

トンネル覆工の力学的特性に関する研究

砂金伸治* 真下英人** 馬場弘二*** 城間博通****

1. はじめに

近年の道路交通の発展に伴い道路トンネルの建設が増加しつつあり、またトンネル断面の偏平化や大断面化が進んでいる。そのためトンネル建設費が増加する傾向にあり、コストの縮減は早急に取り組むべき課題となっている。また最近のコンクリート構造物の剥落問題に関連して、トンネルの耐久性の向上も早急に取り組むべき課題となっている。そのため、掘削する地山の特性に応じた合理的で耐久性の高い、かつ経済的にも優れたトンネル構造の構築を考えなければならない。

トンネルの覆工は多岐にわたる機能が要求されている。主なものとして地山状態の変化、ロックボルトや吹付けコンクリートなどの支保工の経年劣化など、通常では予測が困難な問題に対する安全率の確保、内装としての役割、トンネル本体への耐火や防水工としての機能などが挙げられる。また特殊な地山条件下では覆工自体が外力の支持を行う場合もあり、覆工は最終的なトンネルの安定性を確保する重要な構造といえる。

しかし、覆工の厚さや使用材料は従来の実績に基づくところが多い。コストの縮減に資する耐久性の高い覆工を提案するためには、種々の地山条件を考慮した上で現在用いられている覆工の力学的な特性を明らかにするとともに、施工性や新たな材料を用いた覆工の特性に関して検証を行う必要がある。

本研究では、従来のプレーンコンクリートに加え、鋼纖維補強コンクリートを用いた覆工の載荷実験を実施し、トンネル覆工の力学的な特性を把握するための基礎データを得た。また実験結果に基づいたフレーム解析を行い、解析的に覆工の挙動を検討するとともに覆工の持つ耐力を評価する手法を検討した。

2. 覆工載荷実験の概要

2.1 覆工への載荷方法

実験はトンネル覆工を模擬した半円形のコンク

Basic Study of Mechanical Characteristic for Tunnel Lining

リート供試体を作成し、設定した2種類の載荷形式にしたがって供試体の中心方向に載荷を行った。図-1に供試体のモデル図と覆工の右側脚部を0度とし反時計回りで規定した座標系を示す。

図-2(a)に載荷形式Aのイメージを示す。載荷形式Aは山岳トンネルにおいて覆工に何らかの理由で緩み荷重が作用したと想定した場合であり、軸力の影響が大きく現れる形式である。載荷は図-1の座標系で10度ピッチの17断面で実施し、荷重は20kN/本の荷重を全ジャッキより作用させ軸力を導入した後、80~100度部分のジャッキで載荷を継続し、残りはジャッキのバルブを開めることでジャッキを地盤反力ばねに模擬した。

図-2(b)に載荷形式Bのイメージを示す。載荷形式Bは覆工の天端および肩部背面に空洞が発生した状態で覆工に上部から荷重が作用したと想定した場合で、肩部で曲げの影響が大きく現れる形式である。図-1の座標系において10~40度、

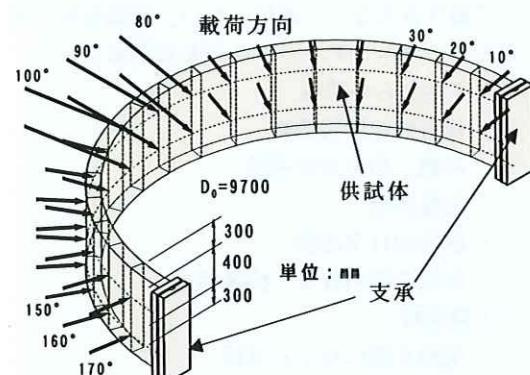


図-1 覆工供試体の概念図

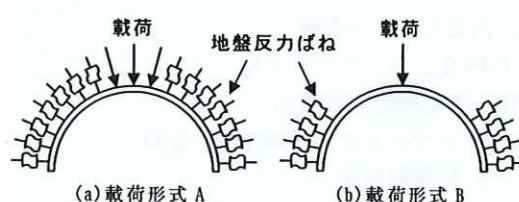


図-2 載荷形成のイメージ

90度および140~170度の9断面のジャッキで10kN/本の載荷を行い、それ以降は90度のジャッキのみで載荷を継続し、残りのジャッキのバルブを閉めることによりジャッキ自体を地盤反力ばねに模擬した。載荷は載荷可能な最大荷重を越えたと判断できた場合、または供試体が破壊するまで継続した。制御の方式は載荷形式Aは荷重制御、載荷形式Bは変位制御とした。実験では1断面あたり供試体の下部より30cmと70cmのところにある2本のジャッキで載荷を行った。また、面的な載荷の状態に近づけるためにジャッキと供試体の間に幅30cm×高さ100cmの鋼製の載荷板を挿入して実験を実施した。ジャッキの反力係数は実験時に測定したジャッキの反力とストロークの関係より1本あたり概ね100~200MN/mであった。

2.2 本研究での供試体諸元

表-1に実験で用いた6体の供試体の諸元を示す。ケース①の諸元は道路トンネル技術基準に基づいた基本的なケースとし、プレーンコンクリートで厚さが30cmの供試体を用い、載荷形式Aで実験を行った。また載荷形式は同一で、薄肉化の影響および鋼纖維による補強効果の把握するためにケース②およびケース③の実験を実施した。次に載荷による影響、すなわち荷重の状態が覆工の挙動に与える影響を把握するために、ケース①と同一の諸元を持つ供試体を用いて載荷形式Bとしてケース④の実験を行った。また同一の載荷形式で鋼纖維の混入と鋼纖維長を変えたケース⑤およびケース⑥の実験を実施した。

3. 覆工載荷実験の結果

3.1 載荷形式Aの結果

図-3に載荷形式Aで実験を実施したケース①~③の荷重変位曲線、図-4に覆工が破壊した断面である65度における荷重とひずみの関係を示す。引張ひずみに関しては、ひび割れ発生後は正確に計測されることは少ないと考えられるため、引張ひずみが200 μ に達するまでのひずみを示した。

鋼纖維の有無の影響を検討するために、ケース①とケース③を比較した。供試体は両ケースとも肩部の65度の部分または115度の部分から破壊に至った。図-3に示すようにケース①では天端から390kN/本、ケース③は330kN/本の荷重が作用し

表-1 実験に用いた供試体の諸元

実験ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
厚さ(mm)	300	200	300	300	300	300
外径(mm)	9700	9700	9700	9700	9700	9700
鋼纖維混入率(容積百分率%)	—	—	0.5	—	0.5	0.5
鋼纖維直径(mm)	—	—	0.8	—	0.8	0.8
鋼纖維長さ(mm)	—	—	60	—	60	30
荷重の載荷形式	A	A	A	B	B	B
平均一軸圧縮強度(N/mm ²)	26.3	19.8	19.9	26.7	20.9	23.7
平均曲げ強度(N/mm ²)	—	—	3.88	—	4.88	3.51
平均曲げタフネス(N/mm ²)	—	—	3.61	—	7.52	2.48

た時に破壊が発生した。ケース①では荷重と変位の関係が概ね線形を保ったまま破壊に至っているのに対し、ケース③では破壊に至る直前でわずかな荷重の変化で変位が大きく変化するといった違いは見受けられるものの、全体的には鋼纖維の有無の影響が荷重と変位の関係に明確に現れていないと考えられる。また、写真-1にケース③における115度付近での破壊の状況を示す。65度付近や115度付近では内縁側から供試体が崩れ落ちるように、部材の斜め方向にひび割れが生じて破壊した様子が観察された。図-4よりひずみが圧縮の境界に達したと考えられることから、曲げ圧縮によって部材の斜め方向に破壊が生じたと考えられる。

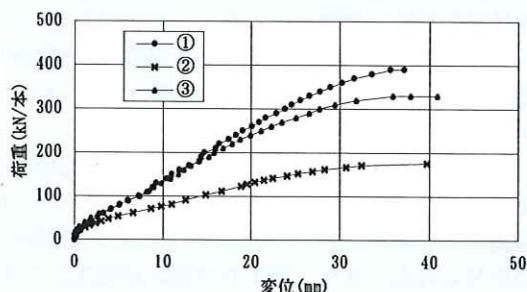


図-3 荷重-変位曲線(天端)

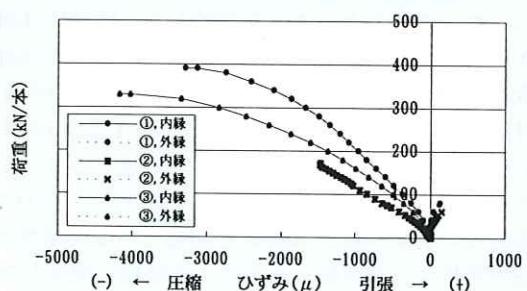


図-4 荷重-ひずみ変化図(65°)



写真-1 供試体の破壊状況 (ケース③: 115度付近)

また、供試体の圧縮強度はケース①とケース③では概ね1.32倍の差があったが、破壊時の最大荷重はケース①とケース③では約1.18倍であった。このことから、破壊時の最大荷重の差は圧縮強度の差に概ね近いことが分かった。

供試体のひび割れは、ケース①では第1ひび割れが80kN/本(天端変位5.1mm)で天端部の内縁側に、第2ひび割れは160kN/本(11.9mm)で65度および115度の外縁側にそれぞれ開口幅が0.1mm程度で発生した。またケース③では第1ひび割れは60kN/本(2.8mm)で天端部の内縁側にかすかに、第2ひび割れは240kN/本(19.9mm)で65度および115度の外縁側に開口幅が0.1mm程度で発生した。図-5および図-6にケース①とケース③のひび割れの発生状況を示す。

供試体の強度が異なるため、ひび割れ幅などの定量的な比較は困難であったが、鋼纖維を用いたケース③ではひび割れが分散して発生する傾向が見られた。また供試体の破壊後も覆工からのコンクリートの剥落は観察されなかった。

以上より、ケース①およびケース③は供試体が圧縮により破壊したと考えられ、破壊に対しては鋼纖維の効果が低いが、供試体の剥落には補強効果が見られた。また、第1ひび割れが発生してから供試体が実際の破壊に至るまでの荷重の差は大きいことが分かった。

次に覆工厚が挙動に及ぼす影響を把握するために、ケース①とケース②を比較した。供試体は両ケースとも破壊に至り、図-3よりケース②では荷重が170kN/本(天端変位39.7mm)の時に65度付近の肩部から破壊が発生した。図-4より65度の内縁側のひずみが圧縮の限界まで達してはいなかったが、対称の位置である115度のひずみや65度近傍のひずみ値が3000 μ を超過し、また破壊の観察結果より肩部から圧縮による破壊が発生したと考えられる。圧縮破壊であることから、覆工の耐力は覆工の断面積とコンクリートの圧縮強度に

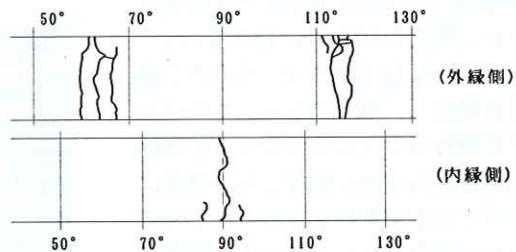


図-5 ひび割れ状況 (ケース①: 300kN/本載荷時)

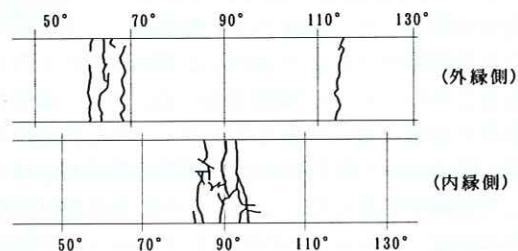


図-6 ひび割れ状況 (ケース③: 300kN/本載荷時)

より決定されると考えられる。

3.2 載荷形式Bの結果

図-7に載荷形式Bで実験を実施したケース④～⑥の荷重変位曲線、図-8に載荷形式Aの結果と比較するために65度における荷重とひずみの関係を示す。載荷の制御は変位制御で実施し、荷重制御で行った載荷形式Aの場合に見られた供試体の破壊は観察されず、ひび割れの進展が各ケースで観察された。

鋼纖維の有無の影響を検討するためにケース④とケース⑤を比較した。供試体の圧縮強度はケース⑤よりもケース④が大きいにもかかわらず、図-7より載荷可能な最大荷重はケース④よりもケース⑤が大きくなっていた。また、図-8を含めて各断面のひずみを検討したところ、載荷形式Bの場合では圧縮の限界に達している断面が存在しなかった。このことから供試体の最終状態は引張りによるひび割れが進展するとともに、ひび割れが複数の断面に発生して構造的に不安定になつた状態であると考えられる。このような状態をもたらす荷重条件下ではコンクリートの引張特性の改善により覆工の耐力が増加すると考えられるため、鋼纖維補強コンクリートの使用により覆工の耐力増加につながると考えられる。

ひび割れの発生については、ケース④では第1ひび割れは50kN/本(天端変位0.26mm)で天端部の内縁側に、第2ひび割れは54kN/本(天端変

位 2.7mm) で 65 度の外縁側、また第 3 ひび割れが 40 度の内縁側に 50.5kN/本 (天端変位 4.5mm) で発生した。ケース⑤では第 1 ひび割れは 57kN/本 (天端変位 3.8mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 100kN/本 (天端変位 7.6mm) で 115 度の外縁側に、その後に対称の位置である 65 度の外縁側に発生し、さらに第 3 ひび割れが 150kN/本 (天端変位 16.4mm) で 140 度の内縁側に発生した。ケース④では左右対称に発生しなかったが、発生箇所はケース④および⑤では概ね同一であった。

次にケース⑤とケース⑥を比較することにより鋼纖維長の影響を検討した。図-7 より最大荷重はケース⑥で 117kN/本であった。供試体の強度に大きく差がないことから、鋼纖維長を 60mm から 30mm とした場合は最大荷重は概ね 4 分の 3 程度となったことが分かる。また最大荷重を超えた後の荷重の低下の度合いは鋼纖維の長さが短い方が急に低下することが分かった。ひび割れはケース⑥では第 1 ひび割れは 57kN/本 (天端変位 2.0mm) で天端部の内縁側に、第 2 ひび割れは 64kN/本 (天端変位 2.6mm) で 67.5 度の外縁側に、対称な位置の 125 度の外側に 88kN/本 (天端変位 5.0mm) で、第 3 ひび割れは 113kN/本 (天端変位 11.6mm) で 40 度の内縁側に発生した。第 1 ひび割れ発生時の荷重はケース⑤とケース⑥では大きく変わらないものの、第 2 ひび割れ発生時の

荷重はケース⑥の方が小さい荷重であった。

ひび割れの発生状況と荷重の関係について検討してみるとケース④～⑥のそれぞれにおいて、載荷可能な最大荷重は第 3 ひび割れが発生した直後に得られた。これは載荷形式 B の条件下では、第 3 ひび割れが発生することにより構造物が不安定になっていると考えられる。また、第 1 ひび割れが発生してから供試体の載荷可能な最大荷重が得られるまでの荷重の差は大きいことが分かった。このため、覆工の最終状態や耐力を検討する場合は、様々な荷重条件下において、ひび割れを考慮した挙動について検討する必要があると言える。

4. フレーム解析

4.1 解析手法

本研究では覆工の挙動を把握し、覆工の持つ耐力を評価する手法を検討するために、ひび割れを模擬した回転ばねを考慮に入れたフレーム解析を行い、解析上の軸力と曲げモーメントを算定することで実験結果の検証を行った。

フレーム解析では覆工の材料は線形とし、ヤング率とポアソン比は供試体の試験結果から得られた値を用いた。また載荷ジャッキを地盤反力ばね定数が 50MN/m で一定¹⁾とした引張方向を無視した地盤反力ばねと仮定した。ひび割れのモデル化はひび割れ発生後に回転ばねを同位置に配置した。回転ばね定数は実験で得られた天端変位の計測値と解析値が合致するように算定し、それを基に断面に発生する軸力と曲げモーメントを算定した。

また、得られた軸力と曲げモーメントは耐力曲線で検討することとした。覆工の耐力が決定される供試体のモードには大別して 3 通りあると考えられる。すなわち、①全断面圧縮で圧縮破壊を生じるモード、②ひび割れを生じつつもその反対側の縁で圧縮限界に達して破壊を生じるモード、および③ひび割れが発生し、それらが進展しひび割れが深くなるとともに、多数の断面でひび割れが発生し、構造的に不安定になり耐力が決定されるモードである。特に③のモードにおいて断面が耐力に達したと考える場合、断面の耐力は許容されるひび割れ深さによって大きく異なることになる。本研究では、ひび割れの許容される深さはプレーンコンクリートでは断面高さの 50%²⁾、鋼纖維補強コンクリートの場合は 70%³⁾と仮定して耐力曲線を算定した。また、コンクリートの応力-ひ

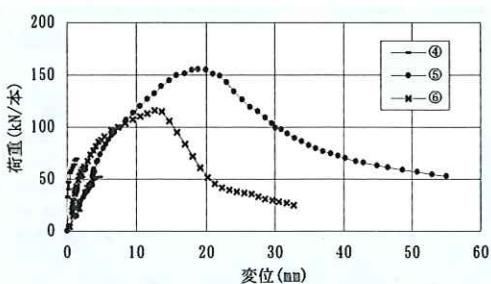


図-7 荷重-変位曲線(天端)

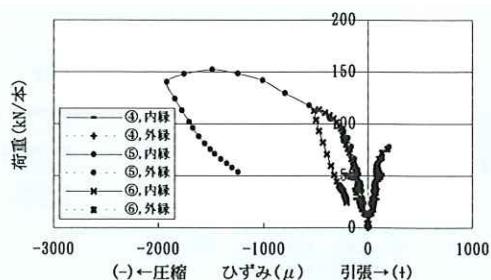


図-8 荷重-ひずみ変化図(65°)

ずみ曲線およびコンクリートの引張強度はコンクリート標準示方書に基づき算定した。引張領域が断面内に発生した場合、プレーンコンクリートの場合は引張応力の影響は無視し、鋼纖維補強コンクリートの場合は引張強度に残留強度率 0.55 を乗じた引張応力を引張領域で負担すると仮定した。また、参考として、ひび割れ深さを許容しない、すなわち、断面内に引張領域が発生した段階で耐力に達すると仮定した耐力曲線、および断面の一端が圧縮の限界ひずみ (3500μ) に達した段階で耐力に達すると仮定した耐力曲線を併せて記した。耐力曲線を算定する際の安全係数等はすべて 1.0 とした。

4.2 解析結果

初めにフレーム解析の妥当性を検討するためケース①の曲げモーメントの分布を検討した。実験結果より第 1 ひび割れは荷重が 80kN/本で発生したことから、初めに 50kN/本で回転ばねを考慮しない場合の解析、次に 100kN/本で第 1 ひび割れの回転ばねを考慮した場合の解析を行った。なお第 1 ひび割れの回転ばね定数は $kr_1=0$ および $50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ として 90 度に配置して検討した。解析結果を図-9 に示す。これより荷重が 50kN/本で回転ばねを考慮していない状態では、90 度で曲げモーメントが最大となっており、第 1 ひび割れが 90 度に発生することと一致した。また荷重が 100kN/本で第 1 ひび割れを模擬した回転ばねを 90 度に考慮した状態では、ばね定数に依らず 60~65 度で曲げモーメントが最大となっており、第 2 ひび割れが 60~65 度に発生したことと合致したことからフレーム解析を用いることが可能であることが示された。回転ばね定数は軸力やひび割れの開口幅によって変化する⁴⁾と考えられるが、本研究では簡略化のために回転ばね定数は一定とした。

ケース①で回転ばね定数を変化させた場合の解析と実験による天端変位と荷重の関係を図-10 に示す。実験結果を基に第 1 ひび割れおよび第 2 ひ

び割れが 70kN/本、150kN/本で発生すると仮定し、回転ばね定数を kr_1 、 kr_2 として算定したところ、50~350kN/本の荷重の範囲では $kr_1=50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 、 $kr_2=20\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 程度で実験値と解析値の天端変位が概ね合致した。同様にケース③およびケース⑤で回転ばね定数を算定したところ、ケース③では $kr_1=50\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 、 $kr_2=20\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 、ケース⑤では供試体の移動が実験の初期で生じたことによる変位のずれが若干発生したため傾きで比較したところ、 $kr_1=5\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ 、 $kr_2=5\text{MN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ となったため、これらの回転ばね定数を用いて断面力を算定した。

図-11 にケース①において最終的に破壊を生じた 65 度の軸力と曲げモーメントの変化図を示す。解析による最大荷重時の軸力と曲げモーメントの関係が耐力曲線と交差しなかった。しかし、実験を実施した供試体と解析上での強度差などのばらつき、実験結果による破壊の状況、また軸力を増加させた場合でも供試体に既にひび割れが発生していることから曲げモーメントの増分よりも軸力の増分が大きく表れるため、曲げモーメントと軸力の関係の傾きが大きくなるといった要因があることに加え、軸力と曲げモーメントの関係が概ね線形的に増加するといったことを考慮すると、フレーム解析に基づいた場合でも供試体は圧縮による破壊であったことが評価できると考えられる。

同様の手法でケース③および⑤で解析を行った。図-12 にケース③の 65 度における耐力曲線との

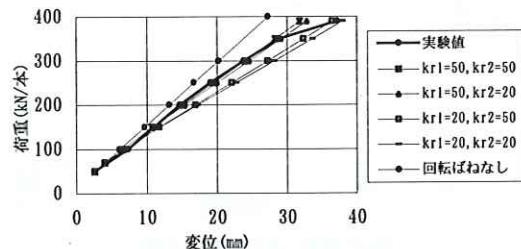


図-10 荷重-変位曲線(ケース①)

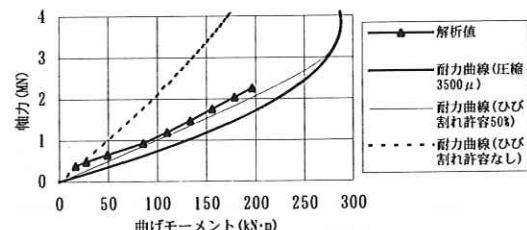


図-11 断面力と耐力曲線の関係(ケース①、65°)

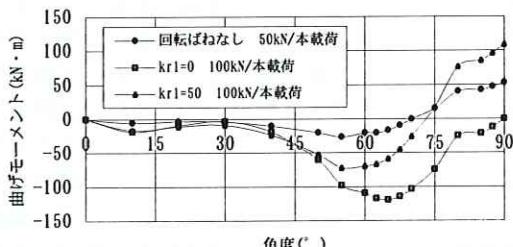


図-9 曲げモーメント分布(載荷形式 A)

関係を示す。ケース③もケース①と同様に覆工の耐力は圧縮破壊により決定されると考えられる。

図-13にケース⑤の65度における耐力曲線との関係を示す。65度でひび割れが進展することにより構造系が変化し第3ひび割れが発生したか、第3ひび割れが発生したことで65度が耐力に至ったかについては詳細な分析が必要であるものの、最終状態はひび割れ深さが限界に達して耐力に達したと考えられる。そのため、鋼纖維補強コンクリートを用いてひび割れに対しての抵抗力を増加させることで、覆工の耐力が増加することが可能であると考えられる。

以上より覆工の耐力の増加を図るためにには、想定される荷重状態が覆工に圧縮破壊を生じさせるか、またはひび割れが進展し構造が不安定となるかのどちらで最終状態が決定されるかを考慮して、耐力の検討を行う必要がある。

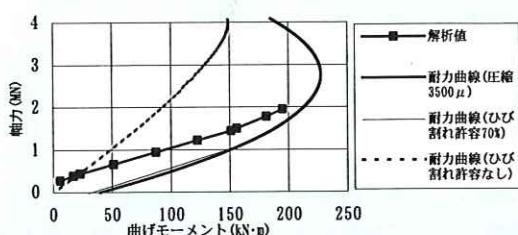


図-12 断面力と耐力曲線の関係(ケース②、65°)

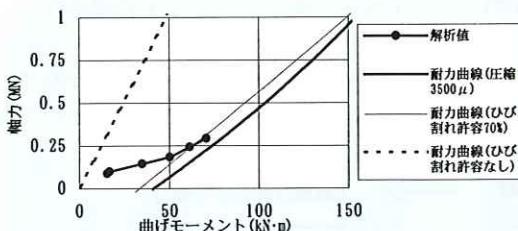


図-13 断面力と耐力曲線の関係(ケース⑤、65°)

5. まとめと今後の課題

本研究では載荷実験および数値解析によりトンネル覆工の持つ耐力の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 覆工に最初にひび割れが発生した荷重と最終的な破壊に至る場合の荷重の差は大きく、鋼纖維補強コンクリートの使用は特に引張ひび割れが生じるような荷重状態で耐力の改善が見込めた。
 - (2) フレーム解析と耐力曲線の概念を用いることで、覆工の最終状態のモードの把握が可能であり、圧縮破壊による場合とひび割れ進展との場合での覆工の耐力評価が可能となった。
- 今後は、許容されるひび割れ深さやひび割れを模擬した回転ばね定数の算定について検討を行う必要があり、それらを踏まえて構造系の変化を含めて地山条件と断面力やひび割れの関係を検討し、合理的で耐久性に優れた覆工の諸元を決定する必要がある。

参考文献

- 1) 砂金伸治、真下英人、鈴木正彦：トンネル覆工の力学的特性に関する考察、土木学会トンネル工学研究論文・報告集第9巻, pp.161-166, 平成11年11月
- 2) 併進工法設計施工研究委員会：併進工法設計施工法(都市トンネル編), pp.11-12, 平成4年
- 3) 鋼材俱楽部 SFRC構造設計施工研究会：鋼纖維補強コンクリート設計施工マニュアル(トンネル編), 平成7年
- 4) 松岡茂、益田彰久、松尾庄二、柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究、土木学会論文集No.554/III-37, pp.147-155, 平成8年12月

砂金 伸治*



独立行政法人土木研究所
基礎道路技術研究グループ(トンネル)研究員
Nobuharu ISAGO

真下 英人**



同 基礎道路技術研究グループ(トンネル)上席研究員、工博
Hideto MASHIMO

馬場 弘二***



日本道路公団試験研究所
道路研究部トンネル研究室
Koji BABA

城間 博通****



同 道路研究部トンネル研究室長
Hiromichi SHIROMA