

鋼板で補強したトンネル覆工と周辺地山との相互作用に 関する模型実験

The model test on the interaction between tunnel lining reinforced by steel plate and surrounding soil

寺本 正¹⁾、小池 武²⁾、田村 武³⁾

Tadashi TERAMOTO, Takeshi KOIKE, Takeshi TAMURA

The loading test was carried out to examine the interaction between tunnel lining reinforced by steel plate and surrounding soil. Loading device was designed to observe two dimensional behavior of structures. Surrounding soil was simulated by steel rod layer so that it satisfies Mohr-Coulomb failure criteria. Steel rod layer can be set either stiff or soft by side wall supporting condition.

From test results, thin steel plate is sufficient to reinforce damaged tunnel lining under relatively stiff soil condition. Under such stiff soil conditions, vertical load is mainly supported by surrounding soil in case of using flexible thin steel plate and small force is occurred in steel plate.

Key Words: tunnel, steel plate reinforcement, model test, Mohr-Coulomb failure criteria

1. はじめに

供用開始後、長期間が経過したトンネルの老朽化が近年問題となってきた。その劣化現象としてはコンクリート覆工内面の亀裂とそれに伴う漏水、またコンクリートの剥離といったものが挙げられ、早急な対策が必要とされている。これらの損傷の原因として設計時に予想した土圧を越える荷重の作用、地下水の影響やゆるみによる地山強度の低下、さらに巻厚不足、覆工背面の空洞といったことが挙げられる。

このようなトンネルの部分的な改修方法としては、コンクリート吹付け、炭素繊維シートや鋼板で損傷を受けている箇所を補強するといったものがある。一方損傷が大きく、全面的な改修が必要となった場合には、内面に新たにコンクリートを巻立てたり、PC版のような構造物を設置する手法が採用される^{[1][2]}。鋼板をコンクリート覆工内面に設置する工法もこのようにトンネル全体の改修を目指すものである。これらの工法は一長一短があるが、道路トンネルの場合車両限界の関係から、水路トンネルでは流水断面確保の点から、補強材厚さの制約を受けることも多い。このようなことから比較的薄い鋼板による補強が採用されてきてはいるが、その薄さからコンクリート覆工に比べて十分な曲げ剛性を有しないといったことが問題視されることがある。このような損傷を受けた覆工に対して、より剛性の高いもので補強すべきか、あるいは柔な支持材で補強すべきかといったことはいまだに議論の別れる点である^[3]。

本研究は、このようなトンネル内面に鋼板を設置する補強工法に対して、鋼板板厚、コンクリート覆工と鋼板の定着間隔等の影響を模型実験によって検討を行ったものである。

-
- 1) 正会員 工学修士 川崎製鉄(株) エネルギー水道事業部
2) 正会員 工学博士 川崎製鉄 建材センター 鋼構造研究所
3) 正会員 工学博士 京都大学工学研究科

2. 実験の概要

本研究では、トンネル周辺地山とトンネル覆工との相互作用を見る目的で新たに載荷装置を製作した。トンネル単体のみではなく、トンネル周辺地山までも含めての実験が可能な装置とした。この装置の特徴として以下のような点が挙げられる。

- 1) 2次元実験で砂を使用するより簡便で再現性も期待できる。
- 2) 周辺地山のモール・クーロン破壊規準が模擬できる。
- 3) 上方からの載荷によって、側方に静止土圧や主働的な土圧を発生させることができる。
- 4) トンネル覆工に直接載荷するのではなく、地山を通して載荷を行い、上載荷重は地山自体にも負担されることを見ることができる。

載荷概念図を図-1に示す。また載荷装置を写真-1に示す。載荷装置は載荷フレームと上部載荷板、側板とからなり、それらは可動構造になっている。その内部に丸棒を積み重ねて地山を模擬する。丸棒は鋼製のものを用了。これはかなり大きな力を作用させるため、弾性率の高いものを使用したためである。丸棒の径として直径9mmと20mmのものを本数比で5:1に混合した。これは重量比では1:1程度になる。丸棒の直径のサイズは市販のものから選択した。この丸棒積層体によってモール・クーロンの破壊規準を模擬する。載荷装置、上部載荷板、側板の奥行きおよび丸棒の長さは100mmであり、また上部載荷板の幅及び側板の高さは500mmである。

側板は固定支持と、ばね支持が可能である。ばね支持とは、側板を可動状態にし、側板を保持している油圧ジャッキのバルブを閉じた状態で支える。このような状況下では側板にかかる圧力の増加とともに、側板は外側へ移動する。その結果ジャッキからの反力も増加し、ある位置で釣り合う。これをばね支持の状態と呼ぶ。側板が固定の場合には静止土圧を、ばね支持の場合には荷重増加と共に側板が移動するが移動の瞬間には主働土圧を示す。その後釣り合い状態になり荷重は増加するが、これを主働的な土圧と呼ぶ。これは次のような状況を想定している。トンネル構築によって周辺の応力状態が変化し、トンネル上部の土荷重は周辺地山と覆工によって支持されるが、その結果周辺地山の鉛直応力、水平応力が増加する箇所が現われる。トンネル側部にゆるみがある場合を想定すると、水平応力の増加にともない、その箇所が水平方向に変位を生じその後釣り合う。この状態は側板ばね支持に近いと考えられる。

荷重の増加に伴う覆工の挙動を側板固定支持状態と、ばね支持状態両方の場合で調べた。さらに終局的な耐力の差を見る目的で、側板ばね支持状態で破壊が顕著になる迄の載荷も行った。側板ばね支持によってトンネル覆工模型には大きな変形が生じ、トンネル模型は破壊に至る。側板ばね支持で行ったのは、側板固定支持では覆工に亀裂が入ったとしても、破壊には至らないことが予備実験でわかったためである。

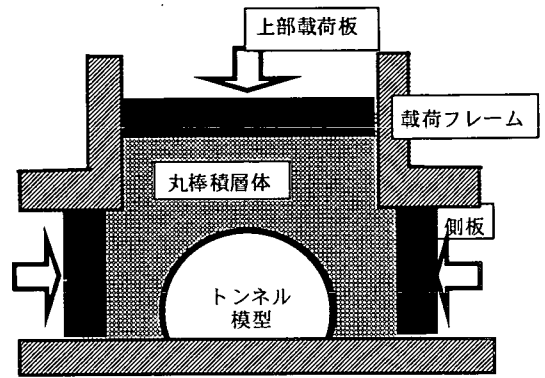


図-1 載荷概念図

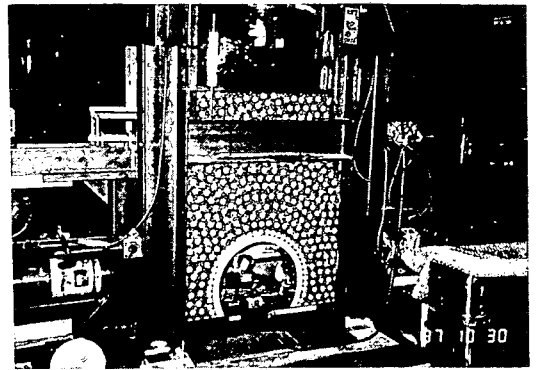


写真-1 載荷装置写真

3. 模型実験から求めた地盤条件

載荷装置の内部を丸棒積層体のみによって満たし、上部から載荷することによって、この丸棒積層体で模擬する地山条件を求めることができる。すなわち上部からの載荷時に、側板を固定またはばね支持状態にし、水平方向圧力と垂直方向圧力とを求める。この比を本実験では土圧係数と呼ぶ。この載荷は2次元での2軸試験であり、地山特性値はこの土圧係数によって与えられる。

2軸載荷試験結果を図-2に示す。鉛直荷重が小さい間は、丸棒間の空隙が存在するため、小さい土圧係数値になるが、荷重の増加とともに、特定の値に近づく。側板を固定支持した場合、これは静止土圧とみなすことができるが、この値は概ね0.25程度であった。一方側板をばね支持にした場合には、0.22程度で釣り合った。側板ばね支持の場合には主働土圧に近い値と想定される。したがってこの係数値から、粘着力を無視して内部摩擦角を求めると、約40°となる。この値は現実の地盤に比べて大きいがこれは2種類の径の丸棒のみを用いたこと、また側板ばね支持が完全な主働土圧状態を示してはいないためと考えられる。

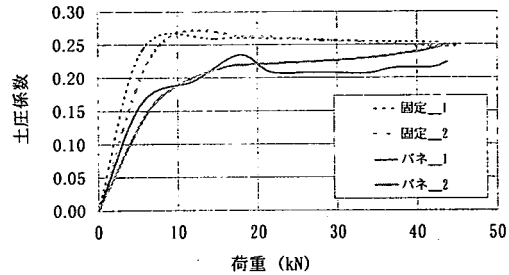


図-2 2軸試験図

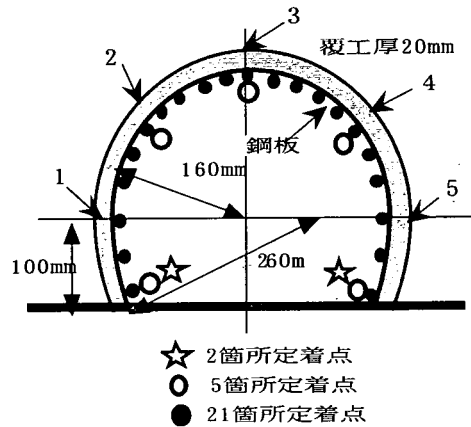


図-3 模型寸法および計測点図

4. 模型載荷試験

4. 1. トンネル模型

使用した模型は、モルタルで製作した。モルタルの圧縮強度は4 kN/cm²である。寸法は図-3に示すとおりである。奥行きは載荷装置、丸棒の長さと同じ100mmである。相似則を考えると、材料特性値は実物、模型とも同一としているため、発生応力は1：1に対応し、構造寸法、変形は縮尺に対応させることになる^{[4][5]}。本研究では縮尺を1/20程度に想定していることから、実際の構造としては内空寸法で6m程度の2車線トンネルを、覆工厚さで40cm程度となる。一方補強する鋼板厚さは、0.25、0.5、1.0 mmの3種類を行った。これは0.25mm厚さで、5mm鋼板を、1mm厚さで、20mm鋼板に相当する。施工上の観点からは、鋼板補強は概ねこの範囲になると考えられる。

本研究では、鋼板厚さ以外に、鋼板と覆工モルタルとの定着箇所の影響を調べた。模型一覧を表-1に示す。基本的模型は、鋼板を設置していないモルタル模型である。これに補強鋼板厚さとして3種類、鋼板定着点数で3種類の組み合わせで模型を設定している。定着点の位置は図-3に示すとおりである。定着はモルタル覆工に9mm径の穴をあけ、鋼板とモルタルをボルト・ナットによって締結した。したがって穴がある断面の断面積は、穴の無い断面に比べ小さい。

表-1 模型一覧

モデル番号	補強鋼板厚(mm)	定着点数
1	無し	-
2-A	1.00	2
2-B	1.00	5
2-C	1.00	21
3-A	0.50	2
3-B	0.50	5
3-C	0.50	21
4-A	0.25	2
4-B	0.25	5
4-C	0.25	21

4. 2. 載荷試験概要

本研究用に製作した載荷装置を用いて、模型載荷を行った。周辺地山の状態がトンネル覆工に与える影響を見る目的で、ゆるみのない地山と、ゆるみのある地山とを想定し、各々側板固定状態と側板ばね支持状態とでモデル化を行った。載荷の方法は以下の通りである。

- 1) トンネル模型にひずみゲージを貼る
- 2) 側板を固定支持状態にする
- 3) 載荷装置内にトンネル模型をセットする
- 4) トンネル周辺に丸棒を積み上げる
- 5) 変位計、ひずみゲージ等の配線を行う
- 6) 側板固定支持状態で上部から載荷を行う（4回繰り返す、最大荷重は30kN程度）
- 7) 側板の固定を解除し、側板ばね状態とする
- 8) 側板ばね支持状態で上部から載荷を行う（4回繰り返す、最大荷重は20kN程度）
- 9) 側板ばね支持状態で顕著な破壊が発生するまで載荷を継続する（40kN程度）

次に測定項目を示す。

- 1) 上部載荷荷重、側板ばね支持の場合の反力
- 2) 上部載荷板変位、側板変位
- 3) トンネル模型の変形量（5点）
- 4) トンネル模型の内外面ひずみ（各々5点）

トンネル模型の変位、ひずみ測定点は図-3の1から5に示した箇所である。3がトンネル頂部、1と5が頂部から90度の位置、2と4は頂部から45度の位置である。

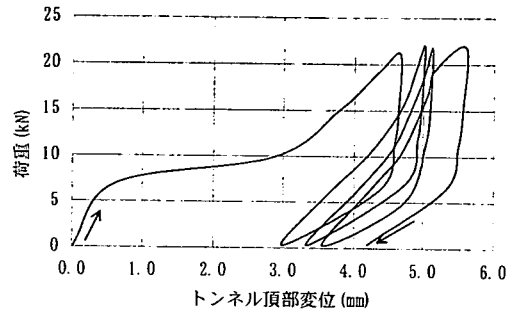


図-4 トンネル頂部変位履歴
(モデル3-C)

4. 3. 実験結果

載荷直後にすべての模型でトンネル模型頂部内面と、側部外面（地山側）に亀裂が発生した。また側板固定状態にした1回目の載荷では、丸棒のゆるみがありそれを締めることによる比較的大きな変位が載荷位置で現われた。したがって側板固定状態での初回載荷は他の載荷とは挙動が異なる。2回目以降の繰り返しでは同じような履歴をたどっている。図-4に載荷荷重に対してトンネル模型頂部の変位の例を示す。側板ばね支持状態ではすでに、

丸棒が締まっているため、4回とも同じような履歴を示した。いずれの場合も履歴の形態は同様であるが、完全には開始点には戻らず残留変形、残留ひずみが生じている。すなわち模型の永久変形および丸棒積層体の移動に伴う残留量が現われる。

次に側板固定支持、ばね支持、ばね支持で破壊迄させた場合の各々の結果を示す。

表-2 上部荷重を0kNから10kN迄増加させた場合の頂部ひずみ及び変位
(引張りひずみ:+、下向変位:+)

モデル 番号	補強鋼 板厚 (mm)	定着点 数	側板固定支持		側板ばね支持			
			頂部内 面ひず み(μ)	頂部外 面ひず み(μ)	頂部 変位 (mm)	頂部内 面ひず み(μ)	頂部外 面ひず み(μ)	頂部変 位(mm)
1	無し	-	80	-70	0.55	50	-100	0.80
2-A	1.00	2	20	-450	0.30	100	-600	1.00
2-B	1.00	5	-30	-120	0.40	-100	-150	1.30
2-C	1.00	21	30	-400	0.25	150	-600	0.30
3-A	0.50	2	30	-450	0.45	100	-300	1.40
3-B	0.50	5	-20	-450	0.80	-200	-250	1.50
3-C	0.50	21	75	-450	0.80	-50	-600	0.80
4-A	0.25	2	25	-450	0.35	65	-100	1.50
4-B	0.25	5	-10	-270	0.40	-130	-180	1.30
4-C	0.25	21	-40	-450	0.45	10	-700	1.30

(1) 側板固定支持

いずれの模型も20kN迄は大きな変形、ひずみは発生せずまたこれらの値が急激に変化することもなかった。表-2に上部の荷重を0kNから10kN迄増加させた場合のトンネル頂部の内外面ひずみを示している。モデル番号1の補強無しの場合では、内外面ひずみともモルタルの値であり、それ以外のモデルは、内面は鋼板の、外面はモルタルのひずみを示す。側板固定支持で鋼板補強されている模型の載荷において、外面発生ひずみは補強鋼板の厚さの差によらず、同じような値を示している。一方鋼板のトンネル内面ひずみは、トンネル外面のモルタルのひずみに比べかなり小さい値となっている。また鋼板補強のモデルの内いくつかは、鋼板にも圧縮ひずみが発生している。

図-5に側板固定支持での0.5mm鋼板で補強した場合の外面ひずみのグラフを示す。これらのひずみは鋼板定着点数によらず、同じような値を示している。補強無し模型の場合にはモルタル亀裂の進行によって変形が増加するがそれを阻止するものが無く、ある程度以上の上部荷重は負担できないようである。また表-2から、5点定着のものは、鋼板の厚さによらず、内面の鋼板には値は小さいがすべて圧縮側のひずみが発生している。その他にも小さい値であるが、圧縮ひずみが発生するものがある。いずれの場合においても鋼板の厚みを増しても、発生ひずみは大きく減少するわけではなく、必ずしも厚い鋼板が効果的とは言えない。変形に関しては、鋼板の厚いほうが小さい値となっているが、それ程顕著な差があるとは言えない。表-3に側部(図-3における点1及び5)におけるひずみ、変位を示す。モルタル外面に発生するひずみは引張りひずみであり、内面の鋼板に圧縮ひずみの発生が多い。

図-6には、21点定着した場合の頂部曲げモーメントを示す。この曲げモーメントは、トンネル模型内面の鋼板と外面のモルタルのひずみとから、ひずみ分布が直線状になるという仮定のもとで、鉄筋コンクリートはりと同じような考え方で、モルタルの引張り領域の応力を無視して計算を行った。これまでの実験結果から曲げ剛性の高い覆工には大きな曲げモーメントの発生が見られているが^{[6][7][8][9]}、同様の傾向が出ている。ただその差は大きいものではなく、今回用いた鋼

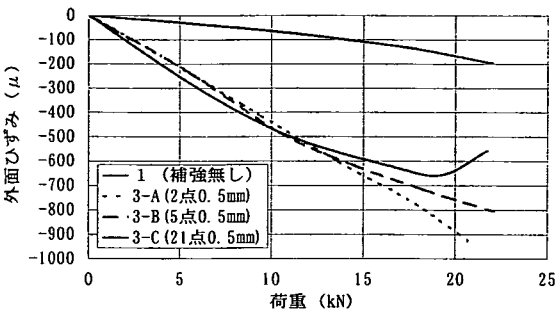


図-5 側板固定支持での頂部外面ひずみ
(引張りひずみ: +)

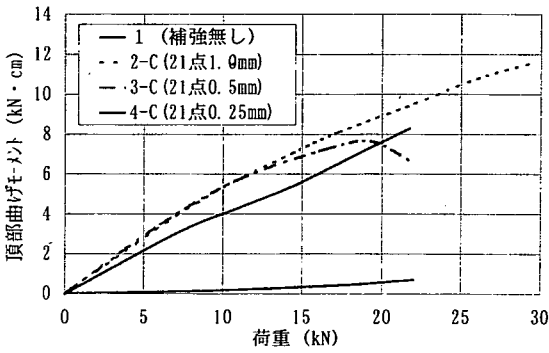


図-6 側板固定支持での頂部曲げモーメント

筋コンクリートはりと同じような考え方で、モルタルの引張り領域の応力を無視して計算を行った。これまでの実験結果から曲げ剛性の高い覆工には大きな曲げモーメントの発生が見られているが、それ程顕著な差があるとは言えない。表-3に側部(図-3における点1及び5)におけるひずみ、変位を示す。モルタル外面に発生するひずみは引張りひずみであり、内面の鋼板に圧縮ひずみの発生が多い。

表-3 上部荷重を0kNから10kN迄増加させた場合の側部ひずみ及び変位
(引張りひずみ: +, 外向変位: +)

モデル番号	補強鋼板厚(mm)	定着点数	側板固定支持			側板ばね支持		
			側部内面ひずみ(μ)	側部外面ひずみ(μ)	側部変位(mm)	側部内面ひずみ(μ)	側部外面ひずみ(μ)	側部変位(mm)
1	無し	-	-150	100	0.10	-180	80	0.50
2-A	1.00	2	-15	50	0.15	-70	100	0.60
2-B	1.00	5	5	100	0.20	-100	80	0.70
2-C	1.00	21	-80	50	0.15	-30	50	0.15
3-A	0.50	2	-10	50	0.20	-45	50	0.70
3-B	0.50	5	10	150	0.35	-100	50	0.80
3-C	0.50	21	-180	100	0.40	20	100	0.60
4-A	0.25	2	-5	70	0.20	-20	110	0.60
4-B	0.25	5	10	80	0.20	-20	80	0.70
4-C	0.25	21	-120	70	0.15	-100	80	0.40

板程度の厚さの差ではそれほど大きな曲げ剛性の差が出ていないようである。

(2) 側板ばね支持

最大載荷荷重は20kN程度とした。側板ばね支持状態での載荷では、地山を模擬している丸棒の動きが側板固定の場合に比べ大きく、丸棒積層体に流動が生じた。

結果を表-2、表-3に側板固定支持と併記した。表-2から、側板ばね支持の場合には、側板固定支持に比べ、一般的に大きなひずみが発生する。特に2点定着や5点定着には、定着の程度が低く鋼板とモルタルとが完全には一体化していないため、丸棒積層体に流動が生じると急激な変位を示す場合がある。

2点定着モデルの頂部変位を図-7に示す。変位に対しては鋼板の効果によって厚いものの方が、変形は小さくなる。

(3) 側板ばね支持で破壊まで載荷

最大荷重として概ね40kN程度迄の載荷を行った。破壊形態としては、鋼板を巻かない無対策のものは、最初に発生している亀裂が成長し、その部分にのみ変形は集中していく。一方鋼板で補強したものは、鋼板の効果で亀裂成長が抑止され破壊はモルタル部分の圧縮側で起こっている。現象としては模型頂部外面に、圧縮座屈によって、水平方向に亀裂が入り、そこで剥離が起こっている。写真-2に破壊状態の例を示す。図-8に載荷荷重に対する、モルタル面での発生ひずみを示す。載荷において、頂部の亀裂による破壊が18kN程度で発生しているが、トンネル構造が即座に崩壊するわけではなく、その後も荷重の増加に耐えることができる。したがってある程度変形が大きくなって始めて本来の破壊に達したとみなすことができる。表-4に側板ばねで破壊迄行った結果を示す。2点定着のものはモルタル面と鋼板間に隙間があり、外部からの荷重が均等に鋼板に作用しないため鋼板の効果が顕著ではなく、破壊荷重も小さくなるものがある。

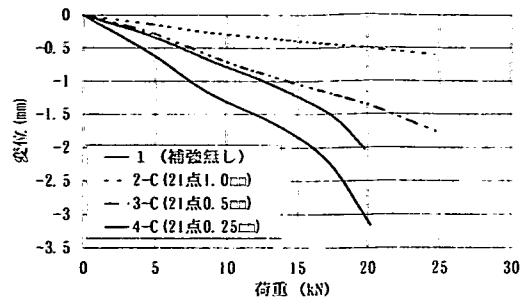


図-7 側板ばね支持での頂部変位
(トンネル内面方向：-)

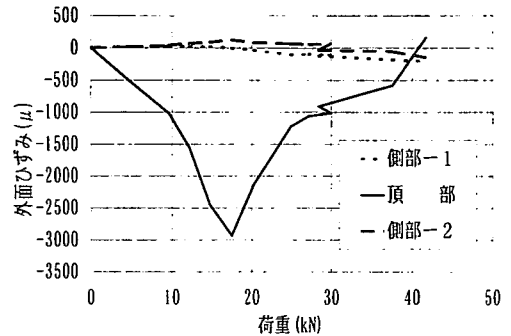


図-8 定着5点0.25mm鋼板補強モデルの外面ひずみ (モデル4-B、引張りひずみ：+)

表-4 破壊荷重一覧

モデル番号	補強鋼板厚 (mm)	定着点数	破壊荷重 (kN)
1	無し	-	18
2-A	1.00	2	15
2-B	1.00	5	40
2-C	1.00	21	40
3-A	0.50	2	15
3-B	0.50	5	25
3-C	0.50	21	25
4-A	0.25	2	10
4-B	0.25	5	18
4-C	0.25	21	21

5. 実験結果の考察

地山のゆるみが少ない場合を想定した側板固定支持においては補強の有無によらず、変形には大きな差はなかった。補強の無いモルタルのみの模型でも側板固定支持状態においては、載荷時に崩落するようなことはなく、荷重に耐えることがわかった。これ

は上部からの荷重の一部は周辺地山に負担されたためと考えられる。また発生ひずみに関し、写真-2にも見られるように、亀裂の拡大に連れて特にトンネル頂部外側には大きなひずみが発生していることが考えられる。今回の実験において亀裂発生箇所外側のほぼ同じ位置にひずみゲージがある場合にそのことが見られた。一方わずかでも亀裂位置からはずれていると、あまり大きなひずみは発生せず、亀裂の成長のみによって変形が増大していく傾向が見られた。この亀裂成長部分がヒンジとなり、曲げモーメントは小さくなる。亀裂からはなれた部分ではひずみがあまり発生せず、曲げモーメントも小さい。

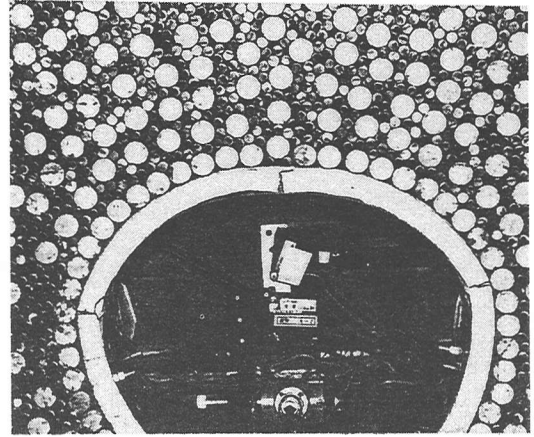


写真-2 載荷後の状態

一方鋼板で補強した模型では、以上のような亀裂の成長が妨げられているため、特にトンネル頂部の鋼板に引張りひずみが発生する箇所では合成の効果が顕著であった。このようなトンネル頂部では鋼板とモルタルとが定着されていると、合成構造として働くようである。一方側部ではトンネル内面は圧縮側になり、亀裂は地山側になっている。したがって鋼板は、トンネル頂部のような合成効果は示さない。しかし表-2に見られるように、頂部内外面に圧縮ひずみが発生するものがあり、これは側方から押されていることを示している。すなわち静止土圧や主働的な土圧によるものと考えられる。写真-2からも見られるように、モルタルの亀裂に沿ってせん断力が作用するため、トンネル側部は内側に押されている。このような場合に鋼板は破壊を防ぐのに有効となる。

側板を固定支持した場合には大きな変形は見られず載荷途中で破壊も起こらなかった。一方側板ばね支持では、荷重増加中に側板は移動し、大きな反力は期待できないため、トンネル模型の変形、ひずみとも側板固定支持のものに比べかなり大きくなった。これは側板ばね支持にして破壊迄行ったものと同じである。このように比較的軟らかいと考えられる地盤においては、曲げ剛性をもたせることが必要である。すなわち曲げ剛性によって過大な変形を阻止する必要がある。

得られた結論を以下に示す。

本実験用に製作した載荷装置に関して、

- 1) 地山とトンネルとの相互作用を考慮可能な載荷装置によって、周辺地山の塑性流動の影響を考慮することが可能になった。
- 2) 側板条件を変えることで、静止土圧や主働的な土圧を発生することができた。それらによって、周辺地盤のゆるみ等による変形の考慮が可能となった。

またこの装置を用いた上部からの載荷実験より、以下のような結果が得られた。

- 1) トンネル覆工には曲げモーメントが発生し、その結果生じる亀裂は頂部内面とスプリングライン外面である。
- 2) 無補強の場合には、亀裂が成長し構造系が変化する。その結果、覆工の平均的な剛性は低下して地山の荷重再配分が行われ、曲げモーメント、ひずみ等はある程度以上には大きくはならない。特に今回の側板固定で模擬したような比較的良好な地山の場合には、荷重が増加してもトンネルが崩壊するような現象は見られず、亀裂の成長が主体であった。一方ばね支持のように地山が良くない場合には、大きな変形を伴って破壊する。

- 3) 鋼板補強は、覆工剛性の大きな不連続を補う効果があり、不安定状態から破壊に至る抵抗を増す。また側方からの押し出しに対する抵抗を増す。このためには鋼板とモルタルとを定着する必要があるが、ある程度の定着点が確保できれば、破壊に対しては効果がある。一方覆工の損傷がひどく、定着点がとれないような場合には、鋼板のみで抵抗する必要があるが、薄い鋼板では不十分である可能性がある。
- 4) 厚い鋼板による補強は、覆工破壊に対する抵抗力を増すが、反面良い地山では地山応力の再配分を妨げ大きな断面力を発生させる。したがって比較的良い地山では薄い鋼板を全周にわたって定着させる方が適切なことがある。定着に関して本研究ではボルト・ナットによって結合したが、覆工と鋼板間に滑りを阻止するものであれば他の方法によっても同じ効果が得られると考えられる。

6. おわりに

2次元模型実験によって、鋼板によって補強されたモルタル覆工の挙動を把握することができた。トンネル周辺の地山は非常に強固な地山以外は、トンネル構築後も長期間にわたり、応力再配分を含む変形を継続していると考えられる。そのようなこともトンネル覆工の損傷原因の一つではないかと思われる。もちろんゆるみや地山自体の劣化による地山強度の低下の影響もあると考えられる。

今回の載荷実験から、地山の地盤条件が比較的良好な場合に、このような長期的な応力再配分がなされると、剛性の高い覆工には大きな曲げモーメントが発生し、コンクリート覆工には亀裂が発生することが予想される。亀裂によって漏水が生じさらに損傷を進行させることも考えられる。地山条件が良好であれば、このような亀裂が発生しても、覆工がすぐに危険ということにはならないと思われるが、漏水対策を兼ねた何らかの対策は必要となる。このように亀裂が入った覆工はその後変形が継続すると考えると、亀裂のみが成長していくことが予想される。したがって亀裂以外の部分には大きな力は発生せず、しかも平均的な曲げ剛性は小さいものとなる。すなわち柔なたわみやすい覆工になっており、その後の応力再配分において上部からの荷重を周辺地山に負担させるようなメカニズムが考えられる。したがってこのような場合の補修に剛性の高いものを用いると、覆工自体が上部荷重を負担し、有効に周辺地山の強度を利用しないことになる。そのために比較的剛性は低い、強度の高い薄い鋼板での補強が有効といえる。

参考文献

- [1] 補修・補強の実践手法：日経コンストラクション編 日経 BP 社 1996 年 7 月
- [2] 鉄道総合研究所：トンネル補強・補修マニュアル 1990 年 10 月
- [3] 福島啓一：トンネルの力学 土木工学社 1994 年 9 月
- [4] 朝倉他：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, pp89-98, 1994
- [5] 朝倉他：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究、土木学会論文集、No. 493/III-27, pp79-88, 1994
- [6] 木村他：トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験、トンネル工学研究発表会論文・報告集第 5 巻、1995 年 11 月
- [7] 寺本、小池、田村：丸棒積層体を使用したトンネル模型載荷試験、第 32 回地盤工学研究発表会、1997 年 7 月
- [8] 寺本、小池、田村：内張り鋼板によるトンネル改修のモデル実験、第 10 回岩の力学国内シンポジウム、1998 年 1 月
- [9] 寺本、小池、田村：内張り鋼板によるトンネル覆工補強の模型実験、コンクリートの補強シンポジウム、1998 年 4 月