

NATMトンネルの覆エコンクリートの 耐震性に関する基礎的実験

Basic Tests on Earthquake-Resistance of NATM Tunnel Linings

宮林秀次¹・野々村政一²・奥利之³・野城一栄⁴・有賀貴志⁴

Hidetugu Miyabayashi, Masaichi Nonomura, Toshiyuki Oku,
Kazuhide Yashiro and Takashi Aruga

¹正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 計画部 計画課 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

h.miyabayashi@jrtt.go.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 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東北新幹線建設局 工事第三課 (〒020-0034 盛岡市盛岡駅前通1-41)

⁴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 : 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低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という事実である。例えば、昨年10月に発生した新潟県中越地震では、震源近傍の一部のトンネルで深刻な被害が生じ、復旧までに2ヶ月以上を要し、運転再開時期を左右した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。

以上のような背景から、今回、低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、数値解析を行った。

模型実験においては、覆工の変形性能を把握するために実トンネルの1/4の覆工模型を製作して載荷試験を行った。また、数値解析においては、等価線形化法によるシミュレーション手法を提案し、模型実験の再現解析を行っている。

2. 被害メカニズムとモデル化の考え方

低土被り未固結地山は比較的軟弱な地盤であることから、通常の岩盤などと比較して地震動が

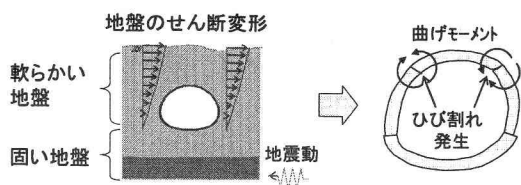


図-1 低土被り未固結地山トンネルの地震時挙動²⁾

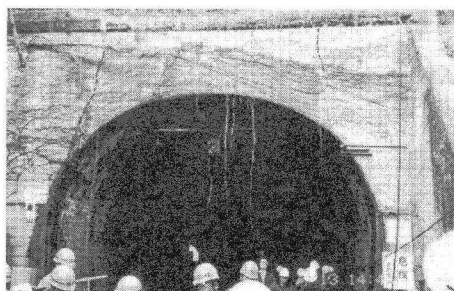


写真-1 トンネル被害例

増幅し地盤の変形が大きくなる傾向にある。このような地盤にあるNATMトンネルは、地震時において開削トンネルやシールドトンネルと同様な挙動をすると考えられる。すなわち、見かけの単位体積重量が周辺地盤よりも小さいか同程度であるため、構造物が地震時は固有の振動を起こすことはなく、地震時の挙動は周辺地盤の相対変位にもっぱら支配されると考えられる。

以上のことから、地震時のトンネルは図-1に示すようにせん断変形が支配的となり覆工には肩部にひび割れが生じると考えられる。このようなメカニズムで地震の被害を受けた神戸電鉄東山トンネルの例を写真-1に示す。

トンネルは地中構造物であるため、地震被害を再現する実験においては、地盤とトンネルの双方をモデル化し地盤～トンネル間の相互作用を考慮することのできる土中実験が望ましいが、一方で、土中実験は地盤をモデル化することにより不確定要素が増加するという問題がある。

ここで、NATMトンネルの覆工は、通常は地山と支保の相互作用によってトンネルの安定が達成された後に施工されるため、安定した地山内では覆工に常時の荷重が作用しないと考えられる。また、吹付けコンクリートと覆工とは防水シートやアイソレーションシートで分離されており、地山からのせん断力や引張力が作用しないと考えられる。

以上の検討から、今回は検討の最初のステップと考え、実験を簡略化して気中において行う

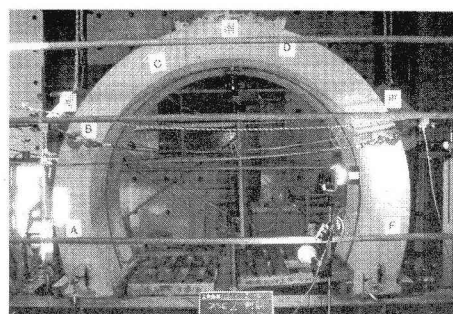


写真-2 実験模型の外観

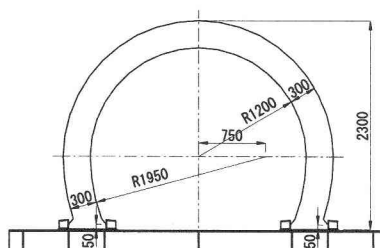


図-2 覆工模型の寸法

こととした。すなわち、実験においては、覆工に水平方向に一点載荷することによりせん断変形を与えることにした。

3. 模型実験

3.1 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。実験模型の外観を写真-2に、覆工模型の寸法を図-2に示す。模型の寸法は、実験装置の制約により実物の1/4としたが、覆工の厚にさはひび割れの進行状況や破壊モードを確認することを優先し、実トンネルと同様の繊維を使用することのできる巻厚300mmを採用した。なお、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が存在することから今回インバートはモデル化していない。

(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ほか、覆工の補強材として、一般的な鋼繊維(SF)を混入したケースと近年使用実績が増加してきたポリプロピレン繊維(PPF)を混入したケースの計3ケースについて行った。混入率についてはSFについてはトンネルに対して一般的に用いられるVol.0.5%とした。PPFについては、SFと同等のじん性を持たせるためにはSFより混

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） 48mm×Φ0.78mm	1.0	近年使用実績が増加
3	鋼繊維（SF） 48mm×Φ0.75mm	0.5	覆工補強として一般的

表-2 コンクリートの材料条件

セメント	普通ポルトランド
C	284～334kg
W/C	60%
Gmax	20mm
実験時の強度	18～24MPa（7日強度）

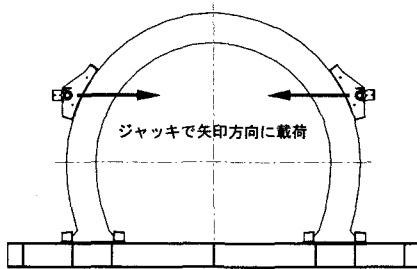


図-3 荷重位置

入率を大きくする必要があるが、施工上の上限が1%程度であることから、Vol.1%とすることとした。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、荷重については上記と同程度の強度に達する打設7日後に実施することとした。コンクリートの材料条件を表-2に示す。

(4) 荷重方法

実験における荷重位置を図-3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の位置の肩部に荷重板を取り付け、ジャッキによりワイヤーを介して左右交互に交番荷重する。制御方法は変位制御とし、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発生後の変位（＝δ）を基準として、±1δ、±2δ、±3δ・・・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右肩の荷重箇所から左方向（変位マイナス方向）に荷重している。ま

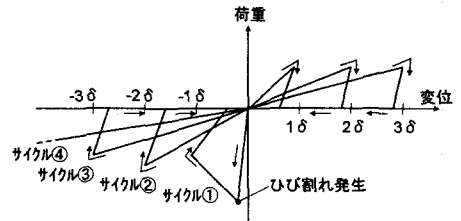


図-4 荷重ステップの概念図

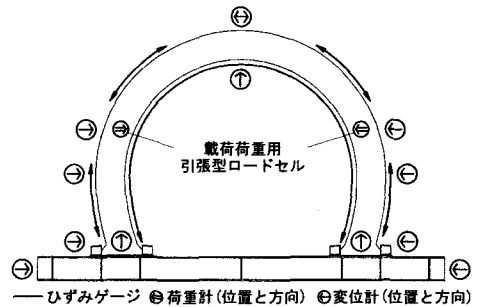


図-5 計測項目

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-4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、トンネルの変形性能を把握した。計測項目を図-5に示す。

3.2 実験結果

(1) ひび割れ発生・進展の状況

a) ケース1（無筋）

表-3にケース1におけるひび割れ発生・進展の状況を示す。ステップ1で左方向に荷重すると、荷重箇所（アーチ右肩）の覆工内側に開口幅5mm以上の曲げひび割れが発生し、直後に天端左側の覆工外側にも曲げひび割れが発生した。なお、いずれも覆工を貫通するひび割れである。天端左側のひび割れは、荷重箇所（アーチ右肩）のひび割れよりも少し上に発生しているが、これは概ね写真-1で示した破壊形態と同じである。

次に、ステップ2で右方向に荷重すると、ステップ1で発生したひび割れの開口側は閉じ、その反対側が開口した。

ステップ3～8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

表-3 ひび割れ発生・進展の状況（ケース1：無筋）

STEP1 ($\delta=-1.5\text{mm}$, $P=55.3\text{kN}$) ひび割れ発生・貫通 ($t=3\text{mm}$)	STEP2 ($\delta=10.7\text{mm}$, $P=9.7\text{kN}$) 開口側の反対側 が開口する
STEP9 ($\delta=-48.6\text{mm}$, $P=17.4\text{kN}$) ずれ発生	STEP10（最終） ($\delta=-57.0\text{mm}$, $P=21.0\text{kN}$) 57mm変位させても 崩壊することはない

表-4 ひび割れ発生・進展の状況（ケース2：PPF）

STEP1 ($\delta=-1.8\text{mm}$, $P=56.8\text{kN}$) ひび割れ発生 ($t=0.3\text{mm}$)	STEP2 ($\delta=1.8\text{mm}$, $P=54.3\text{kN}$) ひび割れ貫通 ひび割れ発生
STEP9 ($\delta=-22.4\text{mm}$, $P=48.6\text{kN}$) ひび割れ開口部で 繊維が確認できる	STEP15（最終） ($\delta=58.5\text{mm}$, $P=25.3\text{kN}$) 59mm変位させても 崩壊することはない ずれの発生もない

大きくなるに従いひび割れの開口量が大きくなった。

ステップ9では、天端左側のひび割れの開口がさらに進展して急激に大きな「ずれ」が生じた

ステップ10（天端変位 $\delta=-57\text{mm}$ ）まで荷重を行ったが、覆工は大きく変形したものの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 1.0%)

表-4にケース2におけるひび割れ発生・進展の状況を示す。ステップ1で左方向に荷重すると、荷重箇所（アーチ右肩）の覆工内側に開口幅0.3mm程度の曲げひび割れが発生した。なお、ケース1とは異なり、ひび割れは覆工を貫通しなかった。

次に、ステップ2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。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3で再び左方向に荷重すると、ステップ2でひび割れが発生した荷重箇所（アーチ左肩）の反対側が開口してひび割れが貫通した。

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。ただし、微視的に観察すると細かいひび割れが複数発生して分散し、ケース1と比較するとひび割れの開口幅は小さいものであった。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。

ステップ9ではひび割れの開口が進み、PPFははっきりと確認できるようになったが、ケース1とは異なり覆工の「ずれ」は生じなかった。

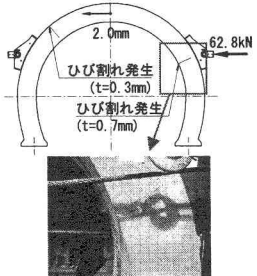
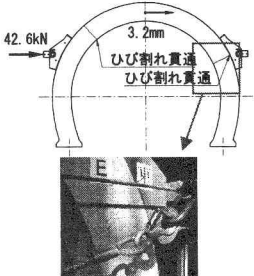
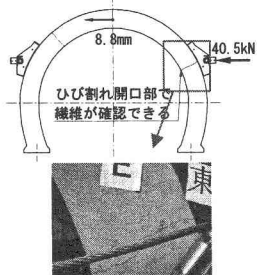
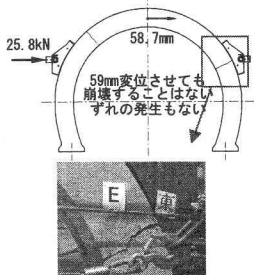
ステップ15（天端変位 $\delta=58.5\text{mm}$ ）まで荷重を行ったが、覆工は大きく変形したもののアーチ構造を保ち崩壊しないことが確認された。

c) ケース3 (SF 0.5%)

表-5にケース3におけるひび割れ発生・進展の状況を示す。ステップ1で左方向に荷重すると、荷重箇所（アーチ右肩）の覆工内側に開口幅0.7mm程度、続いてアーチ左肩部に開口幅0.3mm程度の曲げひび割れが発生した。なお、ケース1と異なり、ひび割れは覆工を貫通しなかった。

次に、ステップ2で右方向に荷重すると、ステップ1で発生した2箇所のひび割れは開口側が閉

表-5 ひび割れ発生・進展の状況 (ケース3 : SF)

STEP1 ($\delta=-2.0\text{mm}$, $P=62.8\text{kN}$) 	STEP2 ($\delta=3.2\text{mm}$, $P=42.6\text{kN}$) 
STEP5 ($\delta=-8.8\text{mm}$, $P=40.5\text{kN}$) 	STEP15 (最終) ($\delta=58.7\text{mm}$, $P=25.8\text{kN}$) 

じ、その反対側が開口しひび割れが貫通した。

ステップ3～4は、ステップ1、2のひび割れの状況が繰り返された。なお、载荷ステップが進み天端変位が大きくなるに従い、ひび割れの開口幅が大きくなった。ただし、微視的に観察するとケース2と同様に細かいひび割れが複数発生して分散し、ひび割れの開口幅は小さいものとなった。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。

ステップ5ではひび割れの開口が進み、SFがはっきりと確認できるようになったが、ケース1とは異なり覆工の「ずれ」は生じなかった。

ステップ15 (天端変位 $\delta=-58.7\text{mm}$)まで载荷を行ったが、覆工は大きく変形したもののアーチ構造を保ち崩壊しないことが確認された。ただし、コンクリートとSFの付着が切れる箇所がいくつか確認された。

(2) 荷重と変位との関係

各ケースにおける荷重～変位曲線を図-6に示す。いずれのケース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55～63kN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

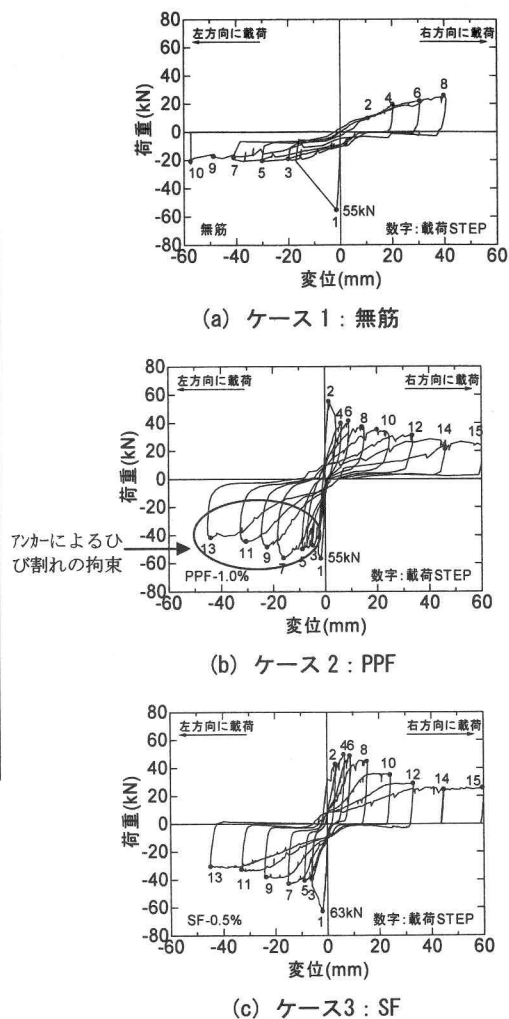
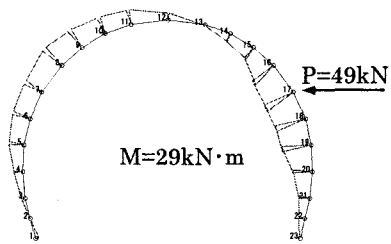


図-6 荷重～変位曲線

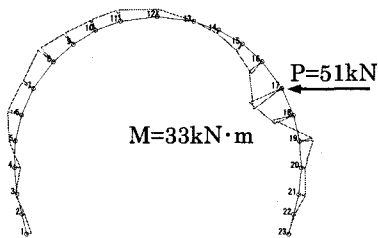
れ発生強度であるコンクリートの引張強度はほとんど変わらないが、今回の実験においては破壊形態がほぼ純曲げによる曲げ引張破壊であったため、アーチ構造体におけるひび割れ発生荷重についても各ケースほぼ同様の値となったものと考えられる。

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)、ケース3 (SF) については荷重の低下、変位の増加は緩やかである。4.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。

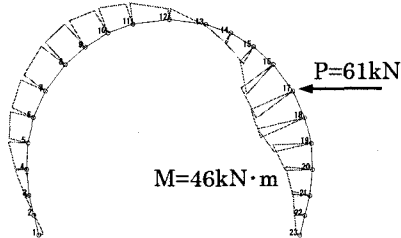
なお、繊維補強を行ったケース2、3ではピー



(a) ケース 1：無筋



(b) ケース 2：PPF



(c) ケース 3：SF

図-7 曲げモーメント図

ク強度後の変形の進行と共に荷重も漸減し、最終の残留荷重については、ケース2の左方向荷重を除き概ね20～30kNに収斂した。繊維補強を行った場合でも、変形が一定量を超えるとひび割れ部における曲げ剛性が低下し、無筋の場合との差が小さくなるものと考えられる。なお、ケース2の左方向荷重においては、実験中荷重版固定用のアンカーによりひび割れが拘束されたため、荷重の低下が小さくなっている。

(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に示す。ここで、曲げモーメントは覆工の外表面と内面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。全てのケースでアーチ右肩（荷重位置）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。なお、アーチ右肩（荷重位置）およびアーチ左肩において曲げモーメントが大きくなっており、図-1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) 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 60mm(実物 240mm 相当)の変形を与えたが、曲げひび割れが発生するのみで脆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、大きな変形に対しても対抗できることが確認された。ただし、大変形時には覆工のずれが生じた。

② 繊維補強コンクリート（ケース 2, 3）

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。また、無筋コンクリートで見られたようなずれは生じなかった。また、部材実験において PPF よりも曲げ性能が優れる SF の方が、アーチ構造体としても変形性能に優れることが確認された。

4. 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った。シミュレーション解析は、将来の実トンネルの解析への適用を視野に入れ、比較的簡易に解析を行うことができる骨組モデルを用いた等価線形解析により行うこととした。ただし、等価線形解析には部材の曲げ性能（ $M \sim \phi$ 曲線等）が必要となるが、繊維補強コンクリートも含めた無筋コンクリートの曲げ性能の算定式は、現状では一般的に用いられているものがないため、曲げ性能を要素試験（梁の曲げ試験）より求めることとした。

(2) 要素試験

要素試験は三等分点荷重試験により行うこととし、無筋、PPF、SFの各コンクリートについて解析に先立ち実施した。供試体は、縦300mm×横300mm×長さ1200mm（荷重スパン900mm）の梁である。試験ケースは、模型実験に合わせ、無筋コンクリート、繊維補強コンクリート（PPF、SF）の3ケースである。配合・強度その他は1/4スケール実験に準じている。試験により得られた、 $M \sim \phi$ 曲線を図-8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

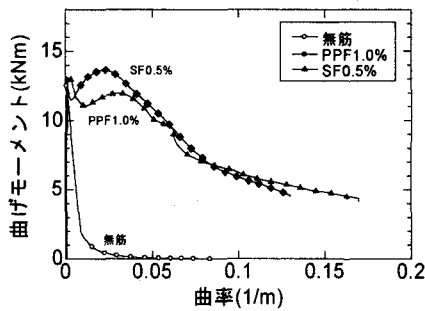


図-8 試験により得られたM～φ曲線

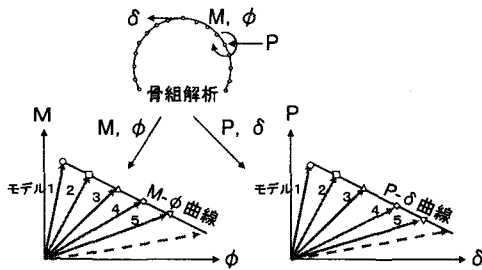


図-9 等価線形化法による解析の概念図

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・SF) 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。また、混入率に関しては、SFはPPFに比べて低い混入率で同じ曲げモーメントを保持することができることがわかった。

(3) 解析手法

解析は骨組解析を用いた等価線形化法によった。図-9に解析手法の概念図を示すが、解析はひび割れ部の剛性を変化させた複数の線形解析からなっており、具体的な解析方法は以下の通りである。

まず、骨組解析により、荷重Pを増加させつつ各要素のM、φを求める(モデル1)。これらをM～φグラフ上にプロットし、要素試験で得られた曲げ性能(M～φ曲線)に達していたら解析を終了する。次に、M～φ曲線に達した要素の剛性を、M～φ曲線にとどまるように試行錯誤的に低下させ、再び荷重Pを増加させつつ各要素のM、φを求める(モデル2)。この作業を繰り返し(モデル3～)、全体系としてのP～δ曲線を求める。ここで、実際は、ひび割れが発生

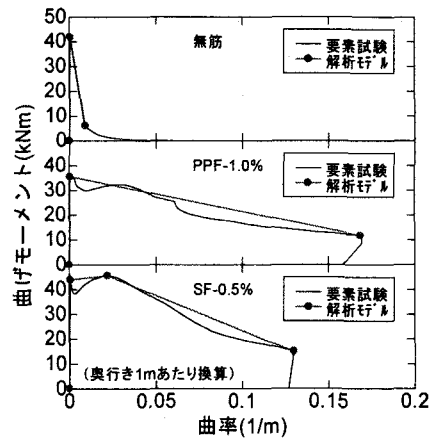
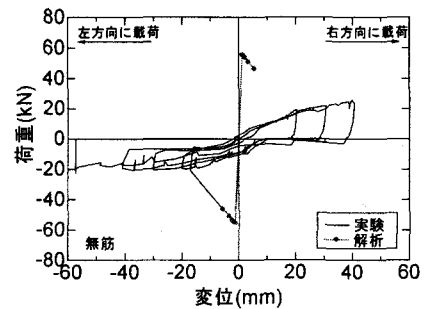
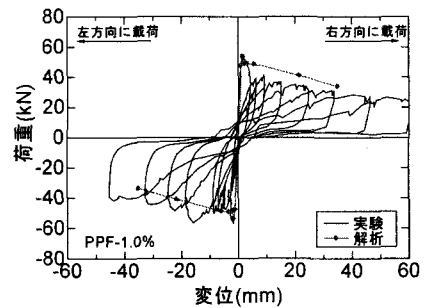


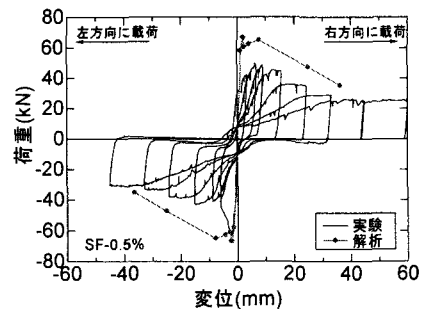
図-10 モデル化されたM～φ曲線



(a) ケース1：無筋



(b) ケース2：PPF



(c) ケース3：SF

図-11 解析結果(荷重～変位曲線)

し曲げ剛性の低下を生じたのは主としてアーチ両肩の2箇所であったため、解析においては、主にこれらのひび割れ箇所に相当する要素に着目していれば十分である。なお、 $M-\phi$ 曲線については簡単のため、今回、バイリニアあるいはトリリニア曲線によりモデル化した(図-10)。なお、実際の実験は載荷、除荷の繰り返しにより交番載荷を進めていくが、本解析においては一方向に載荷する、いわゆるプッシュオーバー解析によりシミュレートすることを試みた。

(4) 解析結果

図-11に実験と解析から得られた荷重～変位曲線荷重～変位曲線を示す。

解析結果より、ケース1において、変位が大きくなったときの剛性、荷重の低下が十分にシミュレートできていない問題はあるものの、ひび割れ発生に伴う曲げ剛性の低下、載荷重の低下が表現できており、全般的に覆工の変形挙動を適切に評価できたものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、低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、等価線形化法によるシミュレーション手法を提案し、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

覆工においては、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脆性的な破壊やはく落は起こらず、大きな変形に対抗できることが確認された。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

部材の曲げ性能を考慮した等価線形化法によるシミュレートにより、無筋コンクリート、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。

6. 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。しかし、覆工厚を実トンネルと同様の300mmとしており、トンネル覆工全体系としての急激なひび割れ進展等による脆性的な破壊起きなかった。今後は覆工厚についても模型と同縮尺とした実験を行うことにより、トンネル覆工全体系の脆性的な破壊の有無を確認する予定である。

また、今回提案した解析手法を用い、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、繊維コンクリートの適用に関する検討を行っていく予定である。

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、第15巻、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、2005.5