

山岳トンネル覆工の内面補強に関する 実験的研究

岡野 法之¹・植村 義幸¹・小島 芳之¹・西藤 潤²・朝倉 俊弘²

¹正会員 財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）
E-mail:nokano@rtri.or.jp

²正会員 京都大学大学院 社会基盤工学専攻（〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂）

現在、JR 各社で供用されている山岳トンネルの半数以上は戦前に建設されており、変状も少なからず発生している。覆工材質としてはれんが・コンクリートブロック等によるブロック積みが相当量存在する。また、鉄道トンネルの場合、建築限界とトンネル覆工との離隔は小さく、一般に作業時間は線路閉鎖間合いと短い。このような条件下でも適用可能な、筆者らが考案した内面補強工法である帯板接着工法の補強効果を確認するため、大型トンネル覆工模型実験を実施した。その結果、現在使用実績が増加している繊維シート接着工法と同等以上の補強効果があり、特に、無筋コンクリート覆工に対して、アンカーを用いた押さえを併用することにより、耐荷・変形性能が大きく向上する等の結論を得た。

Key Words : tunnel lining, model test, internal reinforcement, unreinforced concrete, brickwork

1. はじめに

1880年、我が国初の鉄道山岳トンネルである逢坂山隧道が供用されてから約130年が経過し、現在、JR各社で供用されている山岳トンネルは約3,700本、総延長で約2,200kmにも及ぶ。そのうち半数以上は戦前に建設されており、覆工材質としては無筋コンクリートが大半を占めるものの、昭和初期まで用いられていた石・れんが・コンクリートブロックによるブロック積みも相当量存在する。また、外力により変形が生じているトンネルを始め、建築限界とトンネル覆工との離隔がほとんどないトンネルもある。

トンネル覆工に変状が発生した場合の対策工法の種類は多数存在するが、近年では、内面補強工（「繊維シート接着工法」、「鋼板接着工法」が該当）¹⁾のうち、鋼板接着工法に比較して施工性がよく、内空をほとんど支障しない繊維シート接着工法の施工事例が増加している。しかし、繊維シート接着工法は接着材硬化までに剥離する恐れがあり、漏水箇所や覆工表面の不陸が大きい箇所への適用は困難である等の短所を有する。

そこで、筆者らはそれらの短所を克服しうる帯板（炭素繊維補強プレート等）とネットやシートを用いた新しい補強工法（以下、「帯板接着工法」と呼ぶ）を考案し、その補強効果を実験的に明らかにすることとした。

鉄道総研では、新幹線複線標準断面を想定した縮尺1/30の小型トンネル覆工模型実験装置²⁾を用いて、補強対策工の効果を検討し³⁾、変状対策工の設計法の確立に役立ててきたが、今回は、補強効果をより定量的に評価できる縮尺1/5の大型トンネル覆工模型実験装置⁴⁾を用いて従来の繊維シート接着工法と併せて帯板接着工法の補強効果を明らかにした。本論文では模型実験を通じて得られた耐荷・変形性能について述べる。

2. 帯板接着工法の概要

帯板接着工法の概要を図-1に示す。

本工法は、繊維補強プレート等（場合によっては鋼材も可）の帯板と、必要によりネットや繊維シート等とを組み合わせたものであり、覆工の耐力向上には帯板が、剥落防止には帯板およびその間に設置するネットや繊維シート等が寄与するものである。

提案工法は、鋼板接着ほどの補強効果はないものの、繊維シート接着工法と同等以上の耐荷・変形性能を有し、前述した繊維シート接着工法、鋼板接着工法の短所を補い、かつ、それらに比べ非常に施工性がよく、維持管理しやすいのが特徴である。

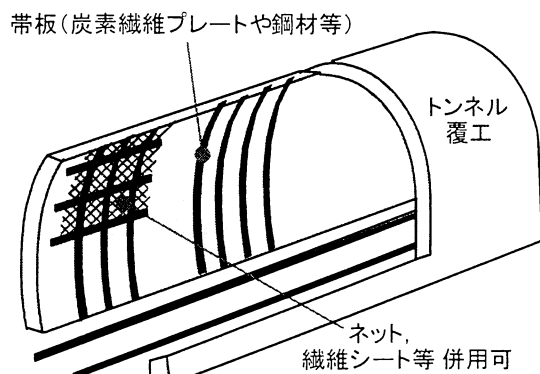


図-1 帯板接着工法の概要

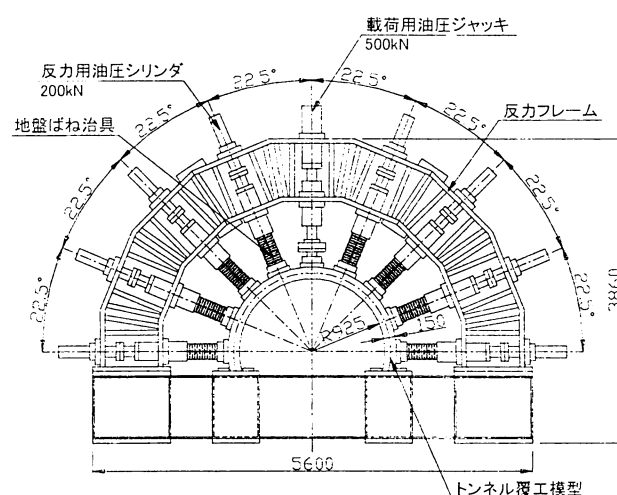


図-2 大型トンネル覆工模型実験装置の概要

3. 実験装置⁴

載荷試験に用いた大型トンネル覆工模型実験装置は、新幹線複線標準断面の縮尺1/5であり、反力フレーム、載荷用油圧ジャッキ、反力用油圧シリンダ等からなっている。装置の概要を図-2に、覆工模型寸法を図-3に示す。

覆工模型の周囲に地盤ばねを模擬した油圧シリンダ付きの皿ばねを配置しており、載荷用油圧ジャッキで与えた覆工模型の変形負荷を皿ばねの変形で受けることにより、覆工と地山との相互作用を模擬している。各装置の主な仕様を以下に示す。

・載荷用油圧シリンダ

最大載荷重：500kN（載荷圧 5.6MPa）

ストローク：250mm

・反力用油圧シリンダ

内径：φ125，ストローク：200mm

・皿ばね

寸法：外径 200mm×内径 102mm×厚さ 12mm

ばね定数：3000kN/m（皿ばね 20 枚/1箇所）

地盤反力係数換算：26MN/m³（洪積層相当）

（1箇所のみばねの受持範囲を 22.5° とし算出）

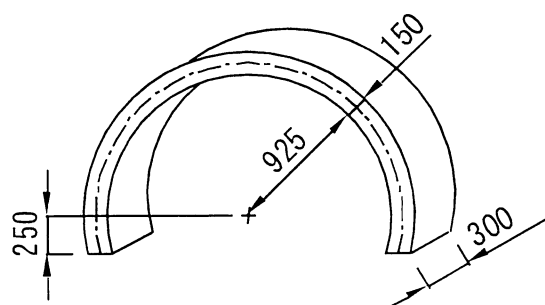


図-3 覆工模型寸法

表-1 実験ケース

ケース	覆工材質	補強工法	仕様
Case1	無筋 コンクリート	なし	—
Case2		繊維シート接着	AFS 目付量 56g/m ²
Case3		繊維シート接着	AFS 目付量 125g/m ²
Case4		帯材接着	CFP 幅 4mm 厚 1mm×3 本
Case5			CFP 幅 10mm 厚 1mm×3 本
Case6			CFP 幅 4mm 厚 1mm×3 本 + アンカー
Case7	れんが 積み	なし	—
Case8	れんが 積み	帯材接着	CFP 幅 4mm 厚 1mm×3 本

※ AFS：アラミド繊維シート

CFP：炭素繊維プレート

4. 実験条件

(1) 実験ケース

実験は無筋コンクリート覆工の補強なし⁴⁾を基本として、覆工材質（無筋コンクリート、れんが積み）、補強工法（繊維シート接着、帯材接着）とその仕様をパラメータとした表-1に示す8ケースとした。各補強工法とその仕様の詳細について図-4に示す。

a) 無筋コンクリート

繊維シート接着工法のケースでは、構造物の補強に一般的に用いられているアラミド繊維1方向シート（以下、「AFS」と記す）を選定し、内面全面に接着する。そし

て、目付量が最少の 280g/m² のものと 2 番目に多い 623g/m² のものの 1/5、すなわち、56g/m² の Case2 および 125g/m² の Case3 の 2 ケースとした。

帯材接着工法のケースでは、繊維プレートとして市販されている炭素繊維プレート（以下、「CFP」と記す）を選定した。仕様としては市販のプレートの中で最も寸法の大きい幅 50mm、厚さ 2mm のものを、50cm 間隔に配置することを標準と考えている。本工法における帯材には主に引張部材としての効果を期待しているので、実験におけるプレートの縮尺は、プレートの断面積が (1/5)²=1/25 の Case4 とプレートの接着面積が 1/5 の

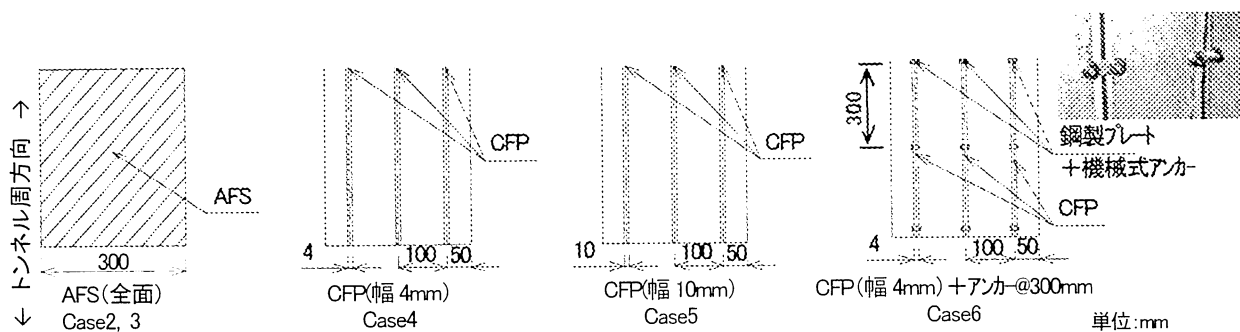


図-4 各補強工法とその仕様の詳細（覆工模型内面の状況）

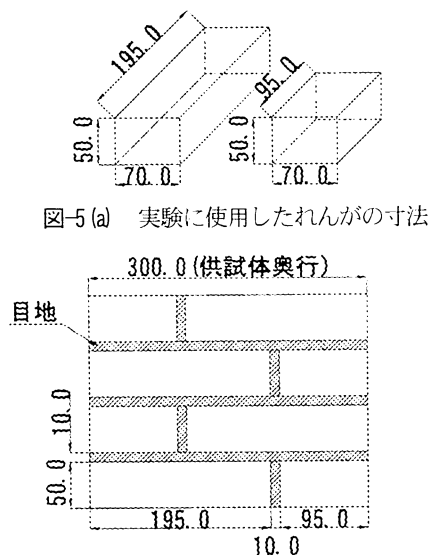


図-5(a) 実験に使用したれんがの寸法

図-5(b) れんが積み詳細図（覆工内面を臨む）

Case5, そして, プレーートの断面積が 1/25 で覆工モデルのトンネル周方向 300mm ピッチにアンカーを用いた押さえを併用した Case6 の 3 ケースについて実施した.

b) れんが積み

補強しない Case7^{*)}と帯板接着工法を施した Case8 の 2 ケースについて実施した. 帯板接着工法の仕様は, プレーート断面積の縮尺を合わせた CFP 幅 4mm, 厚さ 1mm×3 本のケースとした.

(2) 覆工模型

図-3に示したとおり, 実験に使用した無筋コンクリートおよびれんがの覆工模型は, 巻厚150mm, 内径925mmで, 奥行き方向は載荷板寸法と同じ300mm, スプリングラインから下は250mmとなっている.

コンクリート覆工模型は鋼製の型枠を用いて, 両脚部からの高さが均一となるように, バイブレータで締固めながらコンクリートを打設した. コンクリート覆工模型については覆工模型作成時に一軸圧縮試験用のテストピースを採取し, 一軸圧縮強さの確認を行い, 所定の強度が得られるまでの期間, 型枠を付けたまま養生を行った.

表-2 コンクリートおよびれんがの一軸圧縮試験結果

ケース No	材料	一軸圧縮強さ (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
Case1	無筋コンクリート	22.2	1.80×10^4	0.18
Case2		24.4	1.88×10^4	0.17
Case3		17.8	1.35×10^4	0.22
Case4		23.0	1.73×10^4	0.20
Case5		23.1	2.00×10^4	0.19
Case6		23.8	2.02×10^4	0.16
Case7	れんが	27.7	1.18×10^4	-
Case8		26.0	1.09×10^4	-

表-3 目地モルタルの配合

材令28日における目標強度	W/C (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m ³)			
			水 (W)	早強セメント (C)	石粉	細骨材 (S)
14N/mm ²	120	4.5	300	250	250	1255

表-4 補強材の物性

補強材	AFS	CFP
引張強度 (N/mm ²)	2,600	2,400
ヤング係数 (kN/mm ²)	118	156
破断伸度 (%)	1.8	—

補強を施すケースでは, 型枠脱型後, 接着面をサンダーケレンにより下地処理し, プライマー処理をしたのち, アラミド繊維シートの場合はエポキシ系含浸接着材により, 炭素繊維プレートの場合はエポキシ系パテ状接着材により, 補強材を接着した. そして, ケース6においては, 鋼製のプレートおよび機械式アンカーにより押さえを施した (図-4参照).

一方, れんが積み覆工模型については, 当時用いられていたれんがの物性に近い市販のオーストラリアれんがを使用した. 実トンネルのれんが寸法は, 一般に幅 110mm×高さ 60mm×長さ 220mm前後であるが, 実験では前述のオーストラリアれんがを切断し, 幅 70mm×高さ 50mm×長さ 195mmおよびその半割である幅 70mm×高さ 50mm×長さ 95mmの寸法とした (図-5(a) 参照).

そして、コンクリート覆工模型作成時に使用した型枠の前面側を取り外し、脚部から天端部に向けて目地材を塗布しながら、れんがを積み上げ作成した（図-5 (b) 参照）。使用した目地材はモルタルで、目地幅10mmとしてれんがの面まで満たされるようにした。

実験で用いたコンクリート、オーストラリアれんがの一軸圧縮強度試験結果を表-2に、目地モルタルの配合を表-3に、補強材の物性を表-4に示す。

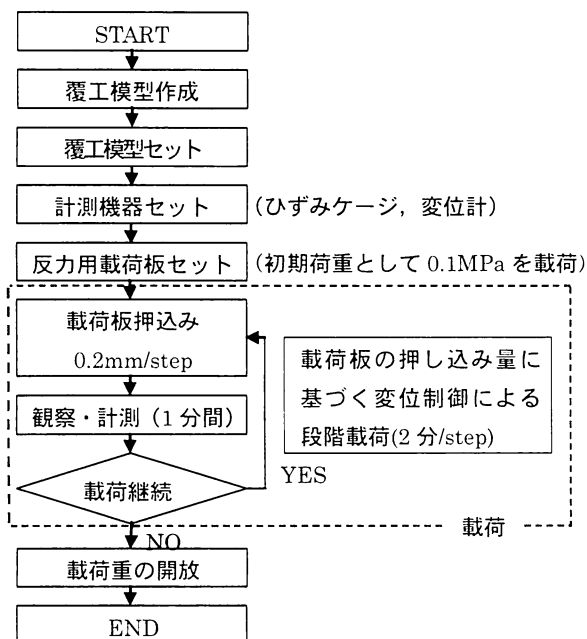


図-6 載荷手順

(3) 載荷手順および計測項目

載荷は変位制御による天端からの鉛直載荷とし、覆工模型は背面空洞および巻厚不足等の欠陥がなく、健全な状態とした。図-6に載荷手順を示す。

まず、試験体、計測機器をセットした段階で、試験体を安定させる目的で載荷用油圧ジャッキを除く反力用油圧シリンダー8本について、1本当たり初期荷重 0.1MPa (約 10kN) を与える。

そして、クラウン位置にある載荷用油圧ジャッキを用いて、載荷板押込み量 0.2mm/step の変位制御に基づく段階載荷を行う。1分間載荷した後、載荷を停止して1分間観察・計測するといったサイクルを繰り返し、所定の載荷板変位量まで載荷することを基本とした。

計測項目はトンネル内空変位 9箇所、ひずみゲージ 9箇所×側面の内外=18箇所および載荷荷重である。CFP

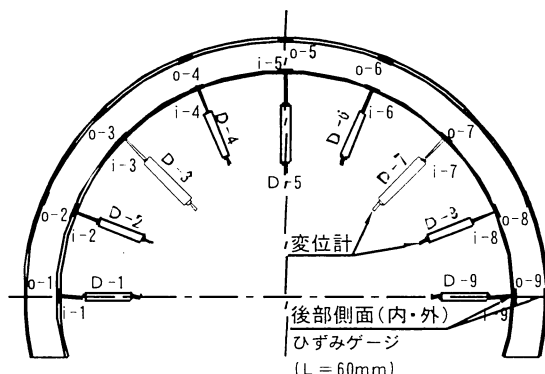


図-7 計測機器の配置

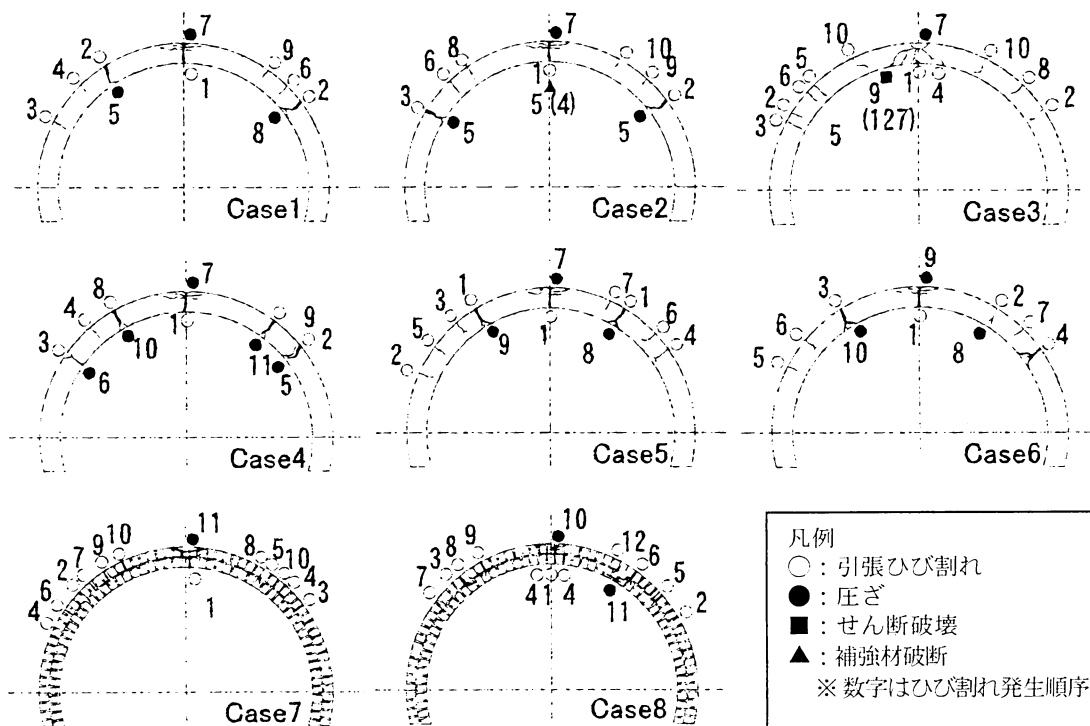


図-8 ひび割れ進展状況

を接着したケースでは CFP のひずみもコンクリートひずみゲージの位置に合わせ、9 箇所測定した。変位計およびコンクリートひずみゲージの配置を図-7 に示す。

5. 実験結果

本論文ではひび割れ等の発生状況と耐荷・変形性能（天端載荷重－天端沈下量の関係）について考察する。

(1) ひび割れ等の発生状況

図-8 に各実験ケースのひび割れ進展状況を示す。なお、ひび割れは模型縦断方向にほぼ直線に発生しており、最大でも表裏の差が 1cm 程度であったため、片面の発生状況を示している。

無筋コンクリートの場合、いずれのケースもまず天端内側に曲げ引張りひび割れ（以下、「ひび割れ」と記す）が発生し、その後アーチ肩部外側にひび割れが発生する。Case1 における天端内側に最初に発生する第 1 ひび割れとアーチ肩部に発生する 2 番目の第 2 ひび割れ発生直前のひずみ分布を図-9 に示す。第 1 ひび割れ発生直前には天端部の曲げひずみが大きくなり、第 1 ひび割れが発生するとアーチ肩部の曲げひずみが大きくなる現象をよく表している。これはケースによらず同じ傾向であった。

その後、圧縮せん断により破壊した Case3 を除き、アーチ肩部外側のひび割れが増加していく中で、天端部外側、アーチ肩部内側の圧ぎの発生へと進行していく。そして、アーチ肩部外側に発生するひび割れの数はいったい 3～4 個であった。これらを見る限り、補強の有無による顕著な違いは見られない。

一方、れんが積み覆工について見ると、天端内側にひび割れ→アーチ肩部外側にひび割れ→天端外側に圧ぎの順に発生し、ここまでは無筋コンクリートと同様であった。その後、アーチ肩部内側の圧ぎは Case8 の片側にしか発生せず、無筋コンクリートに比べ圧ぎしにくいことを把握した。

補強の有無に関しては、無筋コンクリートと同様、大きな差異は無かった。

(2) 耐荷・変形性能

図-10、図-12 および図-13 に天端載荷重と図-7 中 D-5 の天端沈下量の関係（以下、「荷重－変位曲線」と記す）を示す。実際には天端沈下量 60mm～80mm 程度まで荷重を行っているが、いずれのケースにおいても圧ぎの発生が確認され、実際のトンネルにおいて建築限界に支障すると考えられる天端沈下量 35mm（実物換算 175mm）までの結果を示している。なお、Case3 を除き荷重の低下は見られなかった。

a) 補強工法の補強効果の違い

ここでは、補強工法の補強効果の違いを明らかにすることを目的として、図-10 に示す Case1, 2, 4, 6 を比較する。

いずれのケースも天端部の第 1 ひび割れが約 0.5mm（Case1 と 2 が 0.4mm, Case4 と 5 が 0.5mm）で発生したが、第 1 ひび割れ発生までの荷重－変位曲線の傾き、すなわち剛性はほとんど同じであった。

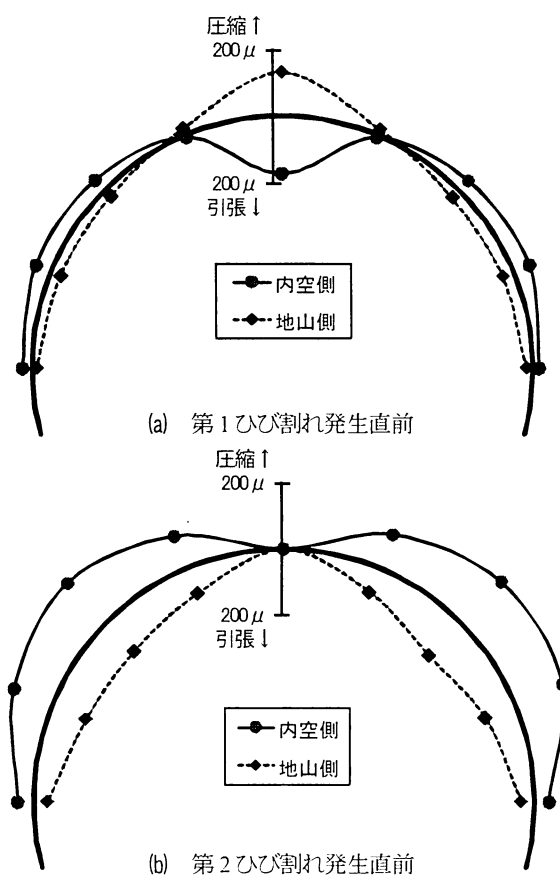


図-9 Case1 のコンクリートひずみ分布

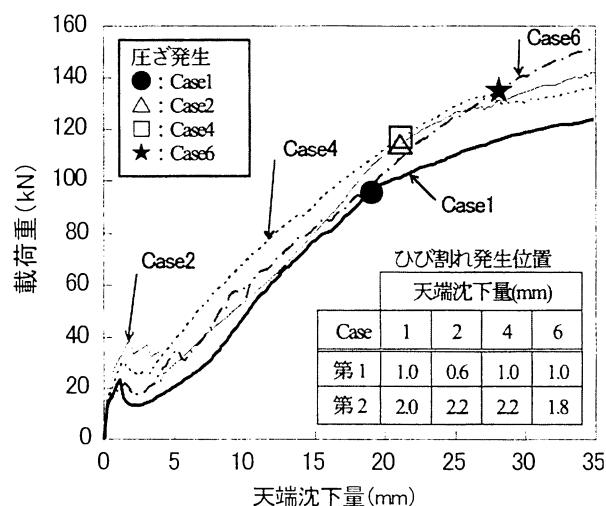


図-10 荷重－変位曲線 (Case1, 2, 4, 6)

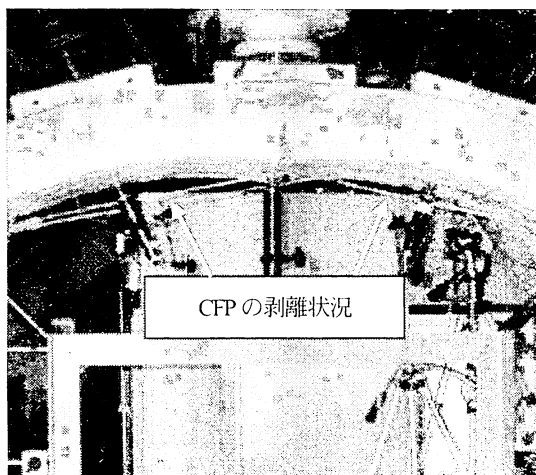


写真-2 Case4におけるCFP剥離状況

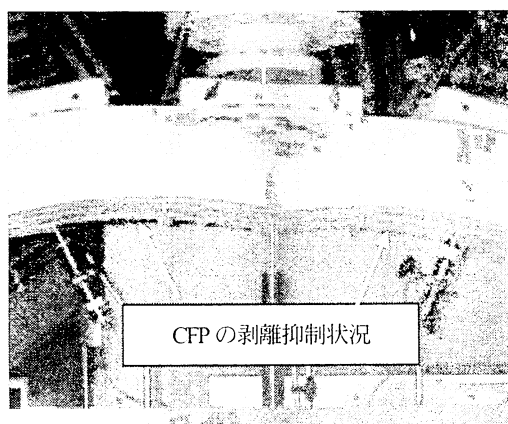


写真-3 Case6におけるCFP剥離抑制状況

補強なしの Case1 では、第 1 ひび割れ発生後、荷重－変位曲線の勾配が小さくなり、第 2 ひび割れ発生後急激に荷重が低下し、その後、緩やかに荷重が増加している。

目付量 40g/m^2 の AFS を覆工模型内面に接着した Case2 では、第 1 ひび割れ発生後も荷重－変位曲線の勾配は変化せず増加を続けていることがわかる。また、このケースで特徴的なのは天端沈下量約 4mm で AFS が天端部で破断し、荷重が大きく低下していることである。

幅 4mm の CFP を接着した Case4 では、Case1 と同様、第 1 ひび割れ発生後、荷重－変位曲線の勾配が緩くなり、第 2 ひび割れ発生後、荷重が低下するが、荷重低下の度合いは Case1 と比較して小さい。天端沈下量 1.8mm の時 CFP が剥離したが、その後の荷重－変位曲線の傾きは Case1 とほぼ同じである。Case4 の試験終了後の CFP 剥離状況を写真-2 に示す。

Case4 にアンカーを追加した Case6 について見ると、Case4 において圧ぎが発生する天端沈下量約 20mm までの傾向は同様であった。しかし、その後は天端沈下量 35mm までほぼ一定勾配で荷重が増加しており、耐荷力に優れていることがわかる。これは写真-3 に示すように、アンカーにより CFP の剥離が抑制されているためと考えられる。図-7 中最も大きな引張が発生する i-5

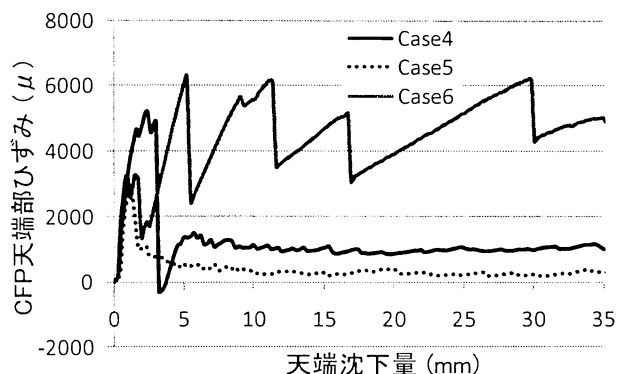


図-11 CFP天端部のひずみと天端沈下量との関係

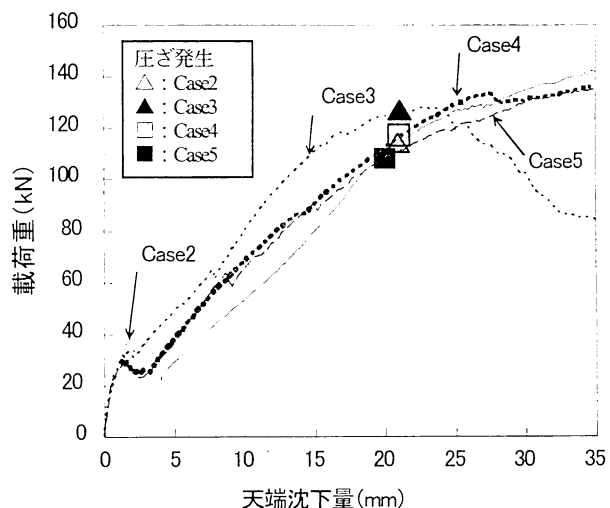


図-12 荷重－変位曲線 (Case2,3,4,5)

の位置 (天端部) における CFP のひずみを図-11 に示す。アンカーによる押さえのない Case4, Case5 では、CFP の剥離とともにひずみが 1/5 程度に大きく減少しているのに対し、アンカーを用いた Case6 では引張ひずみが高いレベルで維持されている、すなわち、引張材としての効果が持続していることが確認された。

AFS の破断もしくは CFP の剥離以降、圧ぎが発生する付近までの荷重－変位曲線の傾きについては、いずれも補強なしの Case1 と大差がなく、この区間での補強効果はほとんどないと考えられる。

最初の圧ぎ発生時の天端沈下量および載荷重について見ると、無補強のケースに比べ、補強を施したケースは、圧ぎ発生時の天端沈下量および載荷重はいずれも大きくなっている。特に、CFP をアンカーで押さえつけた Case6 は無補強の Case1 に比べて、天端沈下量で約 60%、載荷重で 50% 近くアップしており、圧ぎの発生を遅らせる効果が非常に大きいことが確認された。

b) 補強量の違いによる補強効果の違い

ここでは、補強工法の補強効果の違いを明らかにすることを目的として、図-12 に示す Case2, 3, 4, 5 を比較する。

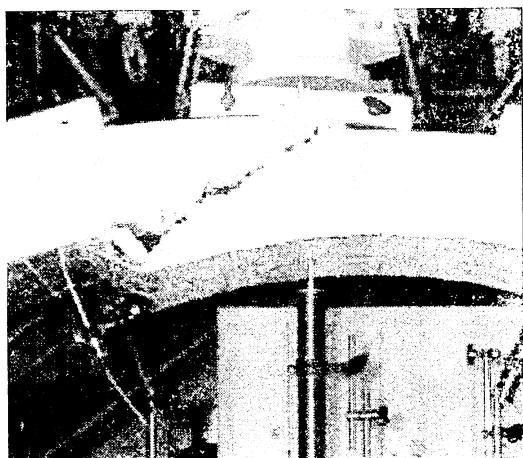


写真-4 Case3における圧縮せん断破壊状況

Case2 に対して AFS の目付量を約 2.2 倍に増やした Case3 の結果を見ると、初期の挙動は Case2 とほぼ同様であるが、目付量が多いため破断はせず、荷重は低下することなく大きく増加している。しかし、天端沈下量 15mm 程度で荷重の増加が緩やかになり 25mm 程度で急激に荷重が低下している。本ケースのコンクリート圧縮強度は他のものに比べ小さいが、天端部の引張ひび割れの発生状況が他のケースと明らかに異なり、圧縮応力がピークとなる点を始点に曲げ引張ひび割れが扇状に発生し、そのうちの一番外に位置するひび割れにおいて圧縮せん断破壊が発生している。したがって、引張に対する拘束力が相対的に大きいことにより、覆工模型天端部に圧縮せん断破壊が発生し（写真-4 参照）、アーチ効果が失われたためと考えられる。

Case4 に対して接着面積、すなわち CFP の幅を 5 倍広くした Case5 の結果を見ると、載荷開始から天端沈下量 35mm まで Case4 と同様の挙動を示している。実際の剥離時期をみると、Case4 が天端沈下量 1.8mm で載荷重 27.3kN の時であるのに対し、Case5 が天端沈下量 1.7mm で載荷重 28.7kN の時とほぼ同じである。覆工模型の変形に伴い発生する CFP への引き剥し力に比べ、CFP のコンクリートに対する剥離強度は小さいため、例えば接着面積が 5 倍になったとしても有意な差が出なかったものと推察される。

c) れんが積み覆工の補強効果

ここでは、れんが積み覆工に対する補強効果の違いを明らかにすることを目的として、図-13 に示す Case7 および 8 を比較する。なお、比較の目的で Case1 も併せて示す。

幅 4mm の CFP を接着した Case8 と無補強の Case7 を比較すると、第 1 ひび割れの発生は Case7 が 0.7mm、Case8 が 1.1mm であった。ひび割れ発生までの荷重－変位曲線の傾きはコンクリートの場合と同様、ほぼ同じであっ

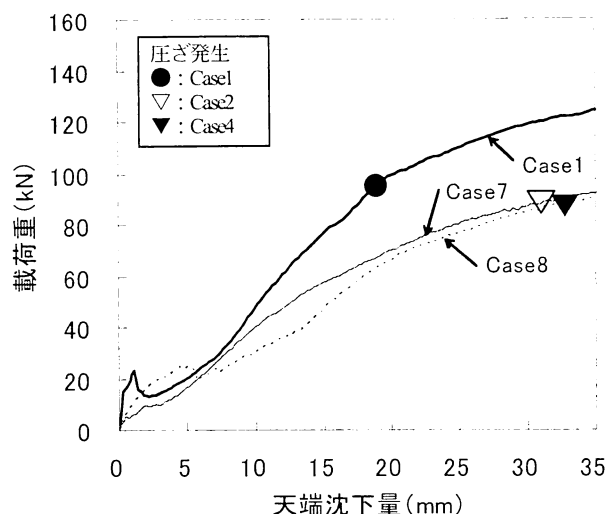


図-13 荷重－変位曲線 (Case1, 7, 8)

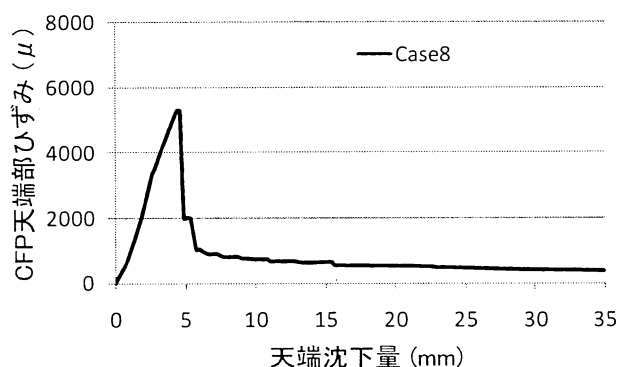


図-14 CFP 天端部のひずみと天端沈下量との関係

た。第 1 ひび割れ発生後、Case7 は若干荷重の増加が鈍化したが、Case8 では、傾きが減少したもののそのまま増加傾向を示した。

載荷に伴う内空の変位により天端沈下量 4.6mm の時 CFP の剥離が生じた後、約 5mm の時点で一時的に荷重が低下した。Case8 において CFP が剥離した天端沈下量における載荷重は 24.7kN であり、Case7 の同天端沈下量における載荷重 15.6kN より約 6 割大きく、剥離するまでは補強効果があることが確認された。しかし、CFP が剥離した後の挙動は、ほぼ無補強のものと同様であり、また、圧ぎ発生時の天端沈下量および載荷重もほとんど変わらず、CFP 剥離後は補強効果は無かった。

CFP 天端部のひずみと天端沈下量との関係を図-14 に示す。アンカーを用いない無筋コンクリートの場合と同様、コンクリート CFP が剥離する直前には、約 5,000μ のひずみが発生しているが、剥離後は 1,000μ 以下の低下しており、引張材として機能していないことが確認された。無筋コンクリートの Case6 のようにアンカー等で CFP を押さえることにより、例えば、圧ぎ発生時期を遅らせる等の 5mm 以降の補強効果の向上が可能であると考えられる。

5. 結 論

本研究により、現在使用実績が増加している繊維シート接着工法および筆者らが新たに考案した帯板接着工法の山岳トンネル覆工、すなわち、無筋コンクリート覆工およびれんが積み覆工に対する補強効果について、大型トンネル覆工模型実験により明らかにした。本実験より得られた結論を以下に示す。

- ・無筋コンクリート覆工に対して、繊維シート接着工法、帯板接着工法ともに補強効果があり、耐荷・変形特性の向上が確認できた。特に、帯板接着工法においてアンカーによる押さえを施すことにより炭素繊維プレートの剥離を抑制すると、圧ざの発生を大きく遅らせることができる。
- ・無筋コンクリート覆工においては、最初のひび割れが発生するまでの荷重-変位曲線の傾きは、補強の有無、補強量に依らずほぼ等しい。これは繊維シート接着工法、帯板接着工法が、トンネル覆工の剛性の向上には寄与しないことを示している。
- ・繊維シート接着工法における目付量の多いケースでは、繊維シートは破断しなかったものの、引張を拘束する効果が強すぎたため曲げ圧縮力が卓越し、せん断破壊を起こし、載荷重が他のケースでは低下しない領域で低下してしまった。このことは、曲げを受ける覆工に対して内空側のみに過度な引張補強を施すと、脆性的な破壊を誘発し、かえって危険側となることを示唆している。
- ・れんが積み覆工に対する帯板接着工法は、炭素繊維プレートが剥離するまでは、その補強効果が認められたが、剥離後は補強効果がない。しかしながら、無筋コンクリートの場合と同様、アンカー等により剥離を抑制する措置を加えることにより、補強効果を向上させることが可能であると考ええる。

6. おわりに

今回、新しい内面補強工である帯板接着工法と従来からある繊維シート接着工法の補強効果に関し、新幹線複線標準断面の縮尺1/5大型トンネル覆工模型実験により実験的に研究した結果を述べた。

今後は現在進めている解析的検討や剥落に対する検討、さらには、実物大トンネルに対するパラメータスタディ等を行い、本工法を含めた種々の内面補強工法の適用範囲を明確にし、山岳トンネルに対する内面補強工の合理的な設計法を確立していきたいと考えている。

謝辞：本実験における補強材の提供ならびに接着作業にご協力頂いた日鉄コンポジット株式会社の斉藤誠氏、加治木俊行氏、ならびに、実験作業にご協力頂いた株式会社ジェイアール総研エンジニアリングの川上義輝氏に甚大なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 財団法人 鉄道総合技術研究所：トンネル補修・補強マニュアル，2007
- 2) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する研究，土木学会論文集，No.493，Ⅲ-27，pp.79-88，1994
- 3) 朝倉俊弘，安東豊弘，小俣富士夫，若菜和之，松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果，土木学会論文集，No.493，Ⅲ-27，pp.89-98，1994
- 4) 岡野法之，植村義幸，小島芳之：大型覆工模型実験によるトンネル覆工の変形特性の再現，第12回岩の力学国内シンポジウム&第29回西日本岩盤工学会シンポジウム講演論文集，pp.909-914，2008。

A STUDY ON EFFECT ON INTERNAL REINFORCEMENTS OF MOUNTAIN TUNNEL LINING BY MODEL TESTS

Noriyuki OKANO, Yoshiyuki UEMURA, Yoshiyuki KOJIMA,
Jun SAITO and Toshihiro ASAKURA

A method to reinforce mountain tunnels for railways is indispensable for the following not to invade construction gauge, good workability, and other essential factors. We developed a new internal reinforcement method satisfying foregoing conditions. In order to study the effect on the method adaptable to deformation and loading characteristics, we performed loading test for one-fifth scale tunnel lining loading tests. Some cases were conducted; varying internal reinforcement method and the specifications, using not concrete but brick. As the result of these tests, we got following conclusion; the new internal reinforcement method is more effective than conventional fiber sheet reinforcement method.