5 において $\theta_0=20^\circ$ とした理論値である。両

者による値の違いは無視し得る程度である。

$\theta_0=20^\circ$ としたのは、ひびわれ発生位置から最寄のジベル位置までの中心角が 20° であるためである。

(6) ま と め

以上5つのタイプについて、その実験結果と解析結果とを比較したが、両者はよい符合を示した。

直径変化量、両リングの曲げモーメント分布および軸力分布などの実験結果と解析結果を総合的に比較して特徴的な点を列挙すれば次のごとくである。

- i) 二次覆工材としてモルタルを使用し、ジベルを設けない場合か、非常にわずかしか設けない場合には鋼製リングとモルタルリングとは重ねリング構造として挙動する。

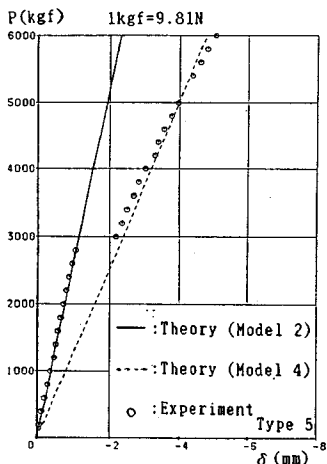


Fig. 26 Relationship between load and deformation in a direction vertical to loading.

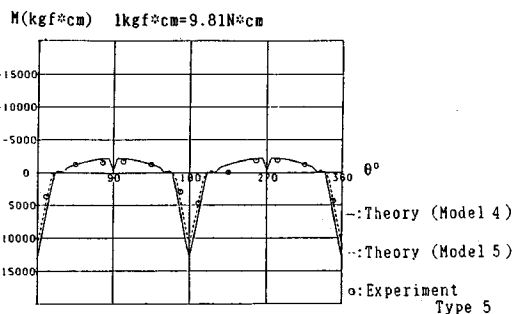


Fig. 29 Bending moment diagram (Steel ring) $P=3000$ kgf.

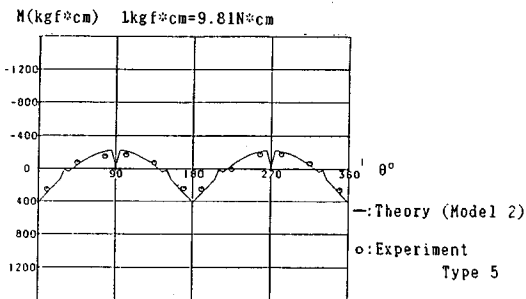


Fig. 27 Bending moment diagram (Steel ring) $P=500$ kgf.

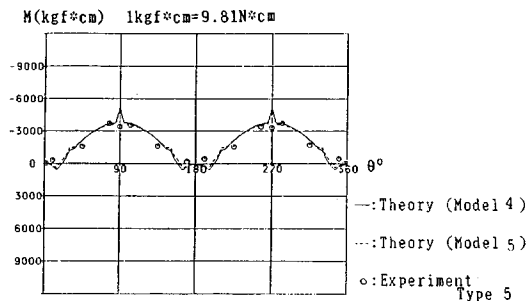


Fig. 30 Bending moment diagram (Resin mortar ring) $P=3000$ kgf.

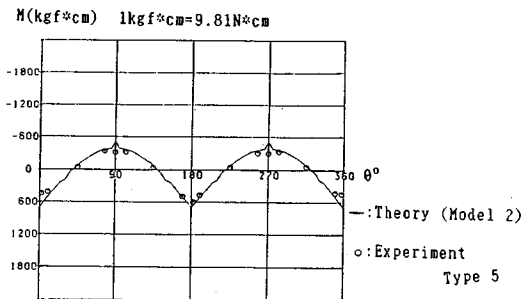


Fig. 28 Bending moment diagram (Resin mortar ring) $P=500$ kgf.

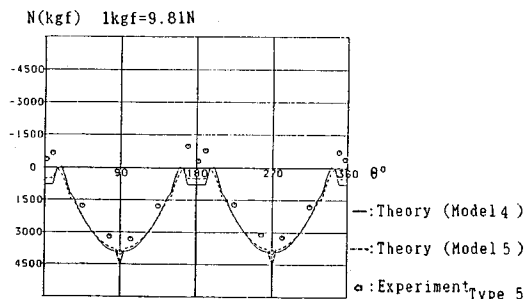


Fig. 31 Axial force diagram (Resin mortar ring) $P=3000$ kgf.

ii) 二次覆工材としてモルタルを使用し、ジベルを密に設けた場合には、鋼製リングとモルタルリングに生ずる曲げモーメントが正の範囲では重ねリング構造として、負の範囲では合成リング構造として挙動する。

iii) 二次覆工材としてレジンモルタルを用いた場合には、ジベルの有無にかかわらず、ひびわれ発生前においては合成リング構造として挙動し、ひびわれ発生後はひびわれ位置の近傍のみ重ねリング構造として、残余の部分は合成リング構造として挙動する。

以上に提示した解析モデルの基本的な考え方は、現実のトンネルの挙動を明らかにするものであると考えている。

6. 実験結果のシールドトンネル設計への適用

以上にモルタルで二次覆工された模型トンネルの1リングを対象とした実験結果と、その結果を説明する解析モデルについて述べた。この結果は、セグメントリングをいも継ぎに組み立てる場合には、ただちに適用できることを示している。しかしながらわが国のシールドトンネルでは、セグメントリングを千鳥組にするのが一般的である。したがってセグメントリングを千鳥組した場合に、今回報告した方法をそのまま適用することはできない。

著者らは、千鳥組されたセグメントリングに関しては、すでにその耐荷機構を明らかにしている¹⁷⁾。その中で、もし曲げ剛性の有効率 η と曲げモーメントの割増率 ξ が合理的に推定できるならば、いわゆる慣用計算法は簡単で有効な方法であると指摘するとともに、そこで示されたセグメントリングの解析モデルを用いて、 η 、 ξ を合理的に推定する方法についても論述している。したがってこの方法によってリングの曲げ剛性の有効率 η を推定すれば、千鳥組されたセグメントリングの変形性能を1リングに置き換えて評価することができることになり、今回報告した方法がこのような場合に適用可能であることを示している。以下にその手順を簡単に示す。

まず設計の対象となる地盤条件のもとで、千鳥組されたセグメントリングの鉛直方向直径変形量 δ_{v0} を著者らの方法で求める。次に ηEI なる曲げ剛性一様なリングの鉛直方向直径変形量 δ_v を η をパラメーターとして、同様な方法で計算すれば、Fig. 32に示す曲線を得る。

この曲線と $\delta_v = \delta_{v0}$ なる直線の交点の値として η を求めれば、二次覆工で補強されて千鳥組されたシールドトンネルの挙動はFig. 33に示すように、 ηEI なる剛性をもつセグメントリングと $(EI)_c$ なる剛性をもつ二次覆工に1リングを対象とした本研究の結果を適用すればよい。 η の値として、水平方向直径変形量から求められる

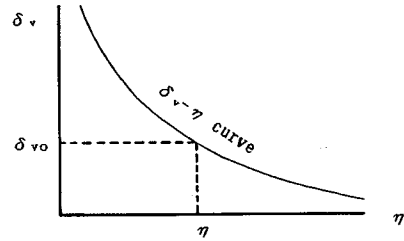


Fig. 32 Relationship between diameter change and effectivity of flexural rigidity.

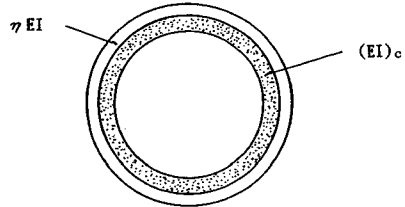


Fig. 33 Analytical model.

η との平均値をとれば、なお望ましい曲げ剛性の有効率が得られるであろう。

7. 結 論

著者らは二次覆工が耐荷能力を発揮できるようになった後に作用する荷重に対して、模型トンネルを用いてその挙動を明らかにし、これを説明する解析モデルを提案するとともに、実際のシールドトンネルへの適用性についても論述した。数例ではあるが、すでにこの方法は実際のトンネルの試算にも用いられている。

なおより現実を正確に把握するために、現在千鳥組されたリングに二次覆工した模型トンネルについても実験ならびに解析を行っている。

最後に、本論文をまとめるにあたって、その一部を修論や卒論で助力願った多くの卒業生に感謝する次第です。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・日本下水道協会：シールド工用標準セグメント，p. 50，1982.
- 2) 土木学会：関門隧道，pp. 41～43，1949.
- 3) 建設省・日本道路公団：関門トンネル工事誌，p. 103，1960.
- 4) K. Széchy：The Art of Tunnelling，pp. 451～454，1973.
- 5) 土木学会：トンネル標準方書（シールド編），p. 27，pp. 75～76，1986.
- 6) 渡辺・小山ほか：円環二層構造の力学的挙動に関する実験その1，土木学会講演概要集，pp. 399～400，1982.
- 7) 藤森・半谷ほか：同上その2，土木学会講演概要集，pp. 401～402，1982.
- 8) 半谷・小山ほか：セグメントと二次覆工からなるトンネ

- ル覆工の力学的挙動に関する実験その1, 土木学会講演概要集, pp.171~172, 1983.
- 9) 半谷・小山ほか：同上その2, 土木学会講演概要集, pp.173~174, 1983.
 - 10) 半谷・飯田ほか：セグメントと二次覆工の接合面に設ける凹凸の破壊強度について, 土木学会講演概要集, pp.605~606, 1984.
 - 11) 村上・小泉ほか：二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について, 土木学会講演概要集, pp.395~396, 1982.
 - 12) 村上・小泉ほか：同上, 土木学会講演概要集, pp.169~170, 1983.
 - 13) 村上・小泉：同上, 土木学会講演概要集, pp.623~624, 1984.
 - 14) 村上・小泉ほか：同上, 土木学会講演概要集, pp.349~350, 1985.
 - 15) 村上・小泉ほか：同上, 土木学会講演概要集, pp.845~846, 1986.
 - 16) 半谷哲夫：二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学的特性に関する研究, 鉄道技術研究所報告, No.1303, 1985.
 - 17) 村上博智・小泉 淳：セグメントリングの耐荷機構について, 土木学会論文報告集, 第272号, 1978.

(1987.2.23・受付)
