

小土被りNATMトンネルの覆エコンクリートの 耐震性に関する模型実験

Model Tests on Earthquake-Resistance of shallow depth NATM Tunnel Linings

宮林秀次¹・登坂敏雄²・磯谷篤実²・野城一栄³・有賀貴志³

Hidetsugu Miyabayashi, Toshio Tosaka, Atsumi Isogai,
Kazuhide Yashiro and Takashi Aruga

¹フェロー会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社 (〒105-0011 東京都港区芝公園2-11-1)

h.miyabayashi@jr-tokai.co.jp

²正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 設計技術第二課 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

It is generally said that mountain tunnels have good earthquake-resistance, compared with structures on the ground. However, they are likely to be damaged when the scale of earthquake is large and there are earthquake faults near the tunnel. Therefore, we performed model tests and simulation analyses to clarify the seismic behavior of mountain tunnels to develop a seismic design method of NATM tunnel linings in the soft ground with low earth covering. As a result of model tests, it is found that the plain concrete lining is non-destructive under large deformation and fiber reinforced concrete lining is confirmed to have a better earthquake-resistance than plane concrete. And we proposed an analysis method to evaluate ductility of tunnel lining.

Key Words : mountain tunnel, lining, model test, earthquake-resistance

1. はじめに

最近の施工技術の進歩により、山岳部と比較して地震の被害を受けやすい条件にある小土被りの未固結地山でもNATMが採用される事例が増えてきている¹⁾。山岳トンネルは通常岩盤などの安定した地山内にあるため、一般に地表の構造物と比較して地震に強い構造物といえるが、地震の規模が大きい場合や震源域からの距離によっては被害を受けることがあるとされている^{2), 3)}。その他、山岳トンネルは一旦被害を受けるとその閉鎖性から復旧に地表の構造物より時間を要することも事実である⁴⁾。

山岳トンネルの地震被害を最小に抑えるためには、被害のメカニズムとトンネルの耐震性とを正しく評価し、設計・施工・維持管理に適切に反映させることが重要である。しかしながら、山岳トンネルの地震の被災条件は経験的に整理されてはいるものの、トンネルの地震時挙動や被害メカニズムを定量的に説明できる手法はな

いのが現状である。

このような背景から、筆者らは小土被り未固結地山に施工されるNATMトンネルを対象とし、トンネル覆工の地震時における挙動を解明することを目的として模型実験、数値解析を行っている。

本論文では、前報⁵⁾に引き続き、トンネルが地震動を模擬したせん断変形を受けたときの変形破壊挙動に関して載荷試験を行った。なお、前報では、トンネル内径については実物の1/4スケールとしたものの、実物と同じ骨材、繊維(SF, PPF)が使えることを優先し、巻厚については実物の1/1スケール($t=30\text{cm}$)としたが、本論文においては巻厚を $t=10\text{cm}$ とし、形状を実物に近づけた模型を使用することとした。また、数値解析においては、部材の非線形性を考慮に入れた数値解析手法を使用し、模型実験の再現解析を行った。

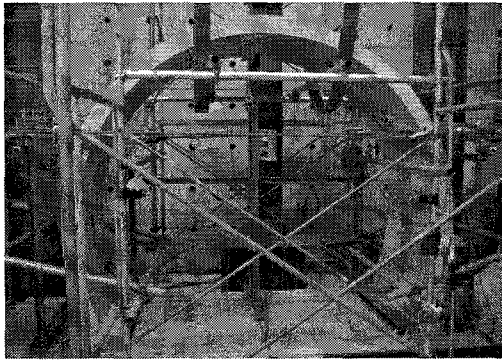


写真-1 覆工模型の外観

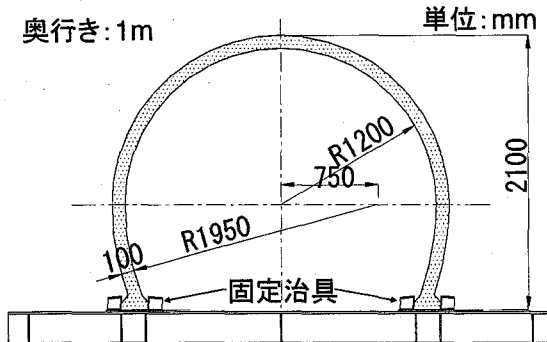


図-1 覆工模型の寸法

表-1 実験ケース

No	使用繊維	混入率 Vol. %	備考
1	なし（無筋）	0	基本ケース
2	ポリプロピレン繊維（PPF） 24mm×Φ0.78mm	1.0	近年使用実績が増加

2. 模型実験

2.1 実験条件

(1) 概要

トンネル全体系としての変形性能、破壊挙動を把握することを目標として、実物の1/4スケールの覆工模型を作製し交番載荷試験を行った。覆工模型の外観を写真-1に、覆工模型の寸法を図-1に示す。模型の寸法は、実験装置の制約により実物の1/4とした。ここで、巻厚についても実物の約1/4としている。前報⁵⁾と同様、トンネルがせん断変形を受けることを想定していること、覆工とインバートとの間には打ち継ぎ目が存在することからインバートはモデル化していない。

覆工の脚部については、固定治具により両側を固定し、境界条件としては、回転については自由、水平方向の移動については固定になるようにした。

(2) 実験ケース

実験は、基本ケースとしての無筋コンクリートのケース1のほか、覆工の補強材として、近年

表-2 粗骨材の粒度分布

ふるいの呼び寸法 mm	15	10	5	2.5
加積透過率 %	100	40~70	0~15	0~5

※6号砕石…13~5mm までの石，7号砕石…5~2.5mm までの石

表-3 コンクリートの材料条件

セメント	普通ポルトランド
C	294kg/m ³
W/C	61%
Gmax	15mm
実験時の強度	24~25MPa（試験時：14日強度）

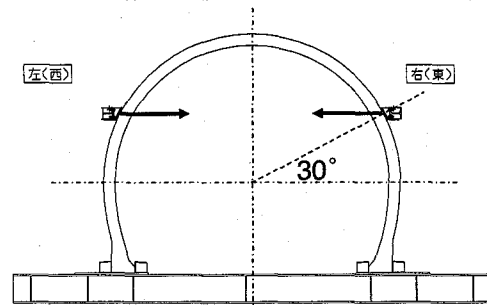


図-2 載荷位置

使用実績が増加してきたポリプロピレン繊維（PPF）を混入したケース2の計2ケースについて行った。なお、混入率については、一般的にはVol.0.5%程度が用いられるが、本実験においては繊維補強の効果を明確にするため、前報と同様Vol.1.0%とした。実験ケースを表-1に示す。

(3) 材料

コンクリートは実際の覆工と同様の配合とした。実際の覆工の設計強度は18~24N/mm²程度であるので、載荷については上記と同程度の強度に達する打設14日後に実施することとした。

今回の実験においては巻厚が10cmとなるため、粗骨材については、粒径の小さなものを使用した。すなわち、Gmaxを15mmとし、表-2に示す粒度分布となるよう、6号砕石と7号砕石を調合して使用した。コンクリートの材料条件を表-3に示す。

ポリプロピレン繊維については、骨材径を考慮して一般的に用いられているものより短めのL=24mmのものを使用した。

(4) 載荷方法

実験における載荷位置を図-2に示す。トンネルが地震動によりせん断変形することを想定し、全高の2/3の位置の肩部に載荷板を取り付け、ロッドを介して左右交互に交番載荷する。ここで、載荷方法であるが、ねじを切ったロッドを用い、

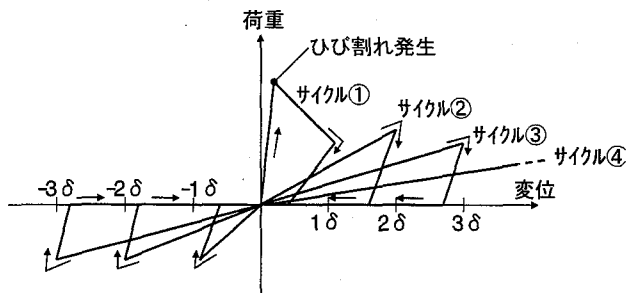


図-3 荷重ステップの概念図

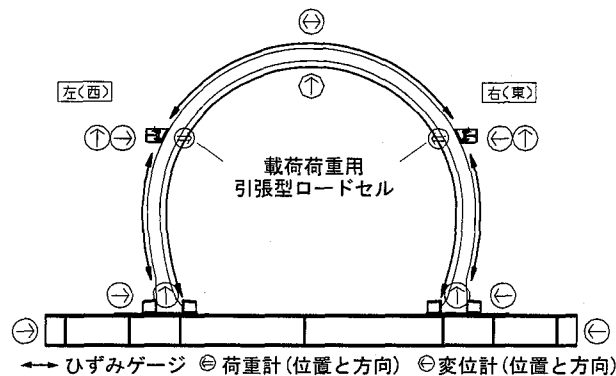


図-4 計測項目

反力部に固定したナットにねじ込み，ロッドを回転させることにより荷重した．荷重速度は，ねじの回転数により制御（変位制御）し，荷重速度は0.2mm/minを標準とした．

荷重ステップは，覆工にひび割れが発生するまでは片方向荷重とし，ひび割れ発生後は交番荷重とした．1ステップの荷重変位はひび割れが発生し，応力解放に伴う変位の急増が終了したときの変位（ $=\delta$ ）を基準として， $\pm 1\delta$ ， $\pm 2\delta$ ， $\pm 3\delta$ ・・・と変化させた．なお，全ケースとも，最初のステップはアーチ左肩の荷重箇所から右方向（変位プラス方向）に荷重している．また，覆工の変形がある程度進んだ後は，終局状態を調べる目的で適宜荷重ステップを大きくした．

図-3に荷重ステップの概念図を示す．

(5) 計測項目

実験中は，ひび割れの発生・進展を目視により観察した他，荷重荷重，覆工内面，外面各位置での変位，ひずみの計測を行い，トンネルの変形・破壊性状を把握した．計測項目を図-4に示す．

2.2 実験結果

(1) ひび割れ発生・進展の状況

a) ケース1（無筋）

表-4にケース1におけるひび割れ発生・進展の

表-4 ひび割れ発生・進展の状況（ケース1：無筋）

ステップ1 ($\delta=4\text{mm}$, $P=8.8\text{kN}$)	ステップ2 ($\delta=-4\text{mm}$, $P=6.6\text{kN}$)
ステップ4 ($\delta=-8\text{mm}$, $P=3.7\text{kN}$)	ステップ12（最終） ($\delta=-40\text{mm}$, $P=3.3\text{kN}$)

状況を示す．ステップ1で右方向に荷重すると，荷重箇所（アーチ左肩）の覆工内側に曲げひび割れが発生した．また，覆工右肩の覆工外側にも曲げひび割れが発生した．なお，いずれのひび割れも覆工を貫通しなかった．次に，ステップ2で左方向に荷重すると，ステップ1で発生したひび割れの開口側は閉じ，その反対側でひび割れが発生した．

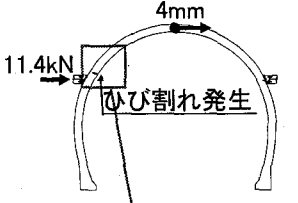
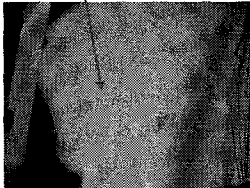
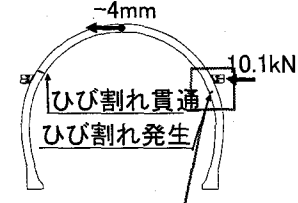
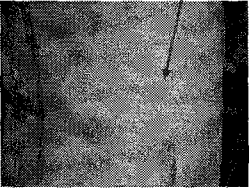
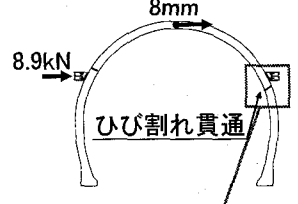
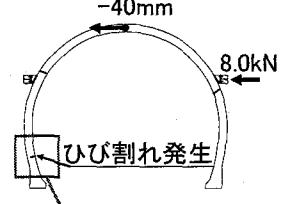
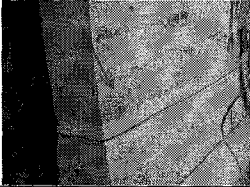
ステップ3～11は，ステップ1と2のひび割れの状況が繰り返され，ひび割れの増加は確認されなかったが，荷重ステップが進み，天端変位が大きくなるに従いひび割れの開口量が大きくなった．

さらに，ステップ12（天端変位 $\delta=-40\text{mm}$ ）まで荷重を行ったが，ひび割れの開口，覆工の変形は大きくなったものの，覆工にずれが生じることもなく，アーチ構造を保ち崩壊しないことが確認された．

b) ケース2（PPF）

表-5にケース2におけるひび割れ発生・進展の

表-5 ひび割れ発生・進展の状況 (ケース2: PPF)

ステップ1 ($\delta=4\text{mm}$, $P=11.4\text{kN}$)	ステップ2 ($\delta=-4\text{mm}$, $P=10.1\text{kN}$)
 	 
ステップ3 ($\delta=8\text{mm}$, $P=8.9\text{kN}$)	ステップ12 (最終) ($\delta=-40\text{mm}$, $P=8.0\text{kN}$)
 	 

状況を示す。ステップ1で右方向に荷重すると、荷重箇所（アーチ左肩）の覆工内側に曲げひび割れが発生した。また、ひび割れは覆工を貫通しなかった。

次に、ステップ2で左方向に荷重すると、荷重箇所（アーチ右肩）の覆工内側に曲げひび割れが発生した。ステップ1で発生したひび割れは開口側が閉じ、その反対側が開口してひび割れは貫通した。

ステップ4～8は、ステップ1と2のひび割れの状況が繰り返された。なお、荷重ステップが進み天端変位が大きくなるに従い、ひび割れの開口量が大きくなった。また、大きなひび割れの発生箇所は両肩部の2箇所であった。

さらに、ステップ12（天端変位 $\delta=-40\text{mm}$ ）まで荷重を行ったが、ひび割れの開口、覆工の変形は大きくなったものの、覆工にずれが生じることもなく、アーチ構造を保ち崩壊しないことが確認された。

(2) 荷重と変位の関係

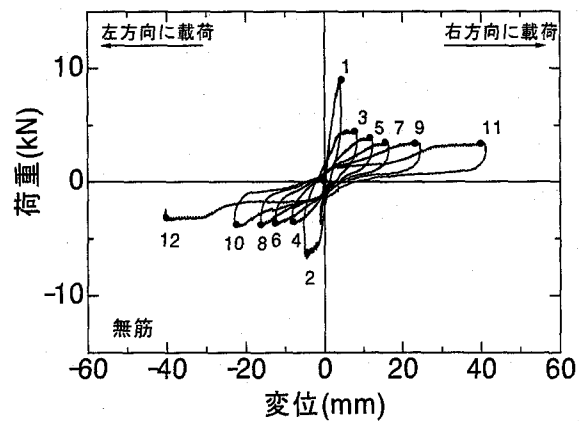


図-5 荷重～変位曲線 (ケース1: 無筋)

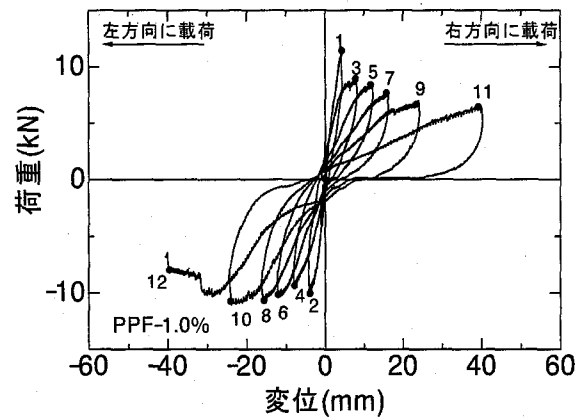


図-6 荷重～変位曲線 (ケース2: PPF)

各ケースにおける荷重～変位曲線を図-5、図-6に示す。なお、変位としては天端における水平変位を用いている。両ケースとも最初のひび割れ発生と同時に最大荷重となっている。ひび割れ発生時の荷重は両ケースともおよそ10kNとケース間で大きな差はない。一般にコンクリートに繊維を混入してもひび割れ発生強度であるコンクリートの引張強度はほとんど変わらないが、今回の実験においては破壊形態がほぼ純曲げによる曲げ引張破壊であったため、構造体としてのひび割れ発生荷重についても各ケースほぼ同様の値となったものと考えられる。

ひび割れ発生後については、ケース1（無筋）の場合はひび割れ発生と共に急激な荷重の低下および変位の増加を生じているが、ケース2（PPF）については荷重の低下、変位の増加は緩やかである。3.において後述するが、繊維の混入により部材の曲げ性能が向上し、ピーク強度後の荷重の低下が緩やかになっているが、アーチ構造体とした場合もその効果が現れたものと考えられる。

なお、ケース2（PPF）の左方向荷重においては、トンネル模型の施工誤差の関係から、変形

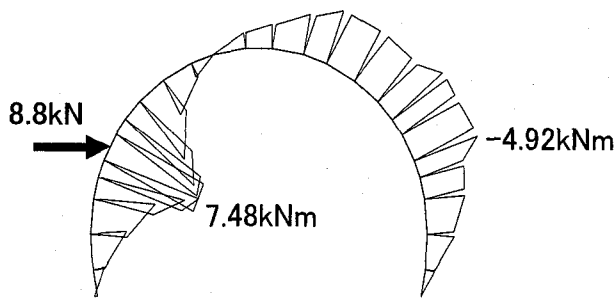


図-7 曲げモーメント図 (ケース1: 無筋)

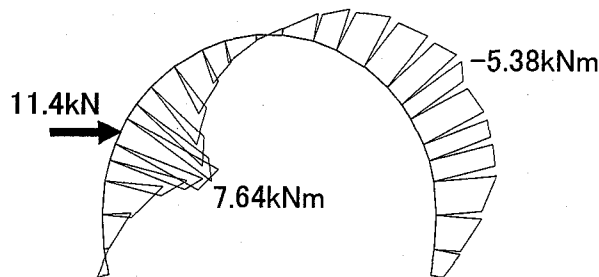


図-8 曲げモーメント図 (ケース2: PPF)

が進むにつれ、左脚部の回転にともない脚部からモーメントが反力として導入されるようになり、ひび割れ発生後の荷重の低下の程度が右方向載荷と比べて小さくなっている。

(3) 曲げモーメント

各ケースにおけるひび割れ発生直前の曲げモーメント図を図-7、図-8に示す。ここで、曲げモーメントは覆工の外側と内側に貼付したひずみゲージの値を用いて算出したものである。両ケースともアーチ左肩（載荷位置）にてまず最初にひび割れが発生しているが、曲げモーメントも同箇所が最も曲げモーメントが大きくなっており、このことからそれが確認できる。同時に、アーチ右肩においても曲げモーメントが大きくなっており、文献³⁾で示したような覆工の断面力状態が再現できたものと考えられる。なお、今回の実験では軸力はほとんど発生しなかった。

(4) ひび割れ幅

図-9に載荷中のアーチ肩部覆工内面側のひび割れの幅の変化を示す。ここで、ひび割れ幅については、各載荷ステップの載荷終了時の値で、最も大きなひび割れをまたいで取り付けた2つのゲージの値の平均値で示している。いずれのケースも、ひび割れは発生後はほぼ変位に比例して増加していることがわかる。ケース1（無筋）は、40mm変位させたときのひび割れ幅は約4mm程度である。なお、ひび割れが閉じる方向

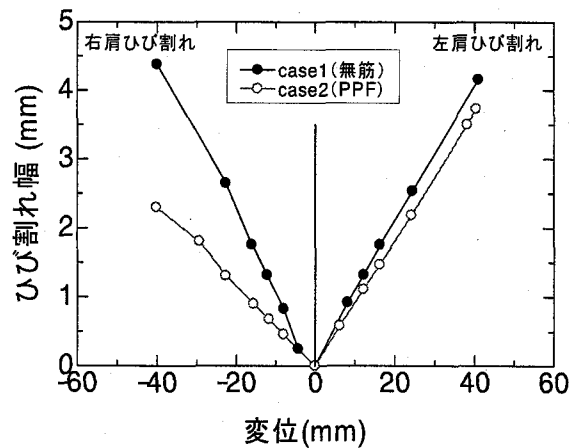


図-9 ひび割れ幅の推移 (ケース1: 無筋)

に載荷した場合はひび割れ幅はほぼ0であった。ケース2（PPF）の場合は、右肩については、ひび割れが複数発生し、1本あたりの幅は小さくなったものの、左肩については、ケース1と同程度のひび割れ幅という結果であった。左肩については載荷初期には複数のひび割れが入ったものの、最終的にはひび割れは1本が大きく成長した。このため、ケース1との差が小さくなったものと考えられる。

繊維補強により、無筋コンクリートと比ベトンネルのじん性を高めることができるが、今回の載荷条件、繊維、配合では、ひび割れを分散させるまでには至らなかった。耐震性を向上させるための繊維の種類、混入率等については、今後検討を深度化させていく必要があると考えられる。

(5) まとめ

1/4 スケール模型実験の結果を以下にまとめる。

① 無筋コンクリート (ケース 1)

約 40mm(実物 160mm 相当)の変形を与えたが、曲げひび割れが発生するのみでぜい性的な破壊やはく落は起こらず、アーチ形という形状の効果として、地山から大きな変形を受けても崩壊しないことが確認された。

② 繊維補強コンクリート (ケース 2)

ひび割れ発生荷重については無筋コンクリートとほぼ同様であるが、ひび割れ発生後については、補強繊維の効果により変形性能の向上が確認できた。

3. シミュレーション解析

(1) 概要

次に、模型実験のシミュレーション解析を行う

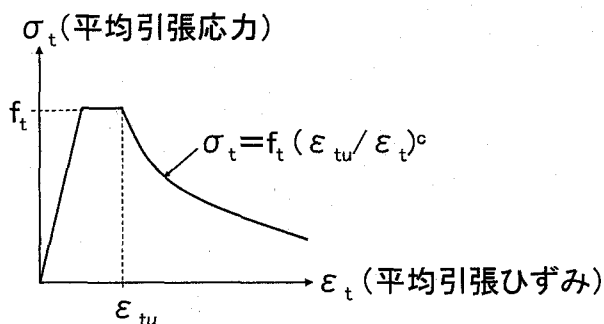


図-10 ひび割れ発生後の軟化挙動のモデル

表-6 解析条件

コンクリートの圧縮強度	$f'_c = 24.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの引張強度	$f_t = 0.23 f'_c{}^{2/3} = 1.96 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
ひび割れ発生時のひずみ	$\epsilon_{tu} = 102.9 f'_c{}^{1/6} = 175 \mu$
軟化係数 (ハ・ラメ-タ)	$c = 0.1 \sim 0.3$

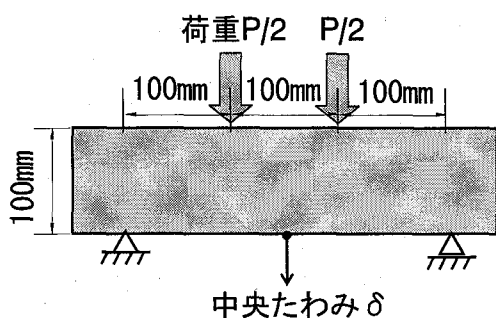


図-11 要素試験

た。なお、今回の実験はひび割れの発生、進展が関連するため、シミュレーション解析は、これらを考慮することのできる非線形FEM解析により実施した。

なお、シミュレーション解析については、ケース2 (PPF) について実施した。これは、ケース1 (無筋) については曲げ破壊が極端にぜい性的に生じるため、その破壊時の挙動を適切に表現するのが困難であったためである。

(2) 解析に用いた物性値

解析コードには WCOMD を用いた。このコードは、鉄筋コンクリート要素のひび割れ発生後の軟化挙動を、図-10 に示すように、引張強度 f_t 、ひび割れ発生時のひずみ ϵ_{tu} 、軟化係数 c を用いて表現するもので、鉄筋コンクリート部材の構造解析に使用されている⁶⁾。

解析に用いた物性値を表-6 に示す。コンクリートの圧縮強度 f'_c については一軸試験の結果を用いた。軟化係数 c については、 c が大きいとひび割れ発生後の応力低下の程度が大きくなる挙

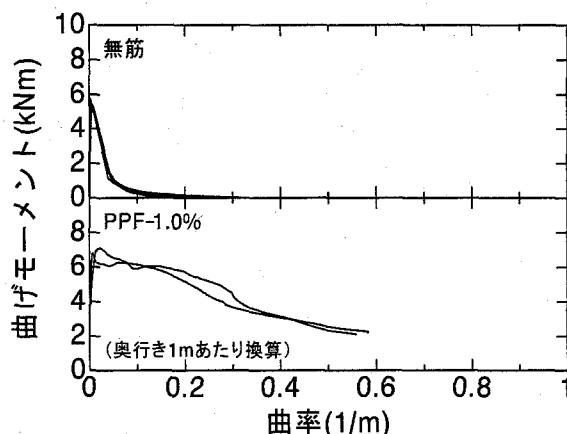


図-12 試験により得られたM～φ曲線

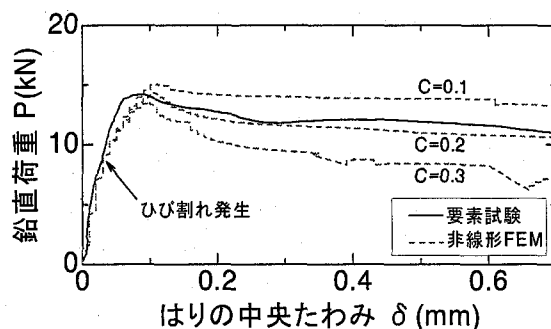


図-13 要素試験の同定解析結果

動を示す。一般には RC 構造の場合には 0.4 が用いられるが、今回は繊維補強コンクリートに適用することからパラメータとし、要素試験 (梁の曲げ試験) を行い、試験の再現解析を行って同定することとした。

(3) 要素試験と同定解析

図-11に要素試験の模式図を示す。要素試験は三等分点載荷試験により行うこととし、模型実験と同じ材料を用いて実施した。供試体は、縦100mm×横100mm×長さ400mm (載荷スパン300mm) の梁である。試験ケースは、繊維補強コンクリート (PPF) の他、比較対象として、無筋コンクリートについても実施した。配合・強度その他は1/4スケール実験と同じである。試験により得られたM～φ曲線を図-12に示す。図より、破壊挙動については、無筋コンクリートは、ひび割れ直後に曲げモーメントが急激に減少し、ぜい性的に破壊するのに対し、繊維補強コンクリート (PPF) は、ひび割れ後の曲げモーメントの減少は無筋に比べて緩やかであり、ひび割れ発生後もある程度曲げモーメントを保持することが確認された。

図-13に PPF の場合の要素試験結果と、同定

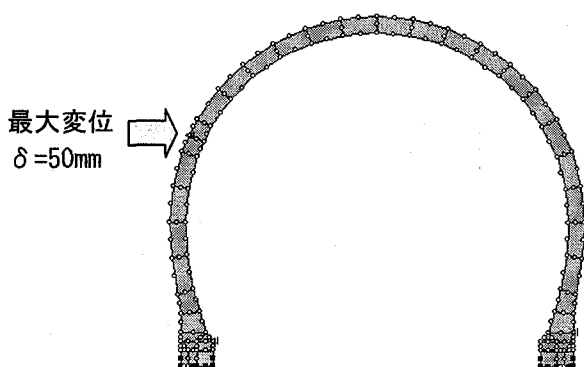


図-14 解析モデル

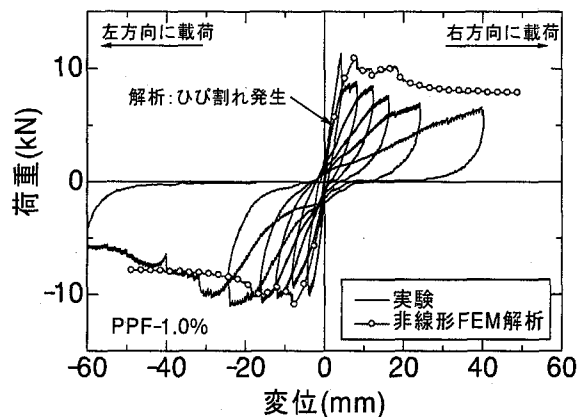


図-15 解析結果

解析の結果を示す。図中には $c=0.1\sim0.3$ の場合の解析結果を示すが、 $c=0.2$ とした場合に荷重～変位曲線は良い一致を示したことから、シミュレーション解析においてはこの値を用いることとした。なお、ピーク荷重時のはりの中央たわみについては両者で差が見られた。図中には、解析中のひび割れの発生状況も示したが、解析においては実験よりもひび割れが早く発生し、これにより剛性の低下が生じている。これがピーク荷重時の鉛直変位量の差の原因となっていると考えられる。

(4) シミュレーション解析

これらの結果に基づき、解析コード WCOMD を用いて 1/4 スケール模型実験のシミュレーション解析を行った。解析モデルを図-14 に示す。要素については、8 節点要素を用いて表現している。また、脚部～反力床間については、ジョイント要素を用いてモデル化し、荷重を受け脚部が浮き上がる場合には解析上もこれが表現できるようになっている。

図-15 に解析結果を示す。解析結果については、正方向への荷重解析の結果を原点を中心として点対称に複写し負方向についても同時に記載し

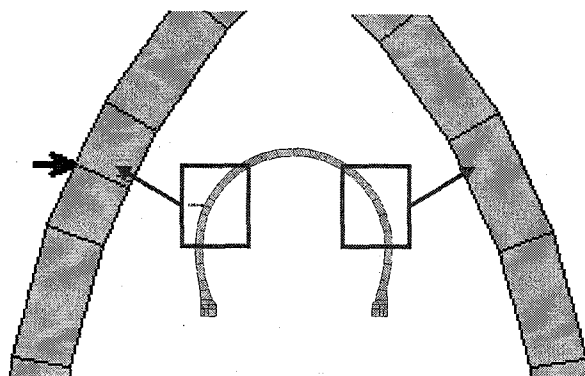


図-16 ひび割れの発生状況
(荷重部ひび割れ発生時: $\delta=3.0\text{mm}$)

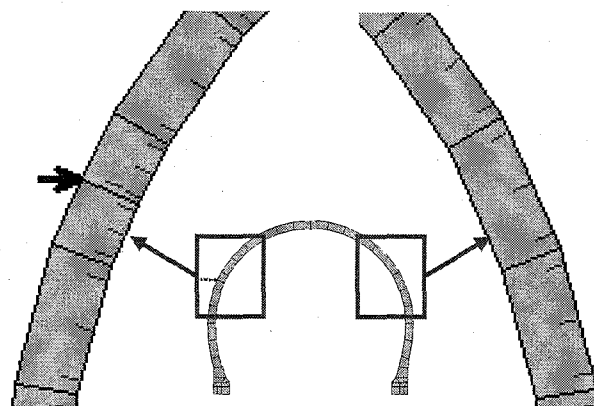


図-17 ひび割れの発生状況
(最大荷重時: $\delta=7.7\text{mm}$)

ている。これより、WCOMD を用いた解析により、実験により得られた荷重～変位曲線、すなわち、ひび割れ発生による荷重の低下、剛性の低下がよく表現できていることがわかる。ただし、最大荷重に至るまでの剛性については、要素試験の同定解析と同様、実験と比較して解析の方が小さい傾向がある。これについては、ひび割れの発生点を図中に同時に示すが、解析は実験に比べてひび割れが入り始める変位量が小さく、解析ではひび割れ発生にともない剛性が低下して、実験との差が生じたものと考えられる。

図-16 にひび割れ発生時のひび割れ状況を、図-17 に最大荷重時のひび割れ状況を示す。図においては、各要素の積分点 (9 箇所) について、計算されたひずみがひび割れ発生時のひずみ ε_{tu} を超過した積分点について、ひび割れの有無とひび割れの発生方向を示したものである。荷重に伴いまず荷重点 (アーチ左肩) の内面側にアーチ半径方向にひび割れが入り、荷重点変位 δ の増加に伴い、荷重点の内面側や荷重点の反対側 (アーチ右肩) の外面側でもひび割れが発生

するようになることがわかる。また、載荷点変位が大きくなると、載荷点においては、要素の中央の積分点でもひび割れが入る（ひび割れ深さが深くなる）ことが確認できる。

ただし、実験と比較して、解析ではひび割れが広範囲に分布するという結果となった。これについては、繊維補強コンクリートの軟化挙動のモデル化等に起因するものと考えられるが、今回の解析ではひび割れの集中を適切に表現するまでには至らなかった。

4. まとめ

本研究では、小土被り土砂地山における NATM トンネル覆工コンクリートの耐震性を把握するため、実トンネルの1/4の覆工模型を製作して載荷試験を行った。また、非線形解析手法によるシミュレーションを行い、模型実験の再現解析を行った。以下に本研究のまとめを示す。

①模型実験

無筋の覆工であっても、アーチ形という形状の効果として曲げひび割れが発生するのみでぜい性的な破壊やはく落は起こらず、地山から大きな変形を受けても崩壊しないことが確認された。また、補強繊維の混入による覆工の変形性能の向上が確認できた。

②数値解析

部材のひび割れの発生、進展を考慮した非線形 FEM 解析によるシミュレートにより、繊維補強コンクリートのひび割れ発生後の変形挙動を適切に表現できることが確認できた。

5. 今後の課題

本研究では、模型実験により地震時における覆工のひび割れの進展や破壊モードを確認した。今後は、実際に予想される地震時の地盤変位を与えて解析を行い、実トンネルの耐震性に関する検討、繊維補強コンクリートの適用性に関する検討を行っていく予定である。また、無筋、繊維補強コンクリートでのひび割れの発生、進展等についても実際の挙動をより適切に表現できる手法を今後検討していきたい。

謝辞

本研究の遂行にあたって実験、解析に協力頂いた、鹿島技術研究所平石剛紀氏、ジェイアール総研エンジニアリング本田国保氏、西村隆義氏に深甚なる謝意を示すものである。

参考文献

- 1) 例えば、北川隆他、低土被り土砂地山トンネルの掘削時挙動の分析、トンネル工学報告集、Vol.15, pp.203-210, 2005.12
- 2) 吉川恵也、鉄道トンネルの震災事例調査、鉄道技術研究報告、No.1123, 1979
- 3) 朝倉俊弘他、山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム、土木学会論文集、No.659/III-52, pp.27-38, 2000.9
- 4) 清水満他、新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害、トンネルと地下、Vol.36, No.5, pp.37-44, 2005.5
- 5) 宮林秀次他、NATMトンネルの覆工コンクリートの耐震性に関する基礎的実験、トンネル工学報告集、Vol.15, pp.15-22, 2005.12
- 6) 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、1991